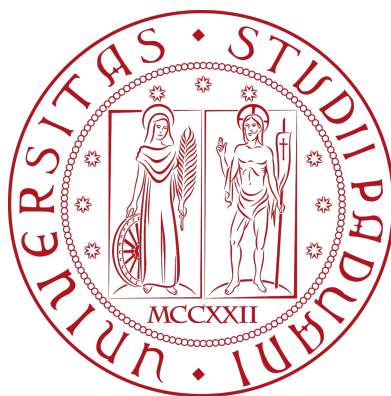


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE ED AMBIENTALE

Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea magistrale in Ingegneria Civile



TESI DI LAUREA MAGISTRALE

**INTERPRETAZIONE SPERIMENTALE DELLA
PRESTAZIONE SISMICA DI PARETI ARMATE
IN BLOCCHI DI CALCESTRUZZO AERATO**

Relatore:

Chiar.mo Prof. Roberto Scotta

Laureando:

Federico Moras

Matricola:

2019232

ANNO ACCADEMICO 2025-2026

Sommario

Il seguente lavoro di tesi ha l'obiettivo di approfondire il comportamento sismico della muratura armata realizzata con blocchi in calcestruzzo aerato autoclavato (AAC), valutandone la sua efficacia come soluzione tecnologica per le costruzioni in zona sismica. Il nucleo centrale dello studio risiede nell'analisi critica dei risultati ottenuti da una vasta campagna sperimentale condotta dall'azienda "Xella" su campioni in scala reale. Attraverso lo studio della resistenza, della capacità di spostamento e dei meccanismi di danneggiamento, è stata caratterizzata la risposta del materiale sottoposto ad azioni cicliche, confrontando i dati teorici con i risultati sperimentali. Il lavoro è stato arricchito dall'analisi di specifici casi studio, che hanno permesso di testare la validità dei modelli analitici e di validare le prestazioni della struttura in contesti applicativi reali. Tale sistema, già in forte espansione nell'Europa settentrionale per le eccellenti proprietà termiche ed acustiche, si delinea così come una soluzione competitiva e sicura anche per il mercato dell'edilizia sostenibile in aree a rischio sismico.

Abstract

The present thesis aims to investigate the seismic behavior of reinforced masonry built with Autoclaved Aerated Concrete (AAC) blocks, evaluating its effectiveness as a technological solution for constructions in seismic zones. The core of the study consists of a critical analysis of the results obtained from an extensive experimental campaign conducted by the multinational company "Xella" on full-scale specimens. By studying the strength, displacement capacity, and failure mechanisms, the material's response under cyclic loading was characterized, comparing theoretical data with the actual experimental results. The work was further enriched by the analysis of specific case studies, which allowed for testing the validity of analytical models and validating the structure's performance in real-world application contexts. This system, which is already rapidly expanding in Northern Europe due to its excellent thermal and acoustic properties, emerges as a competitive and safe solution for the sustainable construction market in seismic areas.

Indice

Elenco delle figure	xi
Elenco delle tabelle	xv
1 Introduzione	1
2 Il Calcestruzzo Aerato Autoclavato	2
2.1 Inquadramento e Origine del termine	2
2.2 Processo di Produzione	2
2.3 Caratteristiche fisiche	3
2.3.1 Densità e proprietà meccaniche	3
2.4 Comportamento termo-igrometrico	4
2.4.1 Isolamento Acustico	5
2.4.2 Resistenza al Fuoco e Durabilità	5
3 Riferimenti normativi	7
3.1 Materiali e caratteristiche tipologiche	7
3.1.1 Malte per muratura	7
3.1.2 Elementi resistenti in muratura	7
3.2 Verifiche di resistenza	8
3.2.1 Resistenze di progetto	8
3.2.2 Stima della resistenza a compressione	9
3.2.3 Resistenza caratteristica a taglio	10
3.2.4 Moduli di elasticità secanti	11
3.3 Verifica a pressoflessione per carichi laterali	11
3.3.1 Il Coefficiente di Riduzione Φ	11
3.3.2 Determinazione della Snellezza e dei Vincoli	11
3.3.3 Calcolo delle Eccentricità	12
3.4 Verifica di resistenza a carichi concentrati	13
3.5 Resistenza a pressoflessione nel piano	14
3.5.1 Muratura ordinaria	15
3.5.2 Muratura armata	15
3.5.3 Calcolo del momento resistente per la muratura armata	15

3.6	Resistenza a taglio nel piano	17
3.6.1	Muratura ordinaria	17
3.6.2	Muratura armata	17
3.7	Travi in muratura	18
3.8	Prescrizione sui minimi d'armatura	19
3.9	Cordoli in C.A.	20
3.9.1	Progetto a taglio	20
3.10	Fattore di comportamento	20
3.11	Criteri di progetto e requisiti geometrici	21
3.12	Principi di progettazione in capacità	22
3.13	Bilineare equivalente	22
3.14	Duttilità	23
4	Introduzione ai Casi studio	24
4.1	Caratterizzazione dei casi studio	24
4.2	Modello numerico	28
4.2.1	Ipotesi di base del modello	28
4.2.2	Assegnazione dei carichi	30
4.2.3	Assegnazione dei vincoli	31
4.2.4	Massa sismica	32
4.2.5	Analisi dinamica lineare caso studio A	33
4.2.6	Analisi statica lineare caso studio B	37
5	Caso studio A	39
5.1	Criteri di scelta dell'armatura	40
5.1.1	Armatura Verticale	40
5.1.2	Armatura Orizzontale	40
5.2	Caso studio a un piano	41
5.2.1	Verifica a pressoflessione per carichi laterali	41
5.2.2	Analisi modale	45
5.2.3	Nota sulla definizione dell'azione sismica:	48
5.2.4	Verifica a Pressoflessione dei maschi murari	48
5.2.5	Verifica a taglio dei maschi murari	51
5.2.6	Verifica delle fasce	54
5.2.7	Verifica del cordolo in C.A.	56
5.3	Caso studio a due piani	58
5.3.1	Verifica a pressoflessione per carichi laterali	58

5.3.2	Analisi modale	59
5.3.3	Verifica a Pressoflessione dei maschi murari	62
5.3.4	Verifica a taglio dei maschi murari	64
5.4	Caso studio a tre piani	67
5.4.1	Verifica a pressoflessione per carichi laterali	67
5.4.2	Analisi modale	68
5.4.3	Verifica a Pressoflessione dei maschi murari	71
5.4.4	Verifica a taglio dei maschi murari	73
5.5	Discussione dei risultati	75
6	Caso studio B	78
6.1	Criteri di scelta dell'armatura e compatibilità meccanica	79
6.1.1	Armatura Verticale	79
6.1.2	Armatura Orizzontale	80
6.2	Caso studio a tre piani	80
6.2.1	Verifica a pressoflessione per carichi laterali	80
6.2.2	Verifica ai carichi concentrati	84
6.2.3	Analisi modale	86
6.2.4	Verifica a Pressoflessione dei maschi murari	88
6.2.5	Verifica a taglio dei maschi murari	91
6.3	Caso studio a quattro piani	94
6.3.1	Verifica a pressoflessione per carichi laterali	94
6.3.2	Analisi modale	95
6.3.3	Verifica a Pressoflessione dei maschi murari	98
6.3.4	Verifica a taglio dei maschi murari	101
6.4	Caso studio a cinque piani	104
6.4.1	Verifica a pressoflessione per carichi laterali	104
6.4.2	Analisi modale	105
6.4.3	Verifica a Pressoflessione dei maschi murari	108
6.4.4	Verifica a taglio dei maschi murari	111
6.5	Discussione dei risultati	114
7	Introduzione ai test sperimentali	117
7.1	Materiali	117
7.2	Geometria dei campioni	117
7.3	Armatura	120
7.3.1	Armatura verticale	120

7.3.2	Armatura orizzontale	121
7.4	Apparato di prova	122
7.5	Costruzione della curva bilineare	125
8	Risultati dei test sperimentali	127
8.1	8° Test-V8 Typ3	127
8.1.1	Curva di capacità Forza-Spostamento	127
8.1.2	Evoluzione temporale	129
8.1.3	Curva Bilineare equivalente	130
8.1.4	Carico Verticale	131
8.1.5	Posizione della risultante della compressione verticale	132
8.1.6	Quadro fessurativo	133
8.2	9° Test- V9 Typ3	136
8.2.1	Curva di capacità Forza-Spostamento	136
8.2.2	Evoluzione temporale	137
8.2.3	Curva Bilineare equivalente	138
8.2.4	Carico Verticale	139
8.2.5	Quadro fessurativo	139
8.3	10° Test - V10 Typ0	142
8.3.1	Curva di capacità Forza-Spostamento	142
8.3.2	Evoluzione temporale	143
8.3.3	Curva Bilineare equivalente	144
8.3.4	Carico Verticale	145
8.3.5	Posizione della risultante del carico verticale	145
8.3.6	Quadro fessurativo	147
8.4	11° Test - V11 Typ0	150
8.4.1	Curva di capacità Forza-Spostamento	150
8.4.2	Evoluzione temporale	151
8.4.3	Curva Bilineare equivalente	152
8.4.4	Carico Verticale	153
8.4.5	Posizione della risultante del carico verticale	154
8.4.6	Quadro fessurativo	155
8.5	12° Test-V12 Typ0	157
8.5.1	Curva di capacità Forza-Spostamento	157
8.5.2	Evoluzione temporale	159
8.5.3	Curva Bilineare equivalente	159
8.5.4	Carico Verticale	160

8.5.5	Posizione della risultante delle compressioni	162
8.5.6	Quadro fessurativo	163
8.6	13° Test-V13 Typ1	165
8.6.1	Curva di capacità Forza-Spostamento	165
8.6.2	Evoluzione temporale	166
8.6.3	Curva Bilineare equivalente	167
8.6.4	Carico Verticale	168
8.6.5	Posizione della risultante delle compressioni	169
8.6.6	Quadro fessurativo	170
8.7	14° Test-V14 Typ1	172
8.7.1	Curva di capacità Forza-Spostamento	172
8.7.2	Evoluzione temporale	173
8.7.3	Curva Bilineare equivalente	174
8.7.4	Carico Verticale	175
8.7.5	Posizione della risultante delle compressioni	175
8.7.6	Quadro fessurativo	176
8.8	15° Test-V15 Typ2	179
8.8.1	Curva di capacità Forza-Spostamento	179
8.8.2	Evoluzione temporale	180
8.8.3	Curva Bilineare equivalente	180
8.8.4	Carico Verticale	182
8.8.5	Posizione della risultante delle compressioni	182
8.8.6	Quadro fessurativo	183
8.9	16° Test-V16 Typ2	186
8.9.1	Curva di capacità Forza-Spostamento	186
8.9.2	Evoluzione temporale	187
8.9.3	Curva Bilineare equivalente	187
8.9.4	Carico Verticale	188
8.9.5	Posizione della risultante delle compressioni	189
8.9.6	Quadro fessurativo	189
8.10	17° Test-V17 Typ3	193
8.10.1	Curva di capacità Forza-Spostamento	193
8.10.2	Evoluzione temporale	194
8.10.3	Curva Bilineare equivalente	194
8.10.4	Carico Verticale	196
8.10.5	Quadro fessurativo	196

8.11	18° Test-V18 Typ3	199
8.11.1	Curva di capacità Forza-Spostamento	199
8.11.2	Evoluzione temporale	200
8.11.3	Curva Bilineare equivalente	200
8.11.4	Carico Verticale	202
8.11.5	Quadro fessurativo	202
9	Confronto tra test sperimentali	205
9.1	Pareti piene	205
9.2	Pareti con apertura	206
9.3	Risultati di spostamento delle pareti	209
9.4	Rigidezza elastica	209
9.5	Considerazioni finali sul confronto sperimentale	211
10	Interpretazione dei risultati sperimentali	213
10.1	Introduzione	213
10.2	Verifica a taglio	215
10.3	Verifica a pressoflessione	216
10.4	Confronto tra valori analitici e sperimentali	217
10.5	Considerazioni conclusive	220
10.5.1	Disallineamento tra modello numerico e test sperimentali	221
10.6	Progettazione in capacità	223
11	Conclusioni	225
11.0.1	Sviluppi futuri	226
12	Ringraziamenti	227

Elenco delle figure

2.1	Caratteristiche meccaniche dei blocchi in calcestruzzo aerato autoclavato.	3
2.2	Relazione quasi lineare tra resistenza a compressione e densità [2].	3
3.1	Valori di f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in N/mm^2), "source NTC 2018 [10].	10
3.2	Valori del coefficiente Φ , source NTC 2018 [10].	12
3.3	Fattore laterale di vincolo ρ in funzione del rapporto h/a , source NTC 2018 [10].	12
3.4	Distribuzione del carico per verifica a carichi concentrati.	14
3.5	Requisiti geometrici pareti resistenti al sisma, source NTC2018 [10].	22
3.6	Fattori di sovrarresistenza, source NTC 2018 [10].	23
4.1	Pianta caso studio A.	25
4.2	Pianta caso studio B.	26
4.3	Modello a telaio equivalente.	28
4.4	Telaio equivalente lagomarsino.	29
4.5	Inserimento dell'asta fittizia "dummy beam".	31
4.6	Vincoli dei casi studio.	32
4.7	Applicazione dei diaframmi rigidi.	33
4.8	Conversione dei carichi in masse.	34
4.9	Procedura di inserimento dello spettro di risposta in Midas Gen.	35
4.10	Inserimento dell'azione sismica nl software Midas Gen [1].	37
4.11	Analisi statica lineare Midas Gen [1].	38
5.1	Confronto dei modelli strutturali per numero di piani.	39
5.2	Schema statico parete a cerniera.	41
5.3	Modi di vibrare dell'edificio a un piano: viste prospettiche e piante.	46
5.4	Meccanismo resistente fasce di piano.	55
5.5	Analisi modale dell'edificio a due piani: confronto tra i primi tre modi di vibrare.	60
5.6	Analisi modale dell'edificio a tre piani: confronto tra le viste prospettiche e in pianta dei primi tre modi di vibrare	69
5.7	Performance sismica Caso studio A.	76

6.1	Confronto dei modelli strutturali per numero di piani.	78
6.2	Diagramma di taglio della trave appoggiata e individuazione delle reazioni vincolari.	85
6.3	Modi di vibrare dell'edificio a tre piani: viste prospettiche e piante.	86
6.4	Analisi modale dell'edificio a quattro piani: confronto tra i primi tre modi di vibrare.	96
6.5	Analisi modale dell'edificio a cinque piani: confronto tra i primi tre modi di vibrare.	106
6.6	Performance sismica caso studio B.	115
7.1	DWG dei provini analizzati.	119
7.2	Dettaglio disposizione armatura verticale sui provini.	120
7.3	Dettaglio disposizione armatura verticale sui Provini con apertura.	121
7.4	Apparato di prova.	122
7.5	Posizionamento dei trasduttori di spostamento sulla faccia del provino.	123
7.6	Posizionamento dei trasduttori di spostamento sul retro del provino.	124
7.7	Esempio curva bilineare.	125
8.1	Curva di capacità per il campione V8 - typ3.	128
8.2	Evoluzione temporale del drift per provino V8-typ3.	129
8.3	Curva bilineare V8 - typ3.	130
8.4	Evoluzione temporale del carico verticale V8 - Typ3.	131
8.5	Posizione della risultante delle compresioni pannello con apertura, source:[13]	133
8.6	Quadro fessurativo per il campione V8-Typ3.	135
8.7	Curva di capacità per il campione V9 - typ3.	136
8.8	Evoluzione temporale del drift per provino V9-typ3.	137
8.9	Curva bilineare V9 - typ3.	138
8.10	Evoluzione temporale del carico verticale V9 - Typ3.	139
8.11	Quadro fessurativo per il campione V9-Typ3.	141
8.12	Curva di capacità per il campione V10 - typ0.	142
8.13	Evoluzione temporale del drift per provino V10-typ0	143
8.14	Curva bilineare V10 - typ0.	144
8.15	Evoluzione temporale del carico verticale V10 Typ0.	145
8.16	Eccentricità del carico, sistema di forze equivalenti.	146
8.17	Posizione della risultante delle compressioni V10-typ0.	148
8.18	Quadro fessurativo per il campione V10-Typ0.	149

8.19	Curva di capacità per il campione V11 - typ0.	150
8.20	Evoluzione temporale del drift per provino V11-typ0.	151
8.21	Curva bilineare per il campione V11 - typ0.	152
8.22	Evoluzione temporale del carico verticale V11 Typ0.	153
8.23	Posizione della risultante delle compressioni V11-typ0.	154
8.24	Quadro fessurativo per il campione V11-Typ0.	155
8.25	Curva di capacità per il campione V12 - typ0.	157
8.26	Evoluzione temporale del drift per provino V12-typ0.	159
8.27	Curva bilineare V12- typ0.	160
8.28	Evoluzione temporale del carico verticale V12 - Typ0.	161
8.29	Posizione della risultante delle compressioni V12-typ0.	162
8.30	Quadro fessurativo per il campione V12-Typ0.	164
8.31	Curva di capacità per il campione V13 - typ1.	165
8.32	Evoluzione temporale del drift per provino V13-typ1.	166
8.33	Curva bilineare V13- typ0	167
8.34	Evoluzione temporale del carico verticale V13 - Typ1.	168
8.35	Posizione della risultante delle compressioni V13-typ1.	169
8.36	Quadro fessurativo per il campione V13-Typ1.	171
8.37	Curva di capacità per il campione V14 - typ1.	172
8.38	Evoluzione temporale del drift per provino V14-typ1.	173
8.39	Curva bilineare V14- typ1.	174
8.40	Evoluzione temporale del carico verticale V14 - Typ1.	175
8.41	Posizione della risultante delle compressioni V14-typ1.	176
8.42	Quadro fessurativo per il campione V14-Typ1.	178
8.43	Curva di capacità per il campione V15 - typ2	179
8.44	Evoluzione temporale del drift per provino V15-typ2.	180
8.45	Curva bilineare V15- typ2.	181
8.46	Evoluzione temporale del carico verticale V15 - Typ2.	182
8.47	Posizione della risultante delle compressioni V15-typ2.	183
8.48	Quadro fessurativo per il campione V15-Typ2.	185
8.49	Curva di capacità per il campione V16 - typ2.	186
8.50	Evoluzione temporale del drift per provino V16-typ2.	187
8.51	Curva bilineare V16- typ2.	188
8.52	Evoluzione temporale del carico verticale V16 - Typ2.	189
8.53	Posizione della risultante delle compressioni V16-typ2.	190
8.54	Quadro fessurativo per il campione V16-Typ2.	192

8.55	Curva di capacità per il campione V17 - typ3.	193
8.56	Evoluzione temporale del drift per provino V17-typ3.	194
8.57	Curva bilineare V17- typ3.	195
8.58	Evoluzione temporale del carico verticale V17 - Typ3.	196
8.59	Quadro fessurativo per il campione V17-Typ3.	198
8.60	Curva di capacità per il campione V18 - typ3.	199
8.61	Evoluzione temporale del drift per provino V18-typ3.	200
8.62	Curva bilineare V18- typ3	201
8.63	Evoluzione temporale del carico verticale V18 - Typ3	202
8.64	Quadro fessurativo per il campione V18-Typ3.	204
9.1	Confronto tra pareti piene curva di involuppo.	206
9.2	Confronto tra pareti con apertura curva di involuppo.	207
9.3	Confronto tra pareti con apertura curva bilineare.	208
9.4	Istogramma di spostamento delle pareti piene.	208
9.5	Istogramma di spostamento delle pareti con apertura.	209
9.6	Istogramma resistenza a taglio pareti piene.	210
9.7	Istogramma resistenza a taglio pareti con apertura.	210
9.8	Valori della rigidezza elastica sperimentale misurata.	211
9.9	Confronto grafico tra rigidezze teoriche e sperimentali.	211
10.1	Schema statico a mensola per parete piena.	213
10.2	Schema statico a mensola per parete con apertura.	214
10.3	Confronto tra valori sperimentali, capacità a taglio e a flessione per campioni con apertura.	218
10.4	Confronto tra valori sperimentali, capacità a taglio e a flessione per campioni pieni.	219
10.5	Taglio resistente sperimentale e analitico per i diversi campioni testati. . .	219
10.6	Deformazione trasduttori verticali parete piena tipo.	222
10.7	Deformazione trasduttori verticali parete con apertura tipo.	222

Elenco delle tabelle

2.1	Relazione tra densità, resistenza e conduttività nel calcestruzzo aerato. . .	4
2.2	Valori termoigrometrici per alcune tipologie di blocchi Ytong [6].	4
2.3	Prestazioni di resistenza al fuoco del sistema Ytong in funzione dello spessore del blocco	6
4.1	Caratteristiche tecniche blocchi Ytong® Climaplus 325.	26
4.2	Caratteristiche tecniche blocchi Ytong® Thermo 450.	27
4.3	Caratteristiche meccaniche della malta a base cementizia Ytong® Preocol.	27
4.4	Proprietà meccaniche dell'acciaio per armature B450C.	27
4.5	Caratteristiche meccaniche del rinforzo orizzontale Murfor® Compact	27
5.1	Verifica a pressoflessione per carichi laterali: Sezione di estremità superiore.	43
5.2	Verifica a pressoflessione per carichi laterali: sezione di mezzeria.	44
5.3	Verifica a pressoflessione per carichi laterali: Sezione di base.	45
5.4	Risultati Analisi Modale: Frequenze e Periodi propri.	47
5.5	Masse Partecipanti Modali (Percentuali e Cumulative).	47
5.6	Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,1$	49
5.7	Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,2$	50
5.8	Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,3$	50
5.9	Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,1$	52
5.10	Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,2$	52
5.11	Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,3$	53
5.12	Verifica a flessione del cordolo in C.A. al variare dello scenario sismico.	56
5.13	Verifica a taglio del cordolo in C.A. con e senza armatura trasversale specifica.	57
5.14	Verifica a pressoflessione per carichi laterali: Sezione di estremità superiore-parete al piano terra.	58
5.15	Verifica a pressoflessione per carichi laterali: Sezione di base.	59
5.16	Risultati Analisi Modale: Frequenze e Periodi propri.	61
5.17	Masse Partecipanti Modali (Percentuali e Cumulative).	61
5.18	Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,1$	62

5.19	Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,2$.	63
5.20	Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,3$.	63
5.21	Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,1$.	64
5.22	Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,2$.	65
5.23	Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,3$.	65
5.24	Ridistribuzione del taglio secondo §7.8.1.5.2 delle NTC 2018 [10].	66
5.25	Verifica a pressoflessione per carichi laterali: Sezione di estremità superiore- parete al piano terra	67
5.26	Verifica a pressoflessione per carichi laterali: Sezione di base	68
5.27	Risultati Analisi Modale: Frequenze e Periodi propri.	70
5.28	Masse Partecipanti Modali (Percentuali e Cumulative).	70
5.29	Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,1$.	71
5.30	Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,2$.	72
5.31	Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,3$.	72
5.32	Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,1$.	73
5.33	Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,2$.	74
5.34	Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,3$.	74
5.35	Sintesi comparativa delle percentuali di sfruttamento per il Caso Studio A.	75
6.1	Verifica a pressoflessione per carichi laterali: Sezione di estremità superiore	81
6.2	Verifica a pressoflessione per carichi laterali: sezione di mezzeria	82
6.3	Verifica a pressoflessione per carichi laterali: Sezione di estremità superiore	83
6.4	Verifica a pressoflessione per carichi laterali: Sezione di base	84
6.5	Verifica a carichi concentrati.	85
6.6	Risultati Analisi Modale: Frequenze e Periodi propri.	87
6.7	Masse Partecipanti Modali (Percentuali e Cumulative).	87
6.8	Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,075$.	88
6.9	Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,15$.	89
6.10	Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,25$.	90
6.11	Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,075$.	91
6.12	Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,15$.	92

6.13	Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,25$	93
6.14	Verifica a pressoflessione per carichi laterali: Sezione di estremità superiore- parete al piano terra	94
6.15	Verifica a pressoflessione per carichi laterali: Sezione di base	95
6.16	Risultati Analisi Modale: Frequenze e Periodi propri.	97
6.17	Masse Partecipanti Modali (Percentuali e Cumulative).	97
6.18	Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,075$	98
6.19	Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,15$	99
6.20	Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,25$	100
6.21	Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,075$	101
6.22	Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,15$	102
6.23	Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,25$	103
6.24	Verifica a pressoflessione per carichi laterali: Sezione di estremità superiore- parete al piano terra	104
6.25	Verifica a pressoflessione per carichi laterali: Sezione di base	105
6.26	Risultati Analisi Modale: Frequenze e Periodi propri.	107
6.27	Masse Partecipanti Modali (Percentuali e Cumulative).	107
6.28	Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,075$	108
6.29	Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,15$	109
6.30	Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,25$	110
6.31	Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,075$	111
6.32	Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,15$	112
6.33	Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,25$	113
6.34	Sintesi comparativa delle percentuali di sfruttamento per il Caso Studio B.	114
7.1	Caratteristiche tecniche blocchi Ytong® SismiClima350.	118
7.2	Caratteristiche tecniche blocchi Ytong® Sismico575.	118
7.3	Specifiche geometriche dei campioni testati.	119
7.4	Legenda della strumentazione installata e specifiche dei sensori utilizzati nei test.	124
8.1	Specifiche campione - V8 typ3.	127

8.2	Parametri meccanici della curva bilineare equivalente per il campione V8 Typ3.	131
8.3	Specifiche campione - V9 Typ3.	136
8.4	Parametri meccanici della curva bilineare equivalente per il campione V9 Typ3.	138
8.5	Specifiche campione - V10 Typ0.	142
8.6	Parametri meccanici della curva bilineare equivalente per il campione V10 Typ0.	144
8.7	Specifiche campione - V11 Typ0	150
8.8	Parametri meccanici della curva bilineare equivalente per il campione V11 Typ0.	153
8.9	Specifiche campione - V12 typ0.	157
8.10	Parametri meccanici della curva bilineare equivalente per il campione V12 Typ0.	159
8.11	Specifiche campione - V13 typ1.	165
8.12	Parametri meccanici della curva bilineare equivalente per il campione V13 Typ1.	167
8.13	Specifiche campione - V14 typ1.	172
8.14	Parametri meccanici della curva bilineare equivalente per il campione V14 Typ1.	174
8.15	Specifiche campione - V15 typ2.	179
8.16	Parametri meccanici della curva bilineare equivalente per il campione V15 Typ2.	181
8.17	Specifiche campione - V16 typ2.	186
8.18	Parametri meccanici della curva bilineare equivalente per il campione V16 Typ2.	188
8.19	Specifiche campione - V17 typ3.	193
8.20	Parametri meccanici della curva bilineare equivalente per il campione V17 Typ3.	195
8.21	Specifiche campione - V18 typ3.	199
8.22	Parametri meccanici della curva bilineare equivalente per il campione V18 Typ3	201
9.1	Prospetto riassuntivo dei provini e dei parametri delle prove cicliche sui campioni pieni.	205
9.2	Prospetto dei provini con apertura (porta) e relativi parametri di prova.	207
9.3	Parametri geometrici e meccanici per il calcolo della rigidezza analitica K.	211

10.1 Sintesi dei provini analizzati nella campagna sperimentale.	214
10.2 Risultati di verifica a taglio per i provini.	215
10.3 Risultati di verifica a pressoflessione per i provini.	216
10.4 Confronto tra risultati sperimentali e analitici.	217

1 Introduzione

Il presente lavoro di tesi si pone l'obiettivo di interpretare i risultati di una vasta campagna sperimentale condotta presso i laboratori della ditta Xella (*Emstal, Germania*) su pannelli in muratura armata realizzati con blocchi di calcestruzzo alveolare autoclavato (AAC). La ricerca, denominata "*Project 200853 - AAC seismic masonry system*", è finalizzata alla valutazione della resistenza a taglio e flessione nel piano sotto sollecitazioni monotone e cicliche, atte a simulare l'azione sismica.

Il nucleo del lavoro risiede nel confronto critico tra le evidenze sperimentali e le previsioni dei modelli analitici forniti dalle normative vigenti. Tale analisi è determinante per verificare l'applicabilità delle formule standard alla descrizione del comportamento reale del sistema costruttivo e, di conseguenza, per validarne l'impiego in zone ad alta sismicità. Sebbene il calcestruzzo alveolare sia già ampiamente diffuso nell'Europa centro-settentrionale per le sue eccellenti proprietà di isolamento termico e leggerezza, la crescente richiesta di edifici a basso consumo energetico ne sta spingendo l'adozione anche in aree caratterizzate da un elevato rischio sismico.

Attualmente, l'AAC rappresenta un materiale "innovativo" non ancora pienamente recepito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni o dagli Eurocodici. In assenza di norme armonizzate, il vuoto legislativo viene colmato attraverso gli *European Technical Assessment* (ETA), documenti che certificano le prestazioni dei prodotti su base volontaria del produttore. La tesi, pertanto, si inserisce in questo contesto normativo in evoluzione, mirando a fornire un contributo alla validazione di linee guida tecniche per il settore.

Oltre all'analisi dei dati, il lavoro ha previsto un'approfondita fase di modellazione numerica tramite il software agli elementi finiti MidasGen [1]. Attraverso lo studio di due casi reali, è stato possibile confrontare le sollecitazioni derivanti dai modelli FEM con le resistenze nominali di normativa, permettendo di maturare competenze avanzate nella progettazione strutturale e nella gestione di problematiche ingegneristiche complesse, raramente affrontate nei percorsi di studio tradizionali.

2 Il Calcestruzzo Aerato Autoclavato

2.1 Inquadramento e Origine del termine

Il Calcestruzzo Aerato Autoclavato, noto internazionalmente come AAC (*Autoclaved Aerated Concrete*), deve il suo nome alle due fasi principali del ciclo produttivo: la struttura "aerata", ottenuta tramite una reazione chimica controllata che genera micro-bolle d'aria, e la maturazione finale in "autoclave". Sviluppato in Svezia negli anni '20 dall'architetto Axel Eriksson, il materiale è stato perfezionato industrialmente con il marchio Ytong (*sincronismo di Yxhult, località di origine, e Betong, calcestruzzo*). Le sue ricerche furono avviate con la volontà di trovare un'alternativa al legno, materiale che all'epoca era scarsamente reperibile. Rispetto al calcestruzzo ordinario e ai laterizi, la produzione del calcestruzzo aerato autoclavato (AAC) consente una riduzione del consumo energetico per unità di volume rispettivamente del 70% e del 40% [2]. A causa dell'ampia diffusione del prodotto, l'ACC assume differenti nomi in base al produttore. I nomi principali con cui si può trovare in commercio sono [3]: *Durox, Celcon, Thermalite, AirCrete, Siporex, Iperblock...etc...*

2.2 Processo di Produzione

Il materiale viene ottenuto da una miscela di sabbia silicea, cemento, calce, gesso, ceneri volanti, polvere o pasta di alluminio (utilizzati come agenti espandenti) e acqua. La reazione chimica innescata dall'aggiunta degli agenti espandenti provoca la formazione di microscopiche bolle di idrogeno, che portano il calcestruzzo a espandersi fino a circa due volte il suo volume originale nell'arco di 3 ore [4];[5].

Successivamente all'evaporazione dell'idrogeno, il calcestruzzo aerato viene tagliato secondo le dimensioni e le forme progettuali desiderate e sottoposto a maturazione a vapore in una camera pressurizzata, denominata autoclave. Tale processo di maturazione, fondamentale per il raggiungimento delle proprietà strutturali e della stabilità dimensionale richieste, è noto come *autoclavaggio*. Il trattamento avviene in un arco temporale di circa 11-12 ore, mantenendo una pressione di 12 bar e una temperatura compresa tra 190°C e 200°C.

Il prodotto finale è un materiale inorganico, non tossico, a tenuta d'aria, incombustibile e resistente al fuoco, caratterizzato da una fine struttura cellulare con pori d'aria di diametro variabile tra 0,1 e 2 mm.

2.3 Caratteristiche fisiche

2.3.1 Densità e proprietà meccaniche

Le caratteristiche meccaniche dei blocchi in AAC sono strettamente correlate alla loro densità, con un range di variabilità che spazia dai $300 \div 400 \text{ kg/m}^3$ per le soluzioni standard, fino ai $500 \div 600 \text{ kg/m}^3$ per gli elementi strutturalmente più performanti (Tab.2.1, Fig.2.2) [6].

Figura 2.1: Caratteristiche meccaniche dei blocchi in calcestruzzo aerato autoclavato.

	Climagold ©300	Thermo ©450	Sismico ©575	
$b \times h \times t$	625x200xt	625x200xt	625x200xt	[mm]
ρ	400	550	675	[kg/m ³]
ρ_b	300	450	575	[kg/m ³]
f_b	1.84	3.40	6.00	[MPa]
f_{bk}	1.47	2.72	5.00	[MPa]
f_k	1.34	2.26	2.80	[MPa]
f_d	0.54	0.90	1.12	[MPa]
f_{vk0}	0.30	0.30	0.30	[MPa]

$b \times h \times t$ Dimensioni ($L \times H \times t$)
 ρ / ρ_b Densità muratura / blocchi
 f_b / f_{bk} Resistenza blocco (media / caratt.)
 f_k / f_d Resistenza murat. (caratt. / prog.*)
 f_{vk0} Resistenza a taglio caratt.
 * Assunto $\gamma_M = 2.5$.

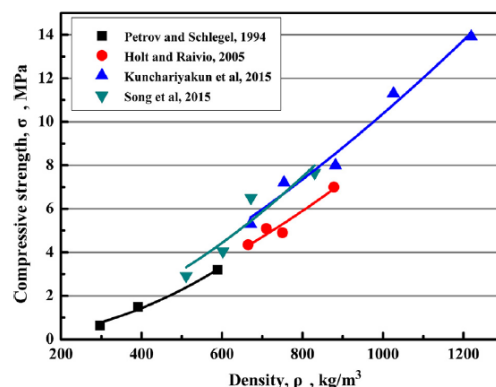


Figura 2.2: Relazione quasi lineare tra resistenza a compressione e densità [2].

La peculiarità del materiale risiede nell'elevato rapporto resistenza/massa: se confrontato con i materiali fragili tradizionali come il calcestruzzo armato ($\approx 2500 \text{ kg/m}^3$) o il laterizio ($\approx 1900 \text{ kg/m}^3$) l'AAC si distingue per una straordinaria leggerezza derivante dalla sua struttura macro-porosa. In media, il volume di un blocco è occupato per il $60\% \div 85\%$ da aria; tuttavia, la stabilità e la resistenza a compressione sono garantite dalla matrice solida di silicato di calcio idrato, nota mineralogicamente come tobermorite. Questo permette al calcestruzzo alveolare di sostenere carichi strutturali significativi nonostante l'elevata porosità, rendendolo idoneo per l'impiego in ambito residenziale [3]. Come per la maggior parte dei materiali lapidei, le proprietà meccaniche risultano diret-

tamente proporzionali alla densità: una riduzione della frazione di vuoti si traduce in un incremento delle prestazioni strutturali del sistema.

2.4 Comportamento termo-igrometrico

L'impiego del sistema costruttivo in AAC consente la realizzazione di involucri monostrato ad elevate prestazioni, capaci di coniugare isolamento termico e inerzia senza l'ausilio di sistemi a cappotto sintetici. La struttura microporosa e a pori chiusi dell'AAC rende estremamente lenta la conduzione del calore e favorisce una naturale igro-regolazione che, unita all'elevata traspirabilità al vapore della matrice minerale, previene fenomeni di condensa interstiziale e formazione di muffe [6].

La conduttività termica e la resistenza a compressione sono inversamente proporzionali: all'aumentare della densità (e quindi della resistenza) diminuisce l'efficienza in termini di isolamento termico, come riassunto nella Tab.2.1.

Tabella 2.1: Relazione tra densità, resistenza e conduttività nel calcestruzzo aerato.

Aircrete	Compressive Strength	Density	Thermal Conductivity
Density	$[N/mm^2]$	$[kg/m^3]$	$[W/mK]$
Low	2.0 ÷ 3.5	450	0.09 ÷ 0.11
Medium	4.0 ÷ 4.5	620	0.15 ÷ 0.17
High	7.0 ÷ 8.5	750	0.29 ÷ 0.20

La bassa conducibilità termica assicura valori di trasmittanza ridotti e temperature superficiali interne estremamente omogenee. In conformità alle prescrizioni del D.Lgs. 192/2005 e del D.M. 26/06/2009 [7], l'ottimo sfasamento termico permette di mitigare le escursioni termiche estive, contenendo le variazioni della temperatura interna entro un range di 2-3°C [6].

Tabella 2.2: Valori termoigrometrici per alcune tipologie di blocchi Ytong [6].

Materiali*	U	M _s	Φ	f	Y _{ie}
	$[W/(m^2K)]$	$[kg/m^2]$	$[h]$	$[-]$	$[W/(m^2K)]$
Blocco Clima 30 cm	0,32	105	10,7	0,28	0,09
Blocco Clima 36 cm	0,27	126	13,3	0,17	0,05
Blocco Climagold 42 cm	0,20	126	15,8	0,10	0,02
Blocco Climagold 48 cm	0,18	144	18,3	0,06	0,01

RIF. UNI EN ISO 13786: Φ: sfasamento; f: fattore di decremento; Y_{ie}: trasmittanza termica periodica.

* Conducibilità termica conforme al prospetto A.10 della norma UNI EN 1745.

Nello specifico, l'analisi dei parametri riportati in Tab.2.2 evidenzia come anche gli spessori minimi garantiscano uno sfasamento Φ di 10,7 ore, valore che raggiunge le 18,3

ore nel caso del Blocco Climagold da 48 cm. Tale protezione passiva è ben superiore alla soglia di accettabilità di 9 ore prescritta in letteratura tecnica [7]. Tali prestazioni risultano determinanti per il rispetto dei limiti sulla trasmittanza termica periodica (Y_{ie}), la quale si attesta su valori compresi tra 0,09 e 0,01 $W/(m^2K)$, ampiamente inferiori al limite normativo di 0,12 $W/(m^2K)$.

2.4.1 Isolamento Acustico

Il calcestruzzo aerato autoclavato Ytong, grazie alla presenza diffusa di micro-bolle d'aria indipendenti all'interno della matrice solida, garantisce il soddisfacimento dei requisiti acustici passivi. Prove sistematiche condotte in Germania hanno dimostrato che questo materiale offre prestazioni superiori, con un incremento dell'isolamento compreso tra 2 e 4 dB rispetto ad altri sistemi costruttivi di pari massa superficiale. Tale evidenza sperimentale è recepita dalla norma DIN 4109 [8], la quale attribuisce al calcestruzzo areato un "bonus" cautelativo di 2 dB nel calcolo del potere fonoisolante rispetto ai materiali da costruzione tradizionali [6].

2.4.2 Resistenza al Fuoco e Durabilità

Il materiale Ytong è di natura minerale e inorganica, caratteristiche che lo rendono intrinsecamente incombustibile. Ai sensi della normativa vigente, ai prodotti Ytong è attribuita l'Euroclasse A1 di reazione al fuoco [3];[6].

La resistenza al fuoco degli elementi costruttivi (portanti o di separazione) è definita dalla capacità di conservare, per un tempo determinato espresso in minuti, i seguenti requisiti fondamentali:

- R (Stabilità): capacità di mantenere la resistenza meccanica sotto l'azione del fuoco;
- E (Tenuta): capacità di non lasciar passare fiamme, vapori o gas caldi;
- I (Isolamento): capacità di ridurre la trasmissione del calore.

I rapporti di prova rilasciati da laboratori ufficiali e le tabelle del D.M. 16.02.2007 [9] (con riferimento specifico alla tabella D4.3 e alla successiva Circolare 15.02.2008) attribuiscono al sistema costruttivo le classificazioni riportate nella *Tab. 2.3*:

Essa evidenzia l'eccellente comportamento al fuoco del sistema Ytong, che garantisce prestazioni elevate anche con spessori minimi. Si osserva come già con una parete da 10 cm si raggiunga una classe EI 180, mentre per spessori pari o superiori ai 20 cm il materiale offre anche la stabilità meccanica (R), soddisfacendo i requisiti per pareti portanti fino

Tabella 2.3: Prestazioni di resistenza al fuoco del sistema Ytong in funzione dello spessore del blocco

Spessore parete	EI	REI	Attestato EI / REI
sp. 7,5 cm	EI 120	-	Rapporto di prova / -
sp. 10 cm	EI 180	-	Rapporto di prova / -
[6]. sp. 15 cm	EI 240	-	Rapporto di prova / -
sp. 20 cm	EI 240	REI 180	Rapp. di prova / Tabellare
sp. 24 cm	EI 240	REI 180	Rapp. di prova / Tabellare
sp. 30 cm	EI 240	REI 240	Rapp. di prova / Tabellare

a REI 240 per lo spessore da 30 cm. Inoltre spesso non è necessario sostituire i blocchi a seguito di un incendio in quanto mantengono ancora le caratteristiche di resistenza richieste [3].

3 Riferimenti normativi

In questo capitolo viene presentata una sintesi delle prescrizioni e delle indicazioni previste dalla normativa per le costruzioni in muratura e, in particolare, per la progettazione delle costruzioni in muratura armata in zona sismica. Vengono pertanto illustrate le disposizioni relative ai materiali impiegati, ai requisiti di armatura e ai modelli analitico–matematici utilizzati per la valutazione della resistenza nel piano e fuori piano degli elementi strutturali.

3.1 Materiali e caratteristiche tipologiche

3.1.1 Malte per muratura

Le prestazioni meccaniche delle malte sono definite dalla resistenza media a compressione f_m . Ai sensi del § 11.10.2 delle NTC 2018 [10], per l'impiego in muratura portante non sono ammesse malte con resistenza media a compressione inferiore a 2.5 N/mm^2 .

Inoltre, come prescritto dal § 7.8.1.2 delle NTC 2018 [10], la malta di allettamento per la muratura ordinaria deve presentare una resistenza media a compressione non inferiore a 5 MPa.

Per la realizzazione di muratura armata, il § 4.5.7 delle NTC 2018 [10] richiede una resistenza minima a compressione della malta pari ad almeno 10 MPa.

3.1.2 Elementi resistenti in muratura

Secondo quanto indicato al § 7.8.1.2 delle NTC 2018 [10], gli elementi resistenti impiegati nelle costruzioni in muratura portante devono essere tali da evitare meccanismi di rottura fragile. A tal fine, essi devono soddisfare specifici requisiti geometrici e meccanici, volti a garantire un comportamento strutturale adeguato, in particolare in presenza di azioni sismiche.

- resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante (f_{bk}), calcolata sull'area al lordo delle forature, non inferiore a 5 MPa oppure, in alternativa, resistenza media normalizzata nella direzione portante (f_b) non inferiore a 6 MPa;

→ resistenza caratteristica a rottura nella direzione perpendicolare a quella portante, ossia nel piano di sviluppo della parete (f_{bk}), calcolata con le medesime modalità, non inferiore a 1.5 MPa.

3.2 Verifiche di resistenza

Le verifiche di resistenza sono condotte, secondo quanto indicato al § 4.5.6 delle NTC 2018 [10], assumendo l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura. Oltre alle verifiche delle pareti portanti, deve essere eseguita anche la verifica delle travi di accoppiamento in muratura ordinaria, da effettuarsi in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali.

3.2.1 Resistenze di progetto

Ai sensi del § 4.5.6.1 delle NTC 2018 [10], le resistenze di progetto da adottare per le verifiche a compressione, pressoflessione e carichi concentrati (f_d), nonché per le verifiche a taglio (f_{vd}), sono definite come segue:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (3.1)$$

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \quad (3.2)$$

dove:

- f_k è la resistenza caratteristica a compressione della muratura;
- f_{vk} è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione;
- γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza della muratura, comprensivo delle incertezze di modello e di geometria. Esso è fornito dalla Tab. 4.5.II delle NTC 2018 [10], ed è funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti (categoria I o categoria II), come specificato al § 11.10.1 delle NTC 2018 [10].

L'attribuzione delle Classi di esecuzione 1 e 2 viene effettuata adottando quanto di seguito indicato. In ogni caso occorre (Classe 2):

- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, dipendente dell'impresa esecutrice, per la supervisione del lavoro (capocantiere);

→ disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, indipendente dall'impresa esecutrice, per il controllo ispettivo del lavoro (direttore dei lavori).

La Classe 1 è attribuita qualora siano previsti, oltre ai controlli di cui sopra, le seguenti operazioni:

- controllo e valutazione in loco delle proprietà della malta e del calcestruzzo;
- dosaggio dei componenti della malta “a volume” con l'uso di opportuni contenitori di misura e controllo delle operazioni di miscelazione o uso di malta premiscelata certificata dal produttore.

Come più precisamente specificato nelle norme europee armonizzate della serie UNI EN 771 [11], gli elementi di categoria I hanno una resistenza alla compressione dichiarata, determinata tramite il valore medio o il valore caratteristico, e una probabilità di insuccesso nel raggiungerla non maggiore del 5%. Gli elementi di categoria II non soddisfano questo requisito. L'uso di elementi per muratura portante di Categoria I e II è subordinato all'adozione, nella valutazione della resistenza di progetto, del corrispondente coefficiente di sicurezza γ_M .

Da §7.8.1.1 NTC2018 [10]: ”nella progettazione per azioni sismiche, i coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza del materiale forniti nella Tab. 4.5.II possono essere ridotti del 20% e comunque fino ad un valore non inferiore a 2”.

3.2.2 Stima della resistenza a compressione

Da §11.10.3.1.2 NTC 2018 [10]: ”in sede di progetto, per le murature formate da elementi artificiali pieni o semipieni il valore della resistenza caratteristica a compressione della muratura f_k può essere dedotto dalla resistenza caratteristica a compressione degli elementi e dalla classe di appartenenza della malta tramite la Tab. 11.10.VI, riportata in Fig.3.1.

Ai fini dell'uso di tale tabella, nel caso la resistenza a compressione degli elementi sia dichiarata mediante il suo valore medio f_{bm} , in assenza di una determinazione sperimentale diretta, la resistenza caratteristica dell'elemento f_{bk} può essere stimata mediante la relazione:

$$f_{bk} = 0.8 \cdot f_{bm} \quad (3.3)$$

La validità della tabella è limitata a quelle murature aventi giunti orizzontali e verticali riempiti di malta e di spessore compreso tra 5 e 15 mm. Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni”.

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento N/mm^2	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	–

Figura 3.1: Valori di f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in N/mm^2), "source NTC 2018 [10].

3.2.3 Resistenza caratteristica a taglio

Da §11.10.3.3 NTC 2018 [10]: "in presenza di tensioni di compressione, la resistenza caratteristica a taglio della muratura, f_{vk} , è definita come resistenza all'effetto combinato delle forze orizzontali e dei carichi verticali agenti nel piano del muro e può essere ricavata tramite la relazione:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \cdot \sigma_n \quad (3.4)$$

dove:

- f_{vk0} è la resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali;
- σ_n è la tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti nella sezione di verifica.

In sede di progetto, per le murature formate da elementi artificiali oppure in pietra naturale squadrata, il valore di f_{vk0} , in alternativa alla determinazione sperimentale, può essere dedotto dalla Tab. 11.10.VIII delle NTC 2018 [10]. Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni. Per caratteristiche dei materiali (resistenza della malta o resistenza dei blocchi) diverse da quelle contemplate in tabella, è necessario ricorrere alla determinazione sperimentale.

Deve risultare inoltre soddisfatta la relazione:

$$f_{vk} \leq f_{vk,lim} \quad (3.5)$$

con $f_{vk,lim}$ valore massimo della resistenza caratteristica a taglio che può essere impiegata nel calcolo. Il valore massimo della resistenza caratteristica a taglio, per gli elementi pieni in calcestruzzo aerato autoclavato, si pone pari a:

$$f_{vk,lim} = 0.10 \cdot f_b \quad (3.6)$$

”

3.2.4 Moduli di elasticità secanti

Da §11.10.3.4 NTC 2018 [10]: ”in sede di progetto, in mancanza di determinazione sperimentale, nei calcoli possono essere assunti i seguenti valori:

→ modulo di elasticità normale secante: $E = 1000 \cdot f_k$

→ modulo di elasticità tangenziale secante: $G = 0.4 \cdot E$ ”

3.3 Verifica a pressoflessione per carichi laterali

Per la verifica a pressoflessione per carichi laterali, qualora si adotti l’ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete, è consentito l’utilizzo di un metodo semplificato.

In questo contesto, la resistenza unitaria di progetto ridotta $f_{d,rid}$, riferita all’elemento strutturale, si assume pari a:

$$f_{d,rid} = \Phi \cdot f_d \quad (3.7)$$

Dove Φ rappresenta il coefficiente di riduzione che tiene conto degli effetti della snellezza e dell’eccentricità del carico, mentre f_d è la resistenza a compressione di progetto della muratura.

3.3.1 Il Coefficiente di Riduzione Φ

Il coefficiente Φ , introdotto nel paragrafo precedente, rappresenta il fattore di riduzione della resistenza del materiale. Esso viene determinato in funzione della snellezza convenzionale λ e del coefficiente di eccentricità m , secondo quanto riportato nella Tabella 4.5.III delle NTC 2018 [10].

Per valori intermedi non esplicitamente indicati, la norma prescrive l’utilizzo dell’interpolazione lineare, vietando categoricamente ogni tipo di estrapolazione.

3.3.2 Determinazione della Snellezza e dei Vincoli

La snellezza convenzionale λ dipende dalla lunghezza libera d’inflessione h_0 , definita dalla relazione:

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

Figura 3.2: Valori del coefficiente Φ , source NTC 2018 [10].

$$h_0 = \rho \cdot h \quad (3.8)$$

Il fattore ρ tiene conto dell'efficacia del vincolo fornito dai muri ortogonali. Per un muro isolato si assume $\rho = 1$, mentre per muri irrigiditi da elementi trasversali (senza aperture e con spessore ≥ 200 mm), si adottano i valori della Tabella 4.5.IV basati sul rapporto tra altezza h e interasse a .

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

Figura 3.3: Fattore laterale di vincolo ρ in funzione del rapporto h/a , source NTC 2018 [10].

3.3.3 Calcolo delle Eccentricità

Il coefficiente di eccentricità è definito come $m = 6e/t$. L'eccentricità totale e tiene conto di tre contributi distinti:

→ Deriva dalla posizione dei carichi trasmessi dai piani superiori e dai solai:

$$e_{s1} = \frac{N_1 d_1 + N_2 d_2}{N_1 + N_2} \quad ; \quad e_{s2} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + N_2} \quad (3.9)$$

→ Per tenere conto delle imperfezioni di carattere esecutivo, si assume un'eccentricità minima pari a:

$$e_a = \frac{h}{200} \quad (3.10)$$

→ Derivante da momenti flettenti M_v agenti normalmente al piano della muratura:

$$e_v = \frac{M_v}{N} \quad (3.11)$$

Le eccentricità precedentemente definite (e_s , e_a , e_v) devono essere opportunamente combinate per le verifiche nelle diverse sezioni della parete. Secondo il paragrafo §4.5.6.2 delle NTC 2018 [10], si definiscono due valori di progetto per l'eccentricità:

$$e_1 = e_s + e_a \quad ; \quad e_2 = e_a + \frac{e_v}{2} \quad (3.12)$$

dove:

→ e_1 è l'eccentricità da adottare per la verifica delle sezioni di estremità dei muri;

→ e_2 è l'eccentricità da adottare per la verifica della sezione in cui il momento flettente dovuto alle azioni orizzontali M_v assume il valore massimo.

Il valore dell'eccentricità di calcolo e non può mai essere assunto inferiore all'eccentricità accidentale e_a . Inoltre, per garantire la stabilità ed evitare eccessive parzializzazioni della sezione, la normativa impone i seguenti limiti di validità per le eccentricità calcolate:

$$e_1 \leq 0,33 \cdot t \quad ; \quad e_2 \leq 0,33 \cdot t \quad (3.13)$$

con t spessore della parete.

3.4 Verifica di resistenza a carichi concentrati

Per elementi in muratura soggetti a carichi concentrati, la verifica di sicurezza allo stato limite ultimo (SLU) consiste nel garantire che la sollecitazione di progetto N_{Sdc} non superi la resistenza di calcolo della muratura N_{Rdc} :

$$N_{Sdc} \leq N_{Rdc} \quad (3.14)$$

La resistenza di progetto al carico concentrato viene determinata applicando un fattore amplificativo β , che tiene conto della diffusione del carico all'interno della compagine muraria, secondo la formula:

$$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d \quad (3.15)$$

Il coefficiente β è funzione della geometria della zona di appoggio e della diffusione del carico (solitamente assunta con un angolo di 60° rispetto all'orizzontale) ed è espresso come:

$$\beta = \left(1 + 0,3 \frac{a_1}{h_c}\right) \left(1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{eff}}\right) \quad (3.16)$$

dove:

→ a_1 Distanza tra la posizione della forza e il bordo esterno;

→ h_c Altezza tra appoggio e bordo inferiore;

→ f_d : Resistenza a compressione di progetto della muratura;

→ A_b : Area su cui insiste il carico concentrato;

→ A_{eff} : Area di influenza efficace per la diffusione del carico, $A_{eff} = L_{eff} \cdot t$

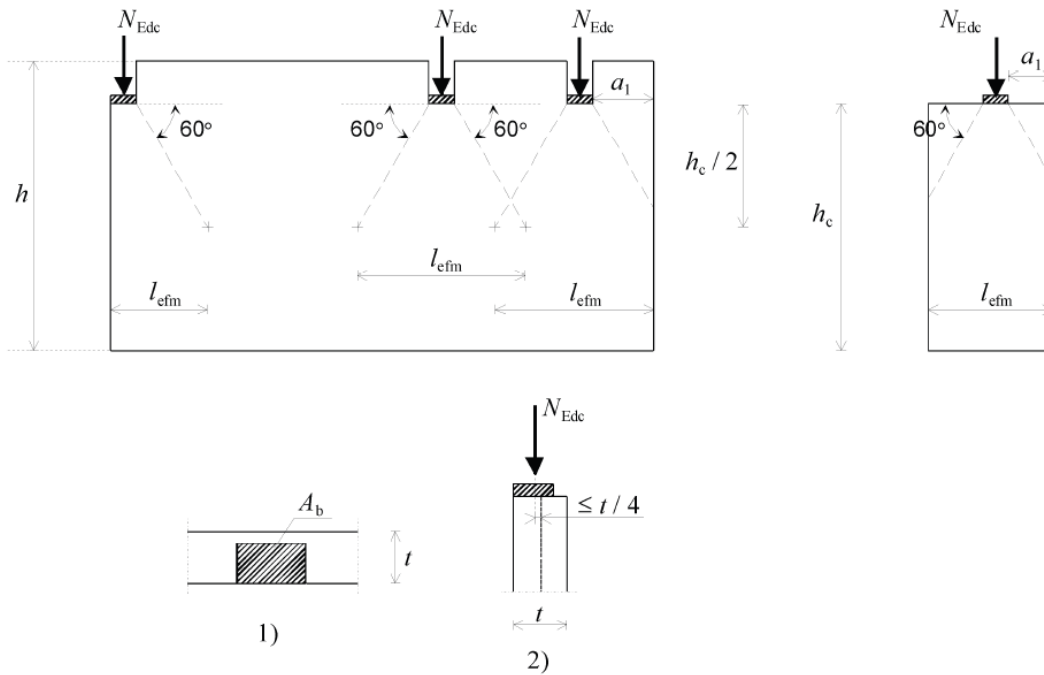


Figura 3.4: Distribuzione del carico per verifica a carichi concentrati.

3.5 Resistenza a pressoflessione nel piano

Da §7.8.2.2.1 NTC 2018 [10]: "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."

3.5.1 Muratura ordinaria

Nel caso di una sezione rettangolare e diagramma delle compressioni rettangolare (stress-block) con valore della resistenza pari a $0.85 \cdot f_d$, tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = \left(\frac{B^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2} \right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_d} \right) \quad (3.17)$$

dove:

- M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;
- B è la lunghezza complessiva della parete (comprensiva della zona tesa);
- t è lo spessore della parete;
- σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione:

$$\sigma_0 = \frac{N}{B \cdot t} \quad (3.18)$$

con N forza assiale agente, considerata positiva se di compressione. Se N è di trazione, si assume $M_u = 0$.

3.5.2 Muratura armata

Da §7.8.3.2.1 NTC 2018 [10]: "per la verifica di sezioni pressoinflesse può essere assunto un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità pari a 0.8 volte la profondità dell'asse neutro e tensione pari a $0.85 \cdot f_d$. Le deformazioni massime da considerare sono pari a $\epsilon_m = 0.0035$ per la muratura compressa e $\epsilon_s = 0.01$ per l'acciaio teso."

Si assume di valutare la resistenza a pressoflessione della parete con lo stesso approccio con cui si verificano le sezioni di elementi monodimensionali in calcestruzzo armato, al netto di alcune modifiche del modello reologico. Si riportano i procedimenti seguiti in forma integrale poiché verranno impiegati per il calcolo della resistenza flessionale delle pareti. Le formule sono le medesime del C.A., con la sostituzione di f_{cd} con $0.85 \cdot f_d$. Tali procedimenti forniscono inoltre i riferimenti analitici per il calcolo della resistenza a flessione dei cordoli in C.A.

3.5.3 Calcolo del momento resistente per la muratura armata

La valutazione della resistenza a pressoflessione di una sezione in muratura armata segue i principi della conservazione delle sezioni piane (ipotesi di Bernoulli) e del perfetto legame tra armatura e materiale, con le specifiche definite dalle NTC 2018 [10].

Ipotesi di calcolo

Per la determinazione del momento resistente M_{Rd} si adottano le seguenti assunzioni:

- Rottura lato muratura: deformazione massima $\epsilon_m = 0.0035$;
- Rottura lato acciaio: deformazione massima $\epsilon_s = 0.01$;
- Distribuzione delle compressioni sulla muratura di tipo *stress-block* con tensione pari a $0.85 \cdot f_d$ e profondità pari a $0.8 \cdot x$ (dove x è intesa come la distanza tra il lembo compresso e l'asse neutro);
- Resistenza a trazione della muratura trascurabile.

Equazioni di equilibrio

Si consideri una sezione rettangolare di larghezza t e lunghezza B , soggetta a un carico assiale N_{Ed} . L'equilibrio alla traslazione e alla rotazione rispetto al baricentro della sezione si scrive come:

$$N_{Ed} = 0.8 \cdot x \cdot t \cdot (0.85 \cdot f_d) + \sum A_{si} \cdot \sigma_{si} \quad (3.19)$$

$$M_{Rd} = 0.8 \cdot x \cdot t \cdot (0.85 \cdot f_d) \cdot \left(\frac{B}{2} - 0.4 \cdot x \right) + \sum A_{si} \cdot \sigma_{si} \cdot y_i \quad (3.20)$$

dove:

- A_{si} è l'area della singola barra di armatura verticale;
- σ_{si} è la tensione nell'acciaio, funzione della deformazione ϵ_{si} (legame elasto-plastico);
- y_i è la distanza della barra dal baricentro della sezione.

Determinazione dell'asse neutro

La posizione dell'asse neutro x viene determinata per via iterativa imponendo l'equilibrio alla traslazione. Una volta individuato x , si calcolano le deformazioni nelle barre tramite la similitudine dei triangoli:

$$\epsilon_{si} = \epsilon_m \cdot \frac{x - d_i}{x} \quad (3.21)$$

dove d_i è la distanza della barra dal bordo più compresso. Se $\epsilon_{si} > \epsilon_{yd}$, la barra è snervata ($\sigma_{si} = f_{yd}$).

Il momento ultimo M_{Rd} così calcolato deve risultare superiore al momento agente M_{Ed} .

Risulta evidente come tali procedure iterative si prestino a essere implementate in specifici algoritmi di calcolo. Software come VCASLU [12] consentono infatti di ricavare il momento resistente e di analizzare le diverse modalità di rottura di sezioni in calcestruzzo armato in tempi estremamente ridotti.

3.6 Resistenza a taglio nel piano

3.6.1 Muratura ordinaria

Da §7.8.2.2.2 NTC 2018 [10]: "la capacità a taglio di ciascun elemento strutturale è valutata per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = l' \cdot t \cdot f_{vd} \quad (3.22)$$

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} è la resistenza di progetto a taglio della muratura.

In caso di analisi statica non lineare, lo spostamento ultimo allo SLC, a meno di moti rigidi del pannello, può essere assunto pari allo 0.5% dell'altezza del pannello."

3.6.2 Muratura armata

Da §7.8.3.2.2 NTC 2018 [10]: "la resistenza a taglio V_t è calcolata come somma dei contributi della muratura $V_{t,M}$ e dell'armatura $V_{t,S}$, secondo le relazioni seguenti":

$$V_{t,M} = d \cdot t \cdot f_{vd} \quad (3.23)$$

$$V_{t,S} = \frac{0.6 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}}{s} \quad (3.24)$$

$$V_t = V_{t,M} + V_{t,S} \quad (3.25)$$

dove:

- A_{sw} è l'area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio;

→ s è il passo dell'armatura, misurato ortogonalmente alla direzione della forza di taglio;

→ d è l'altezza utile della sezione (distanza dal bordo compresso al baricentro dell'armatura tesa).

Deve essere altresì verificato che il taglio agente non superi il seguente valore limite per evitare il collasso lato compressione:

$$V_{t,C} = 0.3 \cdot f_d \cdot t \cdot d \quad (3.26)$$

Qualora si impieghi un sistema di rinforzo orizzontale differente dalle barre d'acciaio, si conteggia il contributo resistente come:

$$V_{t,S} = \frac{0.6 \cdot d \cdot T_{yd}}{s} \quad (3.27)$$

dove T_{yd} è la resistenza dell'elemento di rinforzo superata la deformazione di snervamento.

In caso di analisi statica non lineare si adottano come valori di progetto le resistenze medie dei materiali e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0.8% dell'altezza del pannello”.

3.7 Travi in muratura

La verifica di travi di accoppiamento in muratura ordinaria viene effettuata in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali. La capacità a taglio V_t di travi di accoppiamento in muratura ordinaria in presenza di un cordolo di piano o di un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alle estremità, può essere calcolata in modo semplificato come:

$$V_t = h \cdot t \cdot f_{vd0} \quad (3.28)$$

dove h è l'altezza della sezione della trave e $f_{vd0} = f_{vk0}/\gamma_M$ è la resistenza di progetto a taglio in assenza di compressione.

La capacità massima a flessione, associata al meccanismo di pressoflessione, sempre in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, può essere valutata come:

$$M_u = H_p \cdot \frac{h}{2} \cdot \left[1 - \frac{H_p}{0.85 \cdot f_{bd} \cdot h \cdot t} \right] \quad (3.29)$$

dove H_p è il minimo tra la capacità a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0.4 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t$. La resistenza $f_{hd} = f_{hk}/\gamma_M$ è la resistenza di progetto a compressione della muratura in direzione orizzontale. Nel caso di analisi statica non lineare essa può essere posta uguale al valore medio ($f_{hd} = f_{hm}$).

La capacità a taglio, associata a tale meccanismo, può essere calcolata come:

$$V_p = \frac{2 \cdot M_{fu}}{l} \quad (3.30)$$

dove l è la luce libera della trave. Il valore della capacità a taglio per l'elemento trave in muratura ordinaria è assunto pari al minimo tra V_t e V_p .

3.8 Prescrizione sui minimi d'armatura

Da §4.5.7 NTC 2018 [10]: "le barre di armatura devono avere un diametro minimo di 5 mm. Qualora l'armatura sia utilizzata per aumentare la resistenza nel piano, la percentuale di armatura orizzontale, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, deve rispettare:

$$0.04\% < \rho_h = \frac{A_{sw}}{s \cdot t} < 0.5\% \quad (3.31)$$

con interasse $s \leq 60$ cm. La percentuale di armatura verticale (ρ_v), calcolata rispetto all'area lorda, deve rispettare:

$$0.05\% < \rho_v = \frac{A_s}{l \cdot t} < 1\% \quad (3.32)$$

Armature verticali con sezione complessiva non inferiore a 2 cm^2 dovranno essere collocate a ciascuna estremità di ogni parete portante, ad ogni intersezione e in corrispondenza di ogni apertura, con interasse non superiore a 4 m."

Tale vincolo è espresso in termini di percentuale geometrica. Più correttamente, le limitazioni andrebbero espresse in termini di percentuale meccanica di armatura (ω), che tiene conto delle proprietà effettive dei materiali:

$$\omega = \frac{A_s}{l \cdot t} \cdot \frac{f_{yd}}{f_d} \quad (3.33)$$

Ipotizzando di prendere a riferimento il valore di resistenza minima della muratura ($f_d = 5 \text{ MPa}$), si ottiene:

$$0.05\% \cdot \frac{391}{5} < \omega < 1\% \cdot \frac{391}{5} \longrightarrow 4\% < \omega < 80\% \quad (3.34)$$

Se applichiamo tale concetto al calcestruzzo aerato autoclavato (AAC), assumendo $f_d = 2$ MPa, i requisiti si declinano in forma di percentuale geometrica proporzionata:

$$4\% \cdot \frac{2}{391} < \rho_v < 80\% \cdot \frac{2}{391} \longrightarrow 0.02\% < \rho_v < 0.4\% \quad (3.35)$$

Per lo stesso principio bisognerebbe revisionare il limite di almeno 2 cm^2 di sezione complessiva di armatura verticale alle estremità.

3.9 Cordoli in C.A.

Ad ogni piano deve essere realizzato un cordolo continuo. L'area dell'armatura corrente non deve essere inferiore a 8 cm^2 , le staffe devono avere diametro ≥ 6 mm ed interasse ≤ 250 mm.

3.9.1 Progetto a taglio

La resistenza a taglio della sezione di cordolo, senza armatura specifica, secondo le NTC 2018 [10] è:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (3.36)$$

Per il calcolo della resistenza a taglio con armatura trasversale (traliccio di Ritter-Mörsch):

$$\rightarrow \text{Resistenza armatura: } V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$\rightarrow \text{Resistenza calcestruzzo: } V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}$$

L'interasse massimo tra le staffe è definito come:

$$s_{max} = \min\{333 \text{ mm}, 0.8 \cdot d, 15 \cdot \phi_{long}\} \quad (3.37)$$

3.10 Fattore di comportamento

Da §7.3.1 NTC 2018 [10]: "nel caso di comportamento strutturale dissipativo, il valore del fattore di comportamento q , da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto, convenzionalmente, delle capacità dissipative del materiale.

Il limite superiore q_{lim} del fattore di comportamento relativo allo SLV è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R \quad (3.38)$$

dove:

- q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in Tab. 7.3.II delle NTC 2018 [10]. La scelta di q_0 deve essere esplicitamente giustificata;
- K_R è un fattore di regolarità in altezza, pari a 1.0 per costruzioni regolari e 0.8 per costruzioni non regolari.”

Da §7.8.1.3 NTC 2018 [10]: ”per la muratura armata, per la determinazione del fattore q_0 valori compresi tra $2.0 \cdot \alpha_u/\alpha_1$ e $2.5 \cdot \alpha_u/\alpha_1$ possono essere applicati in funzione del sistema costruttivo prescelto. Il valore $3.0 \cdot \alpha_u/\alpha_1$ può essere utilizzato solo applicando i principi della progettazione in capacità.

I coefficienti α_1 e α_u sono definiti come:

- α_1 : moltiplicatore della forza sismica per il quale il primo pannello raggiunge la resistenza ultima;
- α_u : 90% del moltiplicatore per il quale la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

Qualora non si proceda a un’analisi non lineare, possono essere adottati i seguenti valori di α_u/α_1 :

- costruzioni di muratura armata: $\alpha_u/\alpha_1 = 1.5$;
- muratura armata con progettazione in capacità: $\alpha_u/\alpha_1 = 1.3$ ”.

3.11 Criteri di progetto e requisiti geometrici

Da §7.8.1.4 NTC 2018 [10]: ”Le piante delle costruzioni devono essere quanto più possibile compatte e simmetriche rispetto ai due assi ortogonali. Le pareti strutturali, al lordo delle aperture, devono avere continuità in elevazione fino alla fondazione, evitando pareti in falso. Le strutture costituenti orizzontamenti e coperture non devono essere spingenti. Eventuali spinte orizzontali, valutate tenendo conto l’azione sismica, devono essere assorbite per mezzo di idonei elementi strutturali. I solai devono assolvere funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra le pareti strutturali e di vincolo nei confronti delle

azioni fuori del piano delle pareti, pertanto devono essere ben collegati ai muri e garantire un adeguato funzionamento a diaframma. La distanza massima tra due solai successivi non deve essere superiore a $5m$. La geometria delle pareti resistenti al sisma, deve rispettare i requisiti indicati nella Tab. 7.8.I riportata in Fig.3.5, in cui t indica lo spessore della parete al netto dell'intonaco, h_0 l'altezza di libera inflessione della parete come definito al § 4.5.6.2 delle NTC 2018 [10], h' l'altezza massima delle aperture adiacenti alla parete, l la lunghezza della parete.”

Tipologie costruttive	t_{\min}	$(\lambda=h_0/t)_{\max}$	$(l/h')_{\min}$
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	300 mm	10	0,5
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
<u>Muratura armata, realizzata con elementi artificiali</u>	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura confinata	240 mm	15	0,3
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in siti caratterizzati, allo <i>SLV</i> , da $a_g S \leq 0.15g$	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in siti caratterizzati, allo <i>SLV</i> , da $a_g S \leq 0.075 g$	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in siti caratterizzati, allo <i>SLV</i> , da $a_g S \leq 0.075 g$	150 mm	20	0,3

Figura 3.5: *Requisiti geometrici pareti resistenti al sisma, source NTC2018 [10].*

3.12 Principi di progettazione in capacità

Da §7.8.1.7 NTC 2018 [10]: ”I principi di progettazione in capacità si applicano esclusivamente al caso di muratura armata. Per ogni pannello murario, il principio fondamentale è finalizzato ad evitare il collasso per taglio, assicurandosi che sia preceduto dal collasso per flessione. Tale principio è rispettato quando ciascun pannello murario è verificato a flessione rispetto alle azioni agenti ed è verificato a taglio rispetto alle azioni risultanti dalla resistenza a collasso per flessione, amplificate del fattore γ_{Rd} di cui alla Tab. 7.2.I., riportata in Fig. 3.6.”

3.13 Bilineare equivalente

Da §7.8.1.5.4 NTC 2018 [10]: ”i pannelli murari possono essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico.”

Da §7.8.1.6 NTC 2018 [10]: ”la rigidità elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0.7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	γ_{Ra}	
			CD''A''	CD''B''
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastrì (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
		Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1,20	1,10
Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-	
C.a. prefabbricata a struttura intelaiata	Collegamenti di tipo a) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,20	1,10
	Collegamenti di tipo b) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,35	1,20
C.a. prefabbricata con pilastrì incastrati alla base e orizzontamenti incernierati	Collegamenti di tipo fisso (§ 7.4.5.2.1)	Taglio	1,35	1,20
Acciaio	Si impiega il fattore di sovrarresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30
Composta acciaio-calcestruzzo	Si impiega il fattore di sovrarresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.6.6.2)	Pressoflessione [7.6.7]	1,30	1,30
Legno	Collegamenti		1,60	1,30
Muratura armata con progettazione in capacità	Pannelli murari (§ 7.8.1.7)	Taglio	1,50	
Ponti	Si impiegano i fattori di sovrarresistenza definiti al § 7.9.5			

Figura 3.6: Fattori di sovrarresistenza, source NTC 2018 [10].

orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema. Tale spostamento ultimo è convenzionalmente definito come quello per il quale la resistenza residua è pari al 70% della resistenza di picco."

3.14 Duttilità

Da §7.4.4.1.2 NTC 2018 [10]: "la duttilità è il rapporto tra il valore massimo raggiunto da un parametro (curvatura, spostamento) e il valore dello stesso all'atto della prima plasticizzazione."

Da §7.3.3.3 NTC 2018 [10]: "il fattore di duttilità in spostamento μ_d si ottiene come:

$$\mu_d = \begin{cases} q & \text{se } T_1 \geq T_C \\ 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_C}{T_1} & \text{se } T_1 < T_C \end{cases} \quad (3.39)$$

"

4 Introduzione ai Casi studio

L'obiettivo principale del presente lavoro di tesi è la valutazione del comportamento strutturale e della capacità resistente di edifici casi studio in ACC soggetti ad azioni sismiche. A tal fine, l'attività di studio si sviluppa attraverso l'analisi di due distinti casi studio, rappresentativi di edifici con struttura portante in muratura armata, per i quali vengono esaminate diverse configurazioni progettuali.

Per ciascun caso studio, l'analisi viene condotta variando in modo sistematico il numero di piani fuori terra, al fine di valutare l'influenza dell'altezza dell'edificio sulla risposta sismica complessiva e sull'evoluzione dei meccanismi resistenti. Parallelamente, viene considerata la variazione dell'intensità dell'azione sismica agente, incrementata progressivamente fino al raggiungimento delle condizioni di crisi strutturale, con lo scopo di individuare i limiti di resistenza del sistema costruttivo analizzato.

Nel corso delle verifiche, viene inoltre valutata la necessità di introdurre armature aggiuntive, sia verticali sia orizzontali, in funzione delle sollecitazioni risultanti e dei requisiti normativi. L'analisi consente pertanto di valutare il contributo fornito dalle diverse tipologie di armatura al comportamento strutturale dell'edificio, nonché di individuare eventuali limiti e accorgimenti progettuali legati alla tipologia costruttiva adottata.

Attraverso l'analisi comparativa dei risultati ottenuti, il lavoro intende valutare l'effettiva applicabilità dell'AAC nelle costruzioni in muratura armata in zona sismica, mettendone in evidenza potenzialità e limiti. In particolare, l'obiettivo è verificare se edifici realizzati con questo materiale possano garantire prestazioni strutturali compatibili con le prescrizioni della normativa vigente, attualmente formulate con riferimento alla muratura in laterizio.

4.1 Caratterizzazione dei casi studio

L'organismo edilizio oggetto di studio presenta un numero variabile di piani fuori terra in funzione dello scenario analizzato, con un'altezza complessiva proporzionale al numero di livelli considerati. L'indagine si è focalizzata sull'analisi di due differenti casi studio (Figg. 4.1 e 4.2), i quali, oltre a differire per la distribuzione planimetrica delle pareti, sono caratterizzati dall'impiego di materiali con diverse proprietà meccaniche:

- Caso Studio A: prevede l'impiego di blocchi in AAC Ytong® ClimaPlus325, i cui parametri meccanici di riferimento sono riassunti nella Tab. 4.1.

→ Caso Studio B: impiega blocchi in AAC Ytong® Thermo450, le cui caratteristiche tecniche sono riportate nella Tab. 4.2.

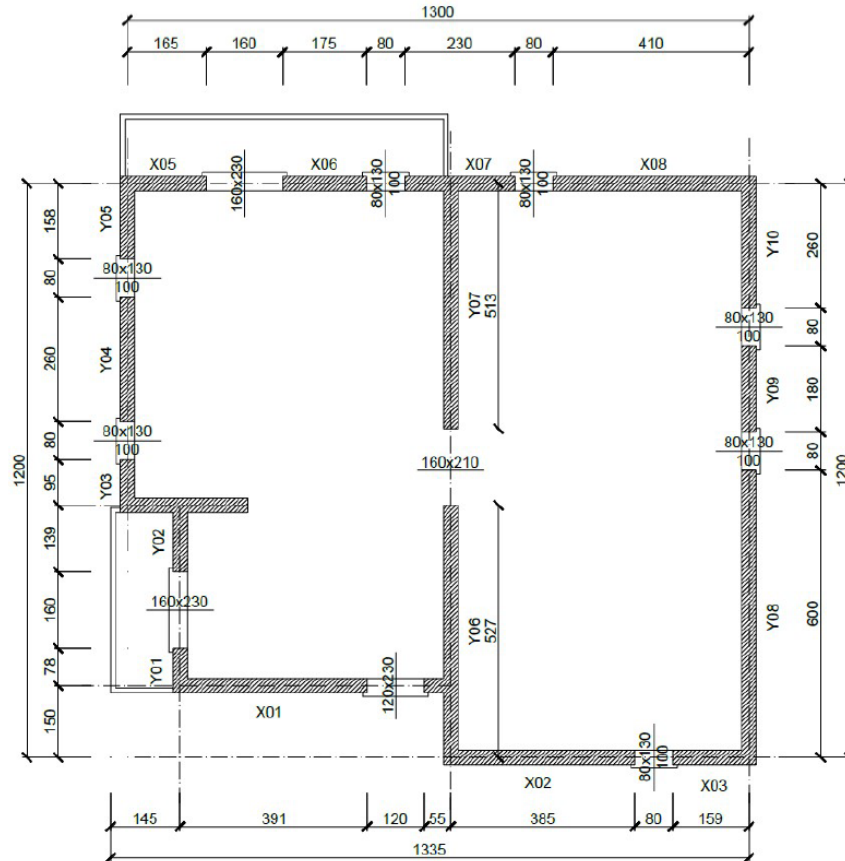


Figura 4.1: Pianta caso studio A.

Per entrambe le configurazioni, i solai sono stati caricati con carichi permanenti strutturali e accidentali pari rispettivamente a 6 kN/m^2 e 2.5 kN/m^2 . L'azione sismica è stata modellata secondo gli spettri di progetto definiti dalle NCT 2018 [10], assumendo una categoria di sottosuolo C e un fattore di comportamento $q = 2.5$. L'intensità dell'azione, espressa in termini di PGA, è stata variata per individuare la soglia di crisi dei pannelli murari.

La muratura è armata verticalmente con barre poste a 180 mm dal filo esterno per il caso studio A, mentre con un copriferro pari a 200 mm per il caso studio B. Ulteriori barre verticali o variazioni di diametro sono state previste per soddisfare i minimi di armatura e i requisiti di resistenza flessionale richiesti. Il rinforzo orizzontale è invece garantito dall'impiego di tralicci Murfor® Compact I 100 disposti ogni due oppure ogni giunto di malta per il caso studio A mentre per il caso studio B, sono state impiegate barre B450C $\phi 12$.

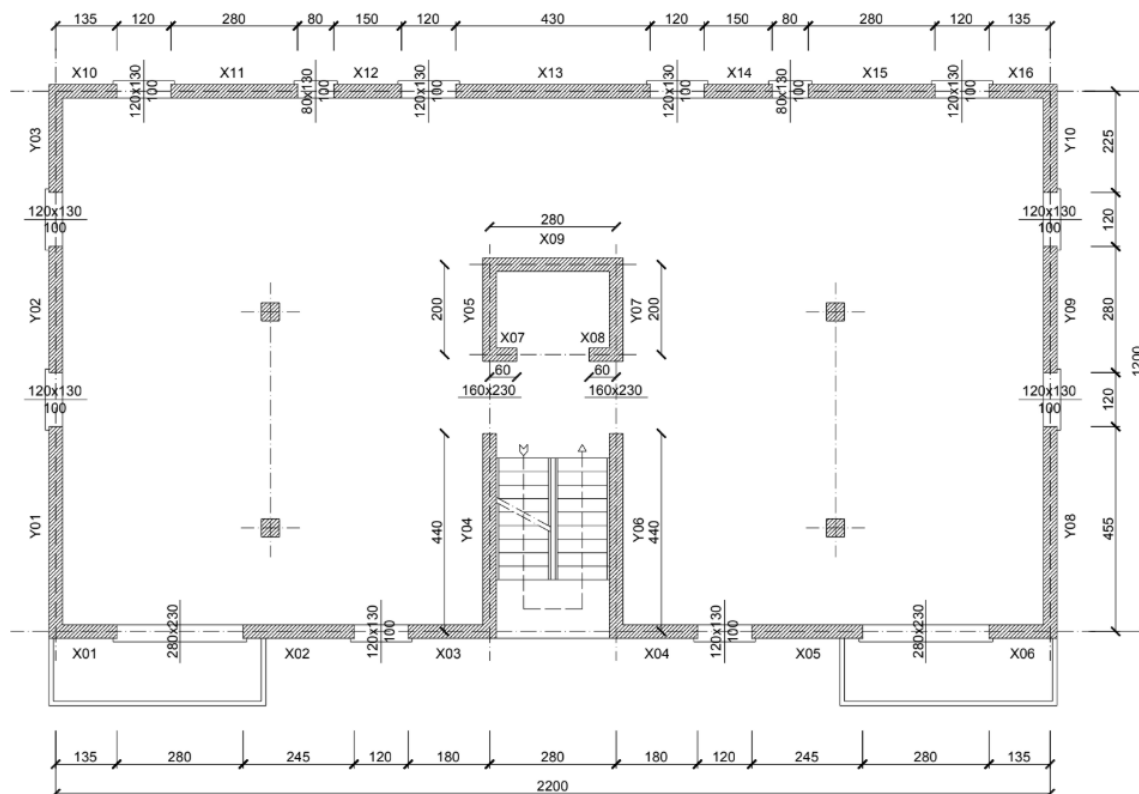


Figura 4.2: Pianta caso studio B.

Tabella 4.1: Caratteristiche tecniche blocchi Ytong® Climaplus 325.

Ytong® Climaplus 325			
Dimensioni ($b \times h \times t$)		625x200x(240/300/360)	[mm]
Densità muratura	ρ	425	[kg/m ³]
Densità blocchi	ρ_b	325	[kg/m ³]
Resistenza media a compressione blocco	f_b	1.9	[MPa]
Resistenza caratt. compressione blocco	f_{bk}	1.52*	[MPa]
Resistenza media a trazione flessione blocco	f_{bfm}	0.9**	[MPa]
Resistenza media a trazione blocco	f_{btm}	0.75*	[MPa]
Resistenza caratteristica a trazione blocco	f_{btk}	0.525*	[MPa]
Resistenza compressione caratt. muratura	f_k	1.38	[MPa]
Fattore parziale di sicurezza	γ_M	2	[-]
Resistenza compressione progetto muratura	f_d	0.69	[MPa]
Resistenza a taglio caratt. ($\sigma_v = 0$)	f_{vk0}	0.3	[MPa]
Resistenza a taglio caratteristica limite	$f_{vk,lim}$	0.19	[MPa]

* Valori calcolati ** Valori forniti da prove sperimentali

Tabella 4.2: Caratteristiche tecniche blocchi Ytong® Thermo 450.

Ytong® Thermo 450			
Dimensioni ($b \times h \times t$)		625x200x(240/300/360/400)	[mm]
Densità muratura	ρ	550	[kg/m ³]
Densità blocchi	ρ_b	450	[kg/m ³]
Resistenza media a compressione blocco	f_b	3.4	[MPa]
Resistenza caratt. compressione blocco	f_{bk}	2.72*	[MPa]
Resistenza media a trazione flessione blocco	f_{bfm}	0.9**	[MPa]
Resistenza media a trazione blocco	f_{btm}	0.75*	[MPa]
Resistenza caratteristica a trazione blocco	f_{btk}	0.525*	[MPa]
Resistenza compressione caratt. muratura	f_k	2.28	[MPa]
Fattore parziale di sicurezza	γ_M	2	[-]
Resistenza compressione progetto muratura	f_d	1.14	[MPa]
Resistenza a taglio caratt. ($\sigma_v = 0$)	f_{vk0}	0.3	[MPa]
Resistenza a taglio caratteristica limite	$f_{vk,lim}$	0.34	[MPa]

* Valori calcolati ** Valori forniti da prove sperimentali

Tabella 4.3: Caratteristiche meccaniche della malta a base cementizia Ytong® Preocol.

Malta a base di cemento (Ytong Preocol®)			
Resistenza media a compressione	f_k	10	[MPa]
Resistenza media a trazione in flessione	f_{mf_m}	1.5	[MPa]
Resistenza media a trazione	f_{mtm}	1.25	[MPa]
Resistenza caratteristica a trazione	f_{mtk}	0.875	[MPa]
Resistenza media di aderenza acciaio-malta	$f_{a,2}$	0.3	[MPa]
Resistenza caratteristica di aderenza acciaio-malta	$f_{ak,2}$	0.2	[MPa]

Nota: $f_{mtm} = f_{mf_m}/1.2$ e $f_{mtk} = 0.7 \cdot f_{mtm}$.

Tabella 4.4: Proprietà meccaniche dell'acciaio per armature B450C.

Acciaio per Armature (B450C).			
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	450	[MPa]
Resistenza di progetto a snervamento	f_{yd}	390	[MPa]

Tabella 4.5: Caratteristiche meccaniche del rinforzo orizzontale Murfor® Compact

Rinforzo orizzontale (Murfor® Compact)			
Resistenza caratteristica a snervamento in trazione	f_{yk}	1770	[MPa]
Resistenza di progetto a snervamento in trazione	f_{yd}	1475	[MPa]

4.2 Modello numerico

La modellazione a telaio equivalente rappresenta uno degli approcci più diffusi per l'analisi sismica degli edifici in muratura. Tale metodo consente di schematizzare la struttura reale mediante un sistema di elementi monodimensionali equivalenti, capaci di riprodurre il comportamento globale della muratura sotto azioni nel piano, in particolare a taglio e flessione. Il modello si basa sulla suddivisione delle pareti in maschi murari, fasce di piano e nodi, ciascuno caratterizzato da specifiche proprietà geometriche e meccaniche.

4.2.1 Ipotesi di base del modello

Il modello a telaio equivalente si fonda sulle seguenti ipotesi principali:

- il comportamento della muratura è governato prevalentemente da azioni nel piano delle pareti;
- i meccanismi fuori piano sono prevenuti da adeguati collegamenti e non vengono considerati nell'analisi;
- la muratura è schematizzata mediante elementi concentrati che rappresentano le zone effettivamente deformabili;
- i solai sono assunti infinitamente rigidi nel loro piano, garantendo un comportamento scatolare dell'edificio.

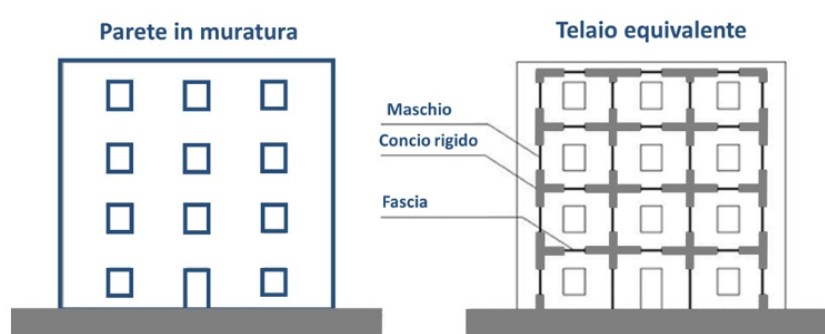


Figura 4.3: Modello a telaio equivalente.

I maschi murari rappresentano gli elementi verticali resistenti principali della struttura e costituiscono gli elementi verticali del telaio equivalente. Nel modello a telaio equivalente, i maschi murari sono schematizzati come elementi monodimensionali verticali, con comportamento prevalentemente a taglio e flessione. La rigidità e la resistenza del

maschio sono determinate a partire dalle caratteristiche geometriche della sezione e dai parametri meccanici della muratura. Le fasce di piano rappresentano gli elementi orizzontali del telaio equivalente e svolgono un ruolo fondamentale nel trasferimento delle azioni tra i maschi murari. Le fasce di piano sono individuate come le porzioni di muratura comprese tra due aperture sovrapposte verticalmente. Esse sono collocate in corrispondenza delle architravi delle aperture e risultano influenzate dalla presenza di cordoli o rinforzi orizzontali. Nel modello a telaio equivalente, le fasce di piano sono schematizzate come travi equivalenti, con comportamento prevalentemente flessionale. La loro rigidezza dipende dalla geometria della fascia, dalle caratteristiche meccaniche della muratura. Le fasce di piano contribuiscono alla distribuzione delle azioni sismiche tra i maschi murari, influenzando la ripartizione degli sforzi e garantendo un comportamento a telaio dell'edificio. Una corretta modellazione delle fasce è essenziale per evitare sovrastime o sottostime della rigidezza del sistema. I nodi sono individuati come le porzioni di muratura in corrispondenza dell'intersezione tra elementi verticali e orizzontali del telaio equivalente. Essi non sono generalmente modellati come elementi deformabili autonomi, ma come vincoli rigidi o semirigidi. Gli elementi maschio sono definiti a partire dall'altezza delle aperture adiacenti. Quando però le aperture non risultano allineate, o nel caso di maschi di bordo, l'altezza è assunta pari alla media delle altezze delle aperture adiacenti o pari alla media tra l'altezza di interpiano e l'altezza dell'apertura (Fig.4.4).

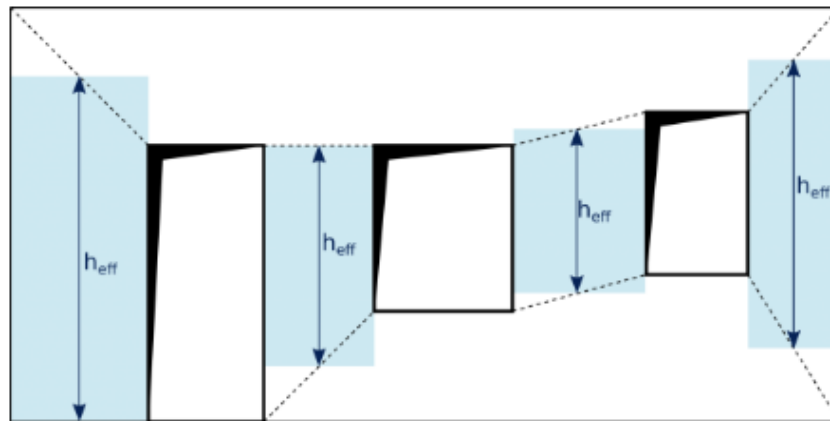


Figura 4.4: Telaio equivalente lagomarsino.

Sebbene il modello a telaio equivalente rappresenti un efficace strumento di analisi, esso presenta alcuni limiti, tra cui:

- difficoltà nella rappresentazione di geometrie fortemente irregolari;
- approssimazione del comportamento locale della muratura;
- dipendenza dai criteri di individuazione di maschi e fasce;

→ Sovrastima della resistenza per strutture multipiano.

Nonostante tali limitazioni, il telaio equivalente costituisce un metodo consolidato e ampiamente utilizzato per la valutazione del comportamento sismico degli edifici in muratura. Per un'analisi più approfondita in merito alle differenze tra modello a telaio equivalente o modello al continuo, si rimanda ad un ulteriore elaborato di tesi che ne esamina esaustivamente gli aspetti teorici ed applicativi [13].

4.2.2 Assegnazione dei carichi

Per l'applicazione dei carichi permanenti e accidentali è stato impiegato il comando *Floor Load*. Tale funzionalità consente di applicare un pacchetto configurato di carichi su una superficie piana definita da quattro nodi. In questo modo, l'assegnazione dei carichi provenienti dai solai risulta particolarmente agevole, in quanto non è necessario calcolare preventivamente l'aliquota di carico che ogni singola parete andrà a percepire.

La distribuzione scelta è di tipo "two way", soluzione che meglio rappresenta la suddivisione delle aree di influenza delle pareti.

Poiché il comando *Floor Load* con distribuzione bidirezionale richiede superfici rigorosamente rettangolari (perimetro definito da 4 lati "chiusi"), si è reso necessario l'inserimento di un elemento fittizio, denominato *dummy beam*. Questo elemento è caratterizzato da:

- Massa nulla: per non alterare il calcolo delle masse sismiche del piano;
- Sezione ridotta: per garantire una rigidezza trascurabile rispetto alle pareti e alle fasce d'aggancio, evitando migrazioni indesiderate di rigidezza nel modello.

Nello specifico, il *dummy beam* è stato applicato a livello di solaio per entrambi i piani, con la funzione di chiudere il perimetro collegando le pareti X04 e Y06 (Fig.4.5).

Il peso proprio degli elementi strutturali modellati (pareti in muratura armata, cordoli e travi) viene invece computato automaticamente dal software mediante l'apposito comando *Self Weight*.

Tale funzione calcola il carico gravitazionale basandosi sulla geometria degli elementi e sul peso specifico del materiale assegnato nelle proprietà. Per l'analisi sismica, questo carico è stato successivamente convertito in massa inerziale attraverso le impostazioni di *Structure Type*, garantendo così una distribuzione coerente delle masse lungo lo sviluppo verticale e orizzontale dei setti da 36 cm.

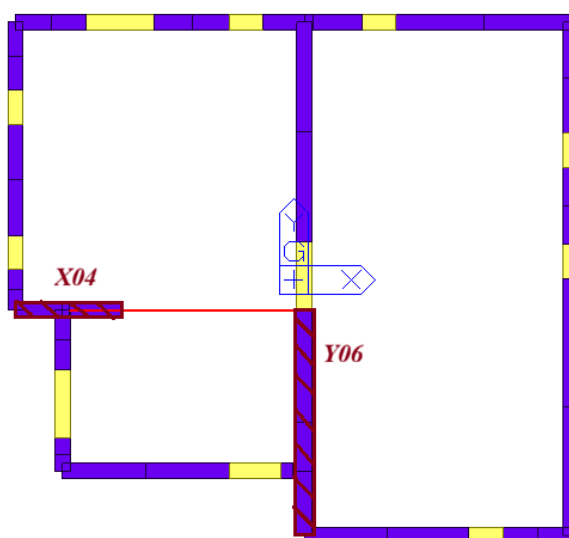


Figura 4.5: Inserimento dell'asta fittizia "dummy beam".

4.2.3 Assegnazione dei vincoli

È prassi consolidata considerare gli elementi strutturali di questa tipologia di edifici come incastrati al suolo. Tale scelta di modellazione, sebbene non errata, risulta tuttavia una semplificazione della realtà fisica. Per ottenere un comportamento più realistico, specialmente in termini di analisi modale e periodi di vibrazione, si è scelto di adottare un modello di vincolo elastico mediante l'inserimento di *point springs*.

Queste molle rappresentano il legame costitutivo del suolo secondo il modello di Winkler. I parametri geotecnici assegnati sono i seguenti:

- Modulo di reazione del terreno verticale: $k_z = 0.5 \text{ MPa/cm} = 50\,000 \text{ kN/m}^3$;
- Modulo di reazione del terreno orizzontale: $k_x = k_y = 0.6 \cdot k_z = 30\,000 \text{ kN/m}^3$;
- Larghezza ipotizzata della fondazione: $B = 1.2 \text{ m}$.

L'implementazione in *Midas Gen* avviene tramite il comando *Surface Spring Support*, il quale converte la rigidità distribuita in molle nodali concentrate. Il software esegue l'integrazione dei parametri k sulla larghezza assegnata e sull'interasse tra nodi consecutivi (pari a circa 20 cm), determinando così la rigidità convenzionale della singola molla [kN/m].

Per consentire al programma di convertire il letto di molle in vincoli nodali, è necessaria la selezione di elementi di tipo *beam*. A tale scopo, sono stati inseriti elementi d'asta alla base del piano terra (1F). Tali elementi hanno l'unico scopo di individuare il perimetro

vincolato e, pertanto, sono stati modellati come privi di massa e rigidezza flessionale significativa per non alterare la risposta globale della struttura.

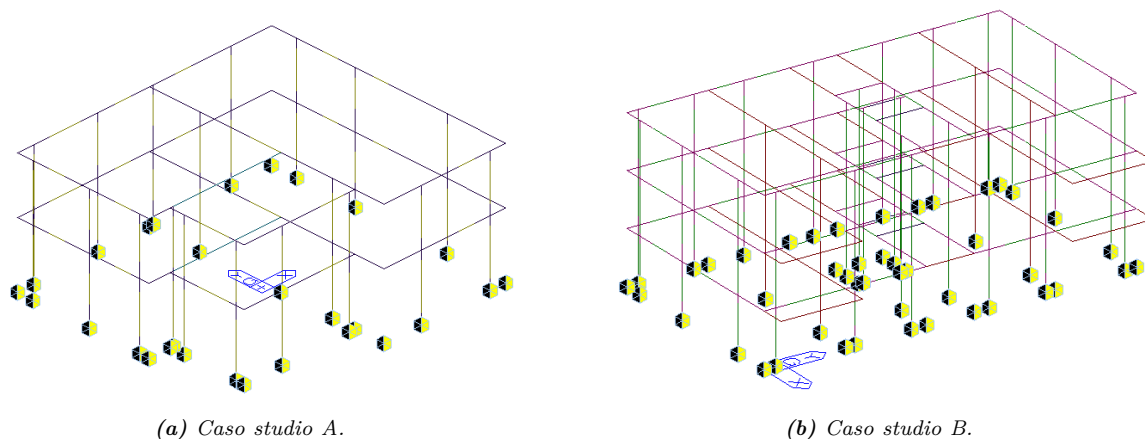


Figura 4.6: Vincoli dei casi studio.

Il software *Midas Gen* dispone di una funzione specifica che consente di individuare il livello dello spicchio di suolo e di escludere automaticamente dal calcolo della risposta dinamica la massa che si trova al di sotto di esso. Tale opzione risulta fondamentale per una corretta stima delle forze d'inerzia, limitando l'analisi alle sole masse eccitate in elevazione.

Diaframmi rigidi

Mediante il comando *Story*, viene definita l'elevazione dei solai affinché il programma possa configurarli come piani rigidi (*story diaphragms*). In questo modo, ogni impalcato viene considerato infinitamente rigido nel proprio piano, garantendo la ripartizione delle forze orizzontali tra i setti in proporzione alla loro rigidezza. Il programma riconosce correttamente la presenza del piano terra, pur escludendolo dalla quota partecipante alla risposta sismica globale della struttura.

4.2.4 Massa sismica

Per procedere all'analisi sismica, si effettua la conversione *load to masses*. La massa della struttura viene assegnata automaticamente dal programma a ciascun nodo: il software calcola le masse in base alle caratteristiche geometriche, alle proprietà dei materiali assegnate agli elementi e ai carichi definiti dall'utente.

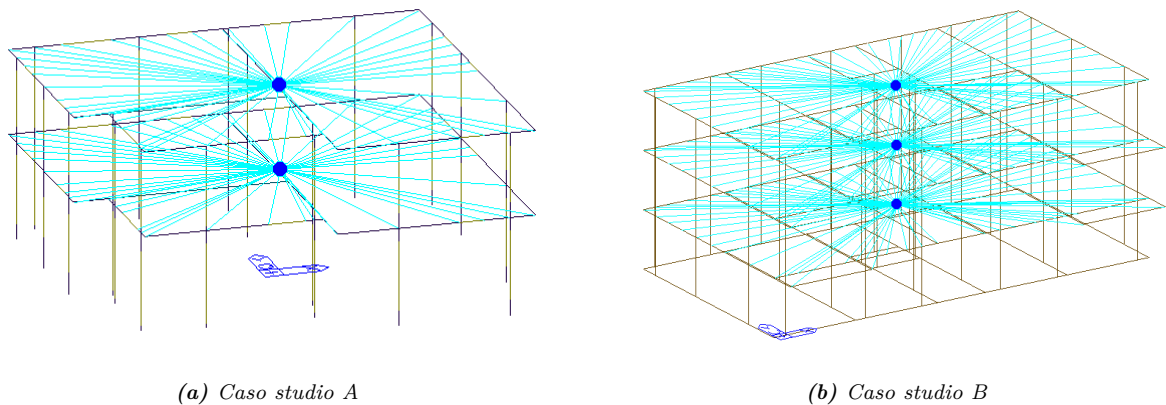


Figura 4.7: Applicazione dei diaframmi rigidi.

In accordo con quanto previsto dalla normativa vigente, la massa sismica viene calcolata secondo la combinazione sismica:

$$M = G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (4.1)$$

dove G_1 rappresenta il peso proprio degli elementi strutturali, G_2 i carichi permanenti non strutturali e Q_{ki} i carichi variabili, ridotti mediante i coefficienti di combinazione quasi permanente ψ_{2i} .

Le masse possono essere eccitate nelle tre direzioni (x, y, z). Le tre voci di carico sono state conteggiate applicando un fattore di scala (*scale factor*) pari al coefficiente della combinazione sismica, come definito nell'equazione sopra riportata.

Nello specifico, è stato adottato un fattore pari a:

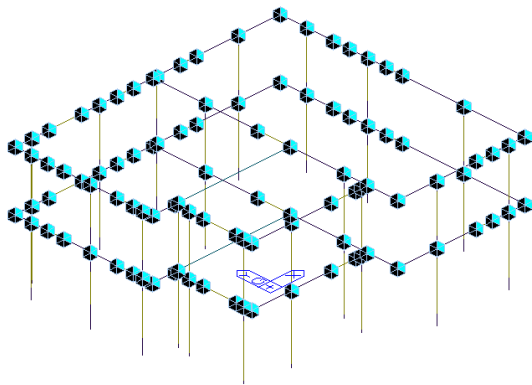
- **1.0** per i carichi permanenti (G_1 e G_2);
- **0.3** per i carichi accidentali (Q_k), in accordo con la Tab. 2.5.I delle NTC 2018 [10].

Tale procedura permette al software di definire correttamente la matrice delle masse necessaria per l'analisi modale e il successivo calcolo dello spettro di risposta.

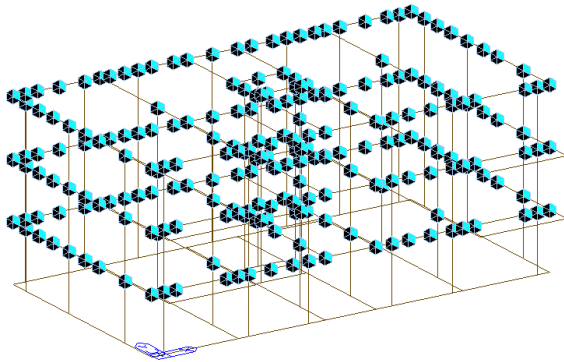
4.2.5 Analisi dinamica lineare caso studio A

Il metodo di analisi adoperato per valutare la risposta della struttura è l'analisi modale con spettro di risposta. La procedura prevede inizialmente la generazione della *Response Spectrum Function*, definita mediante i parametri sismici introdotti all'inizio del presente capitolo.

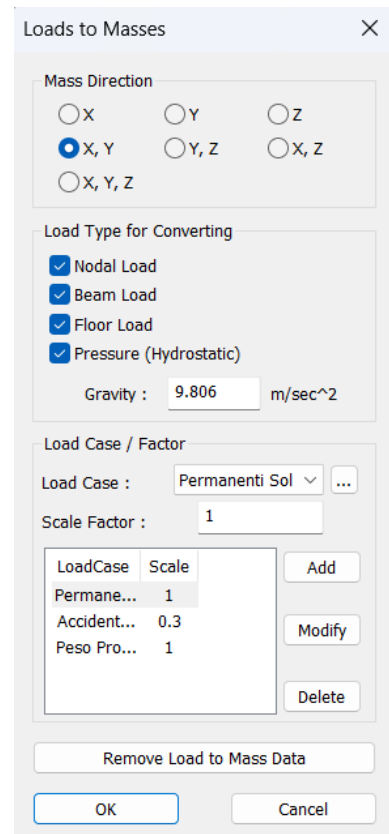
Tale funzione viene successivamente richiamata all'interno dei *Response Spectrum Load Cases*, distinti per le direzioni x e y . Questi casi di carico applicano l'azione sismica alla



(a) Caso studio A.



(b) Caso studio B.



(c) Tabella carichi.

Figura 4.8: Conversione dei carichi in masse.

struttura sulla base delle frequenze e dei modi di vibrare ricavati dall'analisi modale, combinando i contributi dei singoli modi secondo la tecnica della *Complete Quadratic Combination* (CQC).

Inoltre, tali *load cases* consentono di tenere conto dell'eccentricità accidentale, assunta pari al 5% delle dimensioni in pianta dell'edificio, come specificato dalle NTC 2018 [10] al §7.2.6.

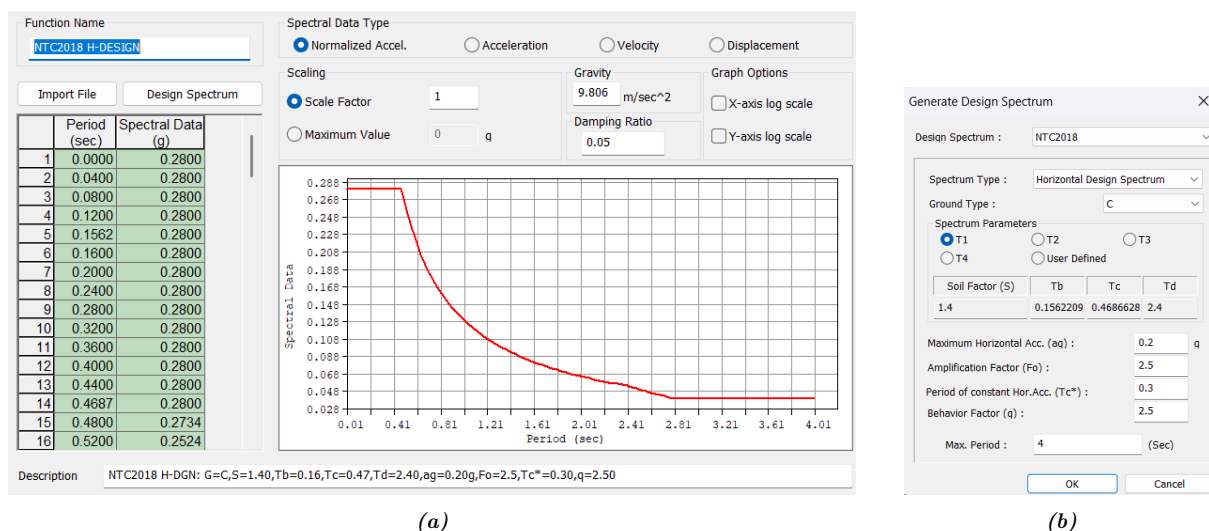


Figura 4.9: Procedura di inserimento dello spettro di risposta in Midas Gen.

Il metodo di analisi adoperato per valutare la risposta della struttura è l'analisi modale con spettro di risposta. La procedura prevede inizialmente la generazione della Response Spectrum Function, definita mediante i parametri sismici introdotti all'inizio del presente capitolo.

Al fine di valutare la risposta strutturale e la vulnerabilità dei setti in Ytong sotto diversi livelli di intensità sismica, lo studio ha previsto la generazione di tre distinte funzioni di spettro, caratterizzate da valori crescenti di accelerazione massima al suolo: 0.1g, 0.2g e 0.3g. Tale approccio comparativo permette di osservare la progressione degli stati tensionali e l'eventuale insorgenza di meccanismi critici al variare dell'azione sismica di progetto.

Tali funzioni vengono successivamente richiamate all'interno dei Response Spectrum Load Cases, distinti per le direzioni x e y. Questi casi di carico applicano l'azione sismica alla struttura sulla base delle frequenze e dei modi di vibrare ricavati dall'analisi modale, combinando i contributi dei singoli modi secondo la tecnica della Complete Quadratic Combination (CQC).

Analisi Modale

A questo punto è possibile performare l'analisi dinamica lineare. Il tipo di analisi agli autovalori selezionato tra quelli disponibili in *Midas Gen* è il metodo di **Lanczos**. Esso risulta più adeguato rispetto al *Subspace Iteration* per il presente caso studio, in quanto trasforma il problema agli autovalori in un problema equivalente nel quale la matrice dei coefficienti è di tipo tridiagonale; l'ordine del problema risulta quindi inferiore a quello originario.

Dato che il modello presenta un elevato numero di nodi ed elementi, tale metodo è decisamente più indicato: i tempi di analisi sono inferiori e i risultati (periodi propri, massa partecipante, ecc.) sono simili a quelli ottenuti con il *Subspace Iteration*.

Si prendono in esame 13 frequenze naturali, poiché con questa di modellazione si assumono significativi tutti i gradi di libertà e non solamente i tre canonici del diaframma infinitamente rigido (TRAN-X, TRAN-Y e ROT-Z). La scelta di indagare fino al tredicesimo modo deriva dalla necessità di rispettare le indicazioni della normativa NTC 2018 [10] al §7.3.3, ovvero:

- considerare nella sovrapposizione degli effetti (combinazione CQC) tutti i modi “significativi”, ovvero quelli con massa partecipante superiore al 5%;
- considerare un numero di modi la cui massa partecipante totale sia almeno pari all'85%.

Poiché il numero minimo di modi da esaminare per la struttura in oggetto è pari a 6 (2 piani per 3 gradi di libertà), i modi successivi vengono analizzati per soddisfare i requisiti di massa partecipante sopra citati. Nelle sezioni seguenti si riportano i principali modi di vibrare e la tabella riassuntiva delle percentuali di massa partecipante.

Ripartizione dell'azione sismica e combinazioni di carico

Il programma ripartisce l'azione sismica in base alla rigidità degli elementi resistenti. Una volta eseguita l'analisi, l'obiettivo primario è ricavare i valori dei parametri della sollecitazione sulle pareti in muratura.

In virtù di quanto richiesto dalle NTC 2018 [10] al §7.3.5, l'azione del sisma deve essere combinata secondo la regola del 100:30, tenendo conto dell'eccentricità accidentale pari al 5% della dimensione media dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. A tale scopo, vengono generate le 32 combinazioni di carico sismiche, dalle quali si estraggono le sollecitazioni più gravose per le verifiche strutturali. Tutte le combinazioni sono determinate secondo la combinazione sismica riportata al §2.5.3 delle NTC2018 [10].

4.2.6 Analisi statica lineare caso studio B

L'analisi statica lineare è il metodo più semplificato previsto dalle normative vigenti (NTC 2018) per l'analisi sismica di una struttura. Secondo il quadro normativo, l'impiego di questa tipologia di analisi è subordinato al rispetto di determinati requisiti di regolarità in altezza della struttura e a un periodo fondamentale di vibrazione T_1 contenuto entro certi limiti ($T_1 < 2.5T_C$ o $T_1 < 2.0s^1$).

(a) Definizione dei parametri dello spettro di risposta.

Load Case	Code Name	Description
Sisma_x_0.075g	NTC2018	
Sisma_y_0.075g	NTC2018	
Sisma_x_0.15g	NTC2018	
Sisma_y_0.15g	NTC2018	
Sisma_x_0.25g	NTC2018	
Sisma_y_0.25g	NTC2018	

(b) Generazione delle forze sismiche statiche equivalenti.

Figura 4.10: Inserimento dell'azione sismica nel software Midas Gen [1].

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di un sistema di forze distribuite lungo l'altezza dell'edificio assumendo una distribuzione lineare degli spostamenti. La forza da applicare a ciascun piano è data da:

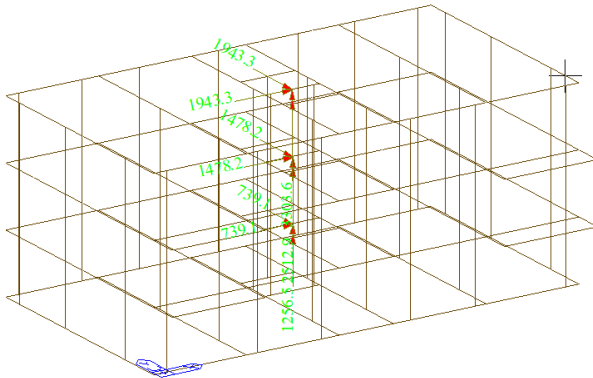
$$F_i = F_h \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_j z_j W_j} \quad (4.2)$$

Dove:

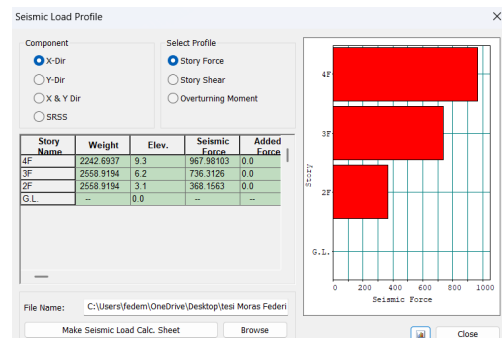
¹Limite che sussiste solo per strutture regolari sia in pianta sia in elevazione

- $F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda/g$
- F_i è la forza da applicare al piano i ;
- W_i e W_j sono i pesi delle masse ai piani i e j rispettivamente;
- z_i e z_j sono le altezze dei piani i e j rispetto alle fondazioni;
- $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto;
- W è il peso complessivo della costruzione;
- λ è un coefficiente pari a 0.85 se l'edificio ha almeno tre piani e se $T_1 < 2T_C$, pari a 1.0 in tutti gli altri casi;
- g è l'accelerazione di gravità.

Le forze vengono applicate nei centri di massa di ogni piano. Midas Gen [10] calcola automaticamente la distribuzione delle forze lungo l'altezza, proporzionale alle masse e alle quote dei solai, simulando il primo modo di vibrare della struttura. Per tenere conto delle incertezze sulla distribuzione delle masse, il software applica un'eccentricità accidentale (pari al 5% della dimensione del piano perpendicolare alla forza sismica) come previsto dal §7.2.6 delle NTC 2018 [10].



(a) Forze di piano applicate ai centri di massa.



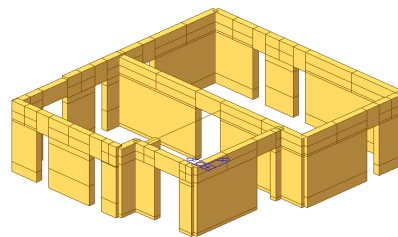
(b) Esempio di profilo delle forze sismiche orizzontali lungo l'altezza.

Figura 4.11: Analisi statica lineare Midas Gen [1].

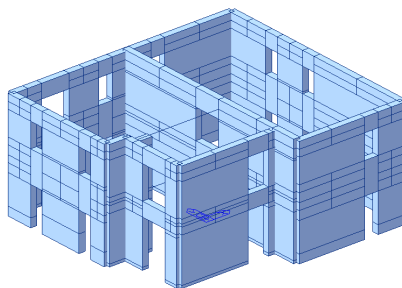
L'analisi statica lineare in Midas GEN permette quindi di ricavare gli spostamenti nodali e le sollecitazioni nei singoli elementi strutturali. I carichi sismici poi vanno combinati secondo la combinazione sismica considerando la regola 100:30.

5 Caso studio A

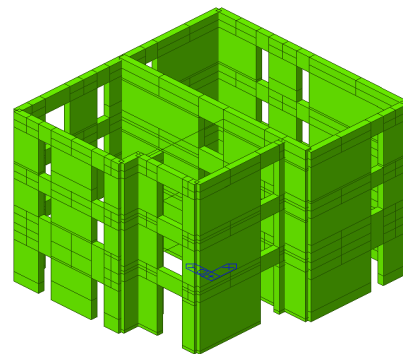
Al fine di valutare l'influenza dello sviluppo in altezza sulla risposta strutturale e sulla sicurezza sismica del complesso, la presente analisi è stata condotta su un unico edificio di riferimento declinato in tre differenti configurazioni. Nello specifico, sono stati realizzati e analizzati tre modelli computazionali distinti, caratterizzati rispettivamente da uno, due e tre piani fuori terra.



(a) Edificio a un piano



(b) Edificio a due piani



(c) Edificio a tre piani

Figura 5.1: Confronto dei modelli strutturali per numero di piani.

Per ciascuna configurazione, le verifiche di sicurezza agli Stati Limite sono state eseguite in conformità alle NTC 2018 [10]. Si precisa che, per garantire la generalità dello studio, le azioni sismiche, da neve e da vento non fanno riferimento a uno specifico sito geografico. L'azione sismica è stata definita assumendo un'accelerazione orizzontale massima al sito a_{gs} variabile (su un sottosuolo di categoria C), mentre per i carichi climatici sono stati adottati valori nominali di riferimento: un carico neve pari a 1 kN/m^2 e pressioni del vento pari a 0.8431 kN/m^2 per sopravvento e -0.4215 kN/m^2 per sottovento.

Per quanto riguarda i carichi gravitazionali, sono stati ipotizzati valori strutturali e portati ($G_1 + G_2$) pari a 6.5 kN/m^2 e un sovraccarico accidentale di 2 kN/m^2 .

5.1 Criteri di scelta dell'armatura

Prima di procedere con l'esposizione dei risultati delle verifiche strutturali, è necessario definire i criteri che hanno portato alla scelta dei diametri e delle tipologie di armatura. Il dimensionamento è stato condotto cercando un equilibrio tra le prescrizioni delle NTC 2018 [10] e le proprietà meccaniche specifiche del calcestruzzo aerato autoclavato (AAC).

Per garantire la validità dell'analisi, i requisiti di armatura sono stati verificati sul caso più gravoso presente nel progetto: una parete di lunghezza pari a 6000 mm e spessore di 360 mm. Il rispetto dei limiti in tale configurazione implica automaticamente la verifica di tutti gli altri setti di dimensioni inferiori.

5.1.1 Armatura Verticale

Per le armature verticali, si è scelto di adottare diametri a partire da $\phi 12$ in corrispondenza delle estremità dei setti.

Assumendo per la muratura in AAC la resistenza a compressione di progetto $f_d = 0,69$ MPa, i requisiti minimi si declinano nella forma seguente:

$$4\% \cdot \frac{0,69}{391} < \rho_v = \omega \cdot \frac{f_d}{f_{yd}} < 80\% \cdot \frac{0,69}{391} \longrightarrow 0,007\% < \rho_v < 0,14\% \quad (5.1)$$

Per il suddetto setto critico, l'impiego di due soli $\phi 12$ fornisce una percentuale $\rho_v = 0,0105\%$, valore che si mantiene al di sopra della percentuale ρ_{min} di $0,007\%$. L'esito positivo di tale verifica sul componente dimensionalmente più gravoso dell'intero edificio estende implicitamente la validità della soluzione adottata a tutte le restanti pareti del progetto, le quali, avendo lunghezze inferiori, presenteranno percentuali d'armatura proporzionalmente più elevate e dunque ancor più cautelative.

5.1.2 Armatura Orizzontale

Per l'armatura orizzontale sono state analizzate due soluzioni con posa ogni due corsi, corrispondenti a un interasse verticale $s = 400$ mm. Anche in questo caso, i limiti minimi sono stati ricalcolati per tenere conto della differente resistenza dell'acciaio utilizzato:

→ Murfor® Compact I-100: Impiegando una singola striscia di armatura per corso armato ($A_{sw} = 9,66$ mm² con $f_{yd} = 1770$ MPa), la percentuale geometrica per la parete critica da 360 mm risulta pari a $\rho_h = 0,0067\%$. Tale valore, pur essendo esiguo, è di circa quattro volte superiore al limite minimo declinato per l'AAC ($0,0016\%$), garantendo il controllo della fessurazione.

→ Barre $\phi 12$: Con $f_{yd} = 391$ MPa, il limite minimo meccanico è pari a 0,007%. L'impiego di una singola barra ogni due corsi garantisce una percentuale $\rho_h = 0,0785\%$, superando ampiamente sia il limite ad hoc per l'AAC che il limite standard dello 0,04% previsto dalle NTC 2018 [10] per la muratura ordinaria.

5.2 Caso studio a un piano

L'indagine ha inizio con l'analisi del caso studio più semplice, ovvero la configurazione strutturale ad un unico piano fuori terra. Vengono riportate le verifiche statiche di pressoflessione per carichi laterali dopodichè le verifiche sismiche dei maschi murari.

5.2.1 Verifica a pressoflessione per carichi laterali

Si riportano di seguito i risultati delle analisi condotte sulle pareti strutturali. Le verifiche a pressoflessione fuori piano sono state eseguite analizzando le sezioni critiche (estremità superiore, mezzeria e base) in funzione della posizione del piano. Per le pareti poste all'ultimo livello, l'indagine si è concentrata sulla sezione di sommità e su quella di mezzeria, in quanto risultano maggiormente gravose a causa dell'esiguità dei carichi stabilizzanti e della sensibilità agli effetti del secondo ordine. Per le pareti al piano terra, la verifica è stata condotta sulle sezioni di estremità (superiore e base).

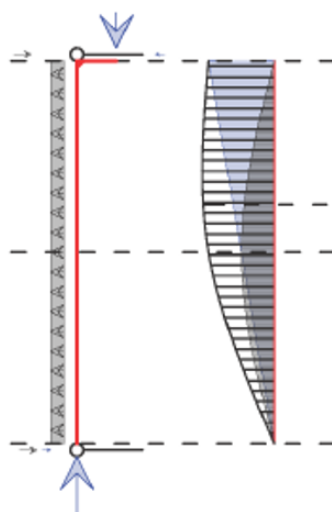


Figura 5.2: Schema statico parete a cerniera.

Per la determinazione dei parametri riportati nelle tabelle seguenti, si è adottata la procedura di calcolo definita dalle NTC 2018 [10], già illustrata nel dettaglio al §3.3. La valutazione dello sforzo normale agente su ogni singolo maschio murario è stata effettuata

attraverso il calcolo delle rispettive aree di influenza, definite mediante l'ausilio dell'ambiente software AutoCAD [14]. Per quanto concerne i parametri di eccentricità del carico, il valore d_1 è stato assunto pari a 0 mm, data la perfetta coassialità verticale degli assi baricentrici di tutte le pareti; l'eccentricità d_2 è stata invece cautelativamente ipotizzata pari a 0,1 m.

Lo schema statico adottato per il maschio murario è quello di una trave appoggiata-appoggiata, come illustrato in Fig. 5.2. Nel grafico, il diagramma di momento riportato in azzurro rappresenta l'aliquota dovuta all'eccentricità dello sforzo normale, mentre il diagramma parabolico in grigio descrive l'andamento del momento flettente generato dal carico del vento.

Le eccentricità e_s , e_a e e_v vanno convenzionalmente combinate tra di loro secondo le espressioni:

$$\rightarrow \text{Verifica in estremità superiore: } e_1 = |e_s| + e_a$$

$$\rightarrow \text{Verifica in mezzeria: } e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v|$$

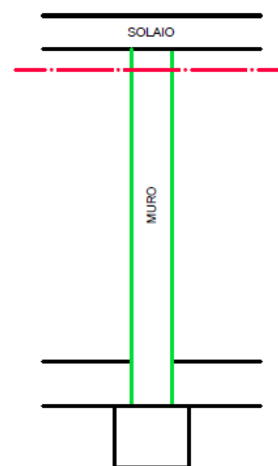
$$\rightarrow \text{Verifica alla base: } e_1 = e_a$$

Sezione di estremità

I risultati delle verifiche a pressoflessione riflettono l'impostazione strutturale dell'edificio, caratterizzato da solai monodirezionali orditi in direzione Y. Tale configurazione comporta un carico gravitazionale significativamente maggiore sui setti disposti lungo tale asse, portando la parete Y09 in Fig.4.1 a uno sfruttamento dell'80%. Al contrario le pareti lungo x ricevendo poca area di influenza dei solai, presentano tassi di lavoro molto contenuti (13-21%).

Tabella 5.1: Verifica a pressoflessione per carichi laterali: Sezione di estremità superiore.

Sezione di estremità superiore									
PARETE	A	L	e ₁	λ	m	φ	N _{Rd}	N _{Ed}	VERIFICA
	m ²	m	m	-	-	-	kN	kN	%
X01	1.41	3.91	0.114	7.78	1.90	0.22	215	29	13%
X02	1.39	3.85	0.114	7.78	1.90	0.22	212	27	13%
X03	0.57	1.59	0.114	7.78	1.90	0.22	88	11	13%
X04	0.90	2.51	0.114	7.78	1.90	0.22	138	17	13%
X05	0.59	1.65	0.114	7.78	1.90	0.22	91	14	16%
X06	0.63	1.75	0.114	7.78	1.90	0.22	96	20	21%
X07	0.83	2.3	0.114	7.78	1.90	0.22	127	21	17%
X08	1.48	4.1	0.114	7.78	1.90	0.22	226	28	13%
Y01	0.28	0.78	0.114	7.78	1.90	0.22	43	27	62%
Y02	0.50	1.39	0.114	7.78	1.90	0.22	77	56	73%
Y03	0.34	0.95	0.114	7.78	1.90	0.22	52	37	70%
Y04	0.94	2.6	0.114	7.78	1.90	0.22	143	113	79%
Y05	0.57	1.58	0.114	7.78	1.90	0.22	87	44	51%
Y06	1.90	5.27	0.034	7.78	0.57	0.69	909	276	30%
Y07	1.85	5.13	0.018	7.78	0.30	0.79	1009	338	34%
Y08	2.16	6	0.114	7.78	1.90	0.22	330	179	54%
Y09	0.65	1.8	0.114	7.78	1.90	0.22	99	80	80%
Y10	0.94	2.6	0.114	7.78	1.90	0.22	143	73	51%

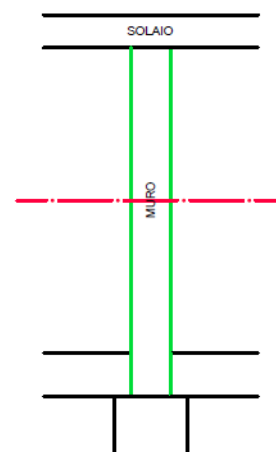


Sezione di mezzeria

I risultati delle verifiche a pressoflessione riflettono l'impostazione strutturale dell'edificio, caratterizzato da solai monodirezionali orditi in direzione Y. Tale configurazione comporta un carico gravitazionale significativamente maggiore sui setti disposti lungo tale asse, con punte di $N_{Ed} = 235$ kN sulla parete Y07. Al contrario, le pareti lungo X, ricevendo un'area di influenza ridotta, presentano carichi verticali molto contenuti ($11 - 28$ kN), rendendo l'azione del vento la sollecitazione principale. Per questi elementi, l'elevata eccentricità $m \approx 1.98$ riduce drasticamente il coefficiente ϕ a 0.19, riflettendo la predominanza delle spinte laterali rispetto al modesto contributo stabilizzante dei carichi permanenti. Tuttavia, non risulta la verifica più gravosa per i muri: i tassi di sfruttamento maggiori si registrano infatti sulla serie Y (fino al 41%).

Tabella 5.2: Verifica a pressoflessione per carichi laterali: sezione di mezzeria.

Sezione di mezzeria									
PARETE	A	L	e_2	λ	m	ϕ	N_{Rd}	N_{Ed}	VERIFICA
	m^2	m	m	-	-	-	kN	kN	%
X01	1.41	3.91	0.119	7.78	1.98	0.19	188	27	15%
X02	1.39	3.85	0.119	7.78	1.98	0.19	185	26	14%
X03	0.57	1.59	0.119	7.78	1.98	0.19	76	11	14%
X04	0.90	2.51	0.119	7.78	1.98	0.19	120	17	14%
X05	0.59	1.65	0.119	7.78	1.98	0.19	79	13	17%
X06	0.63	1.75	0.119	7.78	1.98	0.19	84	17	20%
X07	0.83	2.3	0.119	7.78	1.98	0.19	110	19	17%
X08	1.48	4.1	0.119	7.78	1.98	0.19	197	28	14%
Y01	0.28	0.78	0.107	7.78	1.78	0.26	51	19	38%
Y02	0.50	1.39	0.100	7.78	1.67	0.30	105	40	38%
Y03	0.34	0.95	0.102	7.78	1.70	0.29	69	26	38%
Y04	0.94	2.6	0.097	7.78	1.62	0.32	208	80	39%
Y05	0.57	1.58	0.117	7.78	1.95	0.20	80	33	41%
Y06	1.90	5.27	0.017	7.78	0.29	0.80	1042	194	19%
Y07	1.85	5.13	0.009	7.78	0.15	0.84	1077	235	22%
Y08	2.16	6	0.114	7.78	1.89	0.22	333	131	39%
Y09	0.65	1.8	0.096	7.78	1.61	0.33	146	57	39%
Y10	0.94	2.6	0.117	7.78	1.95	0.20	131	54	41%



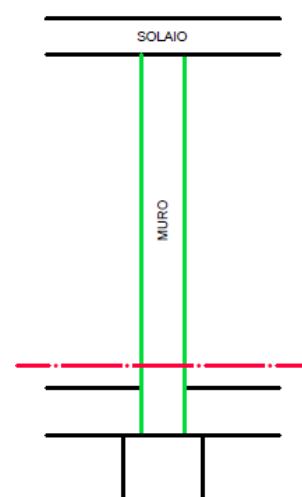
Sezione di Base

L'analisi della sezione di base evidenzia un comportamento strutturale governato esclusivamente dai carichi gravitazionali (pesi propri della muratura e carichi dei solai), senza il contributo dell'azione del vento. In questa configurazione, l'eccentricità m si riduce drasticamente al valore minimo di 0.23.

Nonostante l'incremento del carico assiale N_{Ed} dovuto al peso proprio della muratura accumulato alla base (con un valore massimo di 439 kN per la parete Y07), il coefficiente di riduzione ϕ rimane elevato (≈ 0.81). Di conseguenza, i tassi di sfruttamento risultano meno critici rispetto alla sezione di estremità.

Tabella 5.3: Verifica a pressoflessione per carichi laterali: Sezione di base.

Sezione di base									
PARETE	A	L	e_1	λ	m	ϕ	N_{Rd}	N_{Ed}	VERIFICA
	m^2	m	m	-	-	-	kN	kN	%
X01	1.41	3.91	0.014	7.78	0.23	0.81	791	52	7%
X02	1.39	3.85	0.014	7.78	0.23	0.81	779	50	6%
X03	0.57	1.59	0.014	7.78	0.23	0.81	322	21	6%
X04	0.90	2.51	0.014	7.78	0.23	0.81	508	32	6%
X05	0.59	1.65	0.014	7.78	0.23	0.81	334	25	7%
X06	0.63	1.75	0.014	7.78	0.23	0.81	354	32	9%
X07	0.83	2.3	0.014	7.78	0.23	0.81	466	36	8%
X08	1.48	4.1	0.014	7.78	0.23	0.81	830	53	6%
Y01	0.28	0.78	0.014	7.78	0.23	0.81	158	36	23%
Y02	0.50	1.39	0.014	7.78	0.23	0.81	281	75	27%
Y03	0.34	0.95	0.014	7.78	0.23	0.81	192	49	26%
Y04	0.94	2.6	0.014	7.78	0.23	0.81	526	150	29%
Y05	0.57	1.58	0.014	7.78	0.23	0.81	320	61	19%
Y06	1.90	5.27	0.014	7.78	0.23	0.81	1067	363	34%
Y07	1.85	5.13	0.014	7.78	0.23	0.81	1038	439	42%
Y08	2.16	6	0.014	7.78	0.23	0.81	1215	246	20%
Y09	0.65	1.8	0.014	7.78	0.23	0.81	364	106	29%
Y10	0.94	2.6	0.014	7.78	0.23	0.81	526	101	19%



5.2.2 Analisi modale

L'analisi modale condotta ha permesso di caratterizzare compiutamente il comportamento dinamico del fabbricato, evidenziando una risposta strutturale coerente con la tipologia edilizia in esame. I risultati, riassunti nelle Tabelle 5.4 e 5.5, mostrano una struttura caratterizzata da un'elevatissima rigidezza diffusa, con un periodo fondamentale traslazionale $T_2 = 0,0858$ s. Tale valore, unitamente alle frequenze proprie calcolate, risulta

pienamente compatibile con un organismo architettonico in muratura portante di un solo piano fuori terra.

L'esame delle forme modali illustrate nelle Figg. 5.3, permette di apprezzare la regolarità della risposta: i modi principali risultano chiaramente distinti, mobilitando rispettivamente il 96,21% della massa lungo l'asse X (Modo 1) e il 94,28% lungo l'asse Y (Modo 2). Il terzo modo di vibrare è invece di tipo rotazionale (torsionale) e coinvolge il 94,50% della massa partecipante. La netta separazione delle masse partecipanti nei modi fondamentali e l'assenza di accoppiamenti significativi tra le direzioni ortogonali confermano l'ottima regolarità in pianta del fabbricato, evidenziando una coincidenza ottimale tra il centro delle masse e il centro delle rigidezze.

Infine, si osserva che il requisito normativo previsto dalle NTC 2018 [10], che impone il coinvolgimento di almeno l'85% della massa totale, risulta ampiamente soddisfatto già dai primi quattro modi, mentre i modi superiori contribuiscono alla saturazione della massa totale intervenendo principalmente sulle componenti sussultorie e sui moti locali.

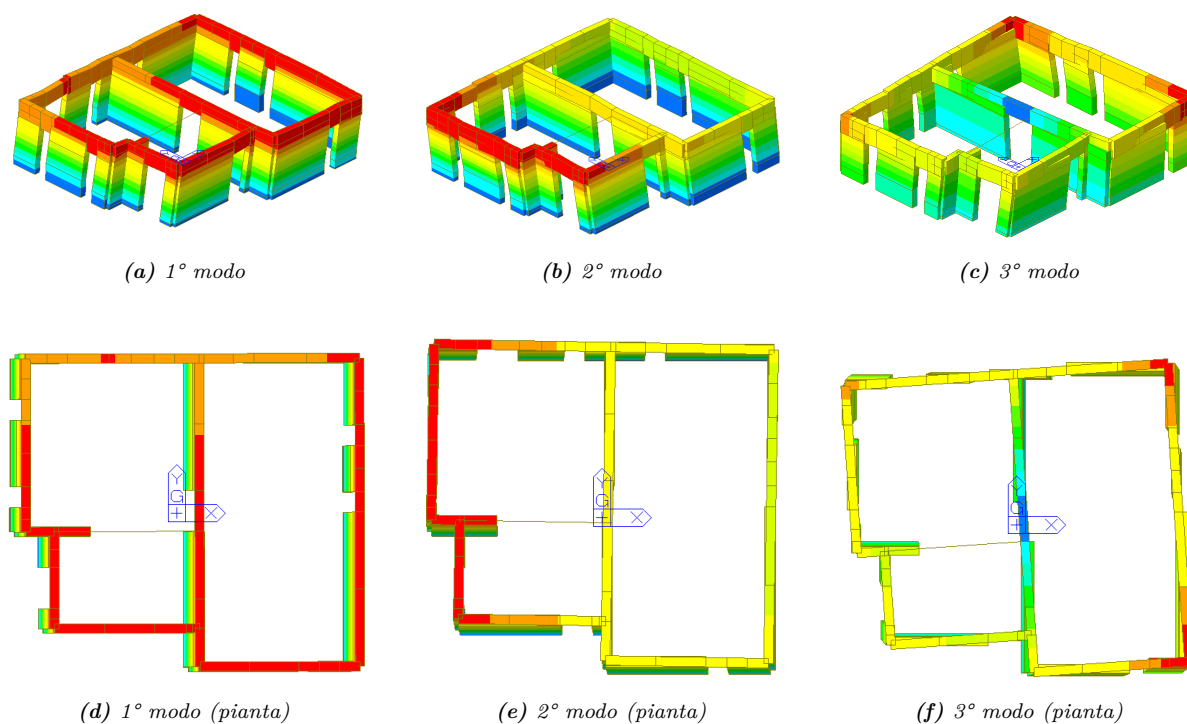


Figura 5.3: Modi di vibrare dell'edificio a un piano: viste prospettiche e piante.

Tabella 5.4: Risultati Analisi Modale: Frequenze e Periodi propri.

Modo	ω [rad/s]	f [Hz]	T [s]	Tolleranza
1	75.0004	11.9367	0.0838	0.0000e+00
2	82.6848	13.1597	0.0760	0.0000e+00
3	101.6254	16.1742	0.0618	0.0000e+00
4	540.5658	86.0337	0.0116	3.7645e-137
5	569.4824	90.6359	0.0110	4.3503e-132
6	602.0516	95.8195	0.0104	5.8633e-127
7	615.9238	98.0273	0.0102	1.7547e-124
8	630.0446	100.2747	0.0100	4.1006e-123
9	637.9883	101.5390	0.0098	3.1947e-121
10	666.3530	106.0534	0.0094	1.1429e-119
11	692.0975	110.1507	0.0091	1.9514e-117
12	722.4152	114.9760	0.0087	1.7018e-113
13	738.1065	117.4733	0.0085	3.2911e-111
14	834.1714	132.7625	0.0075	5.0216e-105
15	898.4656	142.9952	0.0070	2.3547e-99

Tabella 5.5: Masse Partecipanti Modali (Percentuali e Cumulative).

Modo No.	TRAN-X (%)		TRAN-Y (%)		TRAN-Z (%)		ROTN-X (%)		ROTN-Y (%)		ROTN-Z (%)	
	Mass	Sum	Mass	Sum	Mass	Sum	Mass	Sum	Mass	Sum	Mass	Sum
1	96.21	96.21	0.17	0.17	0.00	0.00	0.01	0.01	7.23	7.23	0.12	0.12
2	0.12	96.33	94.28	94.45	0.00	0.00	7.46	7.47	0.02	7.25	2.76	2.88
3	0.19	96.52	2.83	97.29	0.00	0.00	0.26	7.74	0.01	7.25	94.50	97.38
4	2.98	99.50	0.00	97.29	0.00	0.00	0.03	7.76	11.19	18.45	0.11	97.49
5	0.00	99.51	0.65	97.94	0.00	0.00	4.42	12.19	0.02	18.47	0.06	97.55
6	0.01	99.51	0.02	97.96	0.00	0.00	0.02	12.20	7.56	26.03	0.15	97.70
7	0.00	99.51	1.83	99.79	0.00	0.00	1.28	13.48	0.05	26.07	0.02	97.72
8	0.01	99.52	0.07	99.86	0.00	0.00	0.01	13.49	1.04	27.11	0.53	98.25
9	0.00	99.52	0.00	99.86	0.00	0.00	0.00	13.49	0.64	27.75	0.04	98.29
10	0.02	99.54	0.01	99.87	0.00	0.00	0.03	13.53	3.69	31.43	1.09	99.38
11	0.07	99.61	0.10	99.96	0.00	0.00	0.16	13.68	1.70	33.13	0.37	99.75
12	0.09	99.70	0.01	99.97	0.00	0.00	6.07	19.76	1.07	34.20	0.17	99.91
13	0.29	99.99	0.00	99.97	0.00	0.00	1.05	20.81	2.37	36.57	0.01	99.92
14	0.00	99.99	0.00	99.97	0.00	0.00	0.00	20.81	1.78	38.35	0.07	99.98
15	0.00	99.99	0.01	99.98	0.00	0.00	0.01	20.82	4.65	43.00	0.00	99.99

5.2.3 Nota sulla definizione dell'azione sismica:

Si precisa che, nelle tabelle riportate nel prosieguo della trattazione, i valori identificativi degli scenari sismici (ad esempio $a_{g,s}/(S \cdot g) = 0.1, 0.2, 0.3$) si riferiscono all'accelerazione orizzontale massima attesa su suolo rigido.

Sebbene i valori nominali forniscano un'immediata scala di grandezza dell'intensità del sisma, si sottolinea che l'azione sismica reale applicata ai modelli risulta sensibilmente più elevata per effetto dell'amplificazione stratigrafica data dalla categoria di sottosuolo (tipo C) e alla categoria topografica T1. Ad esempio, per lo scenario $a_g/g = 0.20$, l'accelerazione di picco al suolo di riferimento (a_{gs}) raggiunge il valore di $0.28g$ a causa del fattore $S = 1.40$.

5.2.4 Verifica a Pressoflessione dei maschi murari

I modelli per il calcolo delle resistenze sono quelli definiti dalla normativa vigente [10], già riportati al Capitolo §3. La verifica a pressoflessione è stata condotta seguendo un duplice approccio metodologico. In prima istanza, è stata adottata una formula semplificata di normativa che considera esclusivamente il contributo delle armature poste alle estremità del maschio murario.

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_d t l^2}{2} \left(1 - \frac{\gamma_M \sigma_d}{0.85 \cdot f_k} \right) + (l - 2l') A_s \frac{f_y}{\gamma_s} \quad (5.2)$$

Tuttavia, nei casi in cui è stata prevista la presenza di armature intermedie aggiuntive, si è proceduto con un calcolo più raffinato mediante l'ausilio del software *VCASLU* [15]. Questo approccio numerico ha permesso di cogliere con estrema precisione il contributo di ogni singola barra.

L'affidabilità della formula semplificata è stata validata attraverso un confronto diretto con i risultati ottenuti dal software *VCASLU* [15]. La perfetta corrispondenza tra i valori di momento resistente (M_{Rd}) calcolati analiticamente e quelli derivati dal solutore numerico ha confermato la validità del metodo semplificato per le configurazioni standard, garantendo al contempo la massima precisione nei casi di armatura diffusa. Si precisa che per le pareti corte dove l'armatura è stata inserita solo al centro, per il calcolo del momento resistente, a favore di sicurezza, non è stata presa in considerazione.

***N.B.** Si fa presente che nelle verifiche a pressoflessione le barre d'armatura eventualmente inserite per rispettare la prescrizione sulla massima distanza di 4 metri non sono state considerate, a favore di sicurezza.*

Tabella 5.6: Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,1$.

$\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,1$												
<i>PARETE</i>	<i>B</i>	<i>t</i>	<i>c</i>	<i>d₁</i>	<i>d₂</i>	<i>d₃</i>	<i>A_s</i>	<i>M_{Ed}</i>	<i>N_{Ed}</i>	<i>σ₀</i>	<i>M_{Rd}</i>	<i>VERIFICA</i>
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	kNm	kN	MPa	kNm	%
X01	3910	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	66	60	0.043	245	27%
X02	3850	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	73	62	0.045	245	30%
X03	1590	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	16	40	0.070	75	21%
X04	2510	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	57	62	0.069	151	38%
X05	1650	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	17	21	0.036	66	25%
X06	1750	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	17	47	0.074	89	19%
X07	2300	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	25	51	0.061	127	20%
X08	4100	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	61	71	0.048	278	22%
Y01	780	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	4	13	0.045	21	21%
Y02	1390	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	9	39	0.079	63	15%
Y03	950	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	5	12	0.037	28	19%
Y04	2600	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	33	61	0.066	157	21%
Y05	1580	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	14	23	0.041	64	21%
Y06	5270	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	195	156	0.082	543	36%
Y07	5130	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	169	174	0.094	558	30%
Y08	6000	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	67	112	0.052	524	13%
Y09	1800	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	13	73	0.112	108	12%
Y10	2600	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	25	40	0.043	135	18%

Dall'analisi al variare dell'azione sismica, emerge che i maschi murari risultano verificati per tutti i livelli di accelerazione considerati. Come previsto, all'incrementare del valore di $a_g \cdot S$, si riscontra un aumento proporzionale della richiesta di armatura verticale per contrastare le crescenti sollecitazioni flessionali. Tuttavia, l'aspetto più rilevante dei risultati riguarda l'efficienza strutturale del sistema ad un unico piano: anche con quantitativi minimi di armatura (barre $\phi 12$), l'edificio è in grado di soddisfare la domanda sismica relativa a eventi di elevata intensità ($a_{gs} = 0.3g \cdot S$). Questa eccellente risposta è da attribuirsi alla combinazione tra la massa ridotta della struttura monopiano e l'elevata duttilità conferita dall'armatura alla muratura in AAC, che garantisce ampi margini di sicurezza anche in zone a sismicità elevata.

Tabella 5.7: Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,2$.

$\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,2$												
PARETE	B	t	c	d ₁	d ₂	d ₃	A _s	M _{Ed}	N _{Ed}	σ ₀	M _{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	kNm	kN	MPa	kNm	%
X01	3910	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	132	59	0.042	243	54%
X02	3850	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	135	58	0.042	237	57%
X03	1590	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	29	46	0.080	79	37%
X04	2510	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	62	62	0.068	151	41%
X05	1650	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	27	25	0.042	69	39%
X06	1750	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	30	73	0.116	105	29%
X07	2300	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	49	49	0.060	126	39%
X08	4100	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	116	77	0.052	287	40%
Y01	780	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	6	15	0.022	19	34%
Y02	1390	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	17	43	0.034	51	34%
Y03	950	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	10	15	0.028	27	35%
Y04	2600	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	62	60	0.066	158	39%
Y05	1580	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	24	32	0.042	65	37%
Y06	5270	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	218	180	0.115	650	33%
Y07	5130	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	201	196	0.109	603	33%
Y08	6000	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	125	112	0.058	555	23%
Y09	1800	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	21	75	0.033	73	29%
Y10	2600	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	39	57	0.041	133	29%

Tabella 5.8: Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,3$.

$\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,3$												
PARETE	B	t	c	d ₁	d ₂	d ₃	A _s	M _{Ed}	N _{Ed}	σ ₀	M _{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	kNm	kN	MPa	kNm	%
X01	3910	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	198	58	0.041	242	82%
X02	3850	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	197	53	0.038	230	86%
X03	1590	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	41	51	0.089	82	51%
X04	2510	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	72	60	0.067	150	48%
X05	1650	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	37	22	0.037	67	56%
X06	1750	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	45	80	0.127	108	41%
X07	2300	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	73	48	0.058	124	59%
X08	4100	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	171	82	0.056	296	58%
Y01	780	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	9	15	0.053	21	40%
Y02	1390	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	25	47	0.093	67	37%
Y03	950	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	14	17	0.049	30	46%
Y04	2600	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	91	58	0.062	154	59%
Y05	1580	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	35	35	0.061	72	49%
Y06	5270	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	291	182	0.096	589	49%
Y07	5130	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	271	199	0.108	601	45%
Y08	6000	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	184	111	0.051	521	35%
Y09	1800	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	30	74	0.115	109	28%
Y10	2600	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	55	62	0.066	157	35%

5.2.5 Verifica a taglio dei maschi murari

I modelli per il calcolo delle resistenze sono quelli definiti dalla normativa vigente [10], già riportati al Cap.§3.

Si fa presente che la normativa impone, di limitare la resistenza caratteristica a taglio f_{vk} . Il valore massimo ammissibile, $f_{vk,lim}$, per il calcestruzzo aerato autoclavato è pari ad un decimo della resistenza media a compressione dei blocchi.

Per i blocchi *Climaplus 325*, si ottiene quindi:

$$f_{vk,lim} = 0.1 \cdot f_b = 0.19 \text{ MPa} \quad (5.3)$$

Tale valore risulta cautelativamente minore della resistenza a taglio a carico nullo $f_{vk0} = 0.30$ MPa. Questo spiega il motivo per cui, nelle tabelle riportanti le verifiche a taglio, la colonna relativa a f_{vk} presenta uniformemente il valore limite di 0.19 MPa.

Dall'analisi dei risultati riportati in tabella, emerge chiaramente come le verifiche di sicurezza risultino soddisfatte per la totalità dei maschi murari in tutte e tre le configurazioni di carico sismico analizzate. Tale esito, sebbene riferito a scenari di sollecitazione crescenti, risulta coerente con le caratteristiche intrinseche della struttura: nonostante l'impiego di blocchi in calcestruzzo aerato autoclavato (AAC) caratterizzati da una massa ridotta e una resistenza a compressione contenuta rispetto alla muratura tradizionale, la configurazione ad un unico piano fuori terra gioca un ruolo determinante nel contenimento delle azioni sismiche.

La ridotta altezza dell'edificio, infatti, limita sensibilmente i momenti e le forze di taglio alla base, permettendo al sistema costruttivo di assorbire efficacemente anche accelerazioni sismiche elevate ($a_{gs} = 0,3g \cdot S$) senza richiedere quantitativi di armatura verticale eccessivi. In conclusione, i risultati confermano l'elevata efficienza del sistema in muratura armata AAC per edifici monopiano, garantendo una risposta strutturale sicura e ampiamente entro i limiti normativi anche nei contesti di massima pericolosità sismica.

Tabella 5.9: Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,1$.

$\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,1$															
PARETE	B	t	c	s	T_{yd} (murfor)	N	V	σ_n	f_{vk}	f_{vd}	V_{t,M}	V_{t,S}	V_{t,c}	V_{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	kN	kN	kN	MPa	MPa	MPa	kN	kN	kN	kN	%
X01	3910	360	180	400	14.7	59.91	36.12	0.045	0.19	0.095	128	82	278	210	17%
X02	3850	360	180	400	14.7	62.36	38.69	0.047	0.19	0.095	126	81	273	206	19%
X03	1590	360	180	400	14.7	40.18	13.71	0.079	0.19	0.095	48	31	105	79	17%
X04	2510	360	180	400	14.7	62.12	33.07	0.074	0.19	0.095	80	51	174	131	25%
X05	1650	360	180	400	14.7	21.28	12.66	0.040	0.19	0.095	50	32	110	83	15%
X06	1750	360	180	400	14.7	46.83	17.51	0.083	0.19	0.095	54	35	117	88	20%
X07	2300	360	180	400	14.7	50.82	28.22	0.067	0.19	0.095	73	47	158	119	24%
X08	4100	360	180	400	14.7	71.43	43.82	0.051	0.19	0.095	134	86	292	221	20%
Y01	780	360	180	400	14.7	12.72	3.54	0.091	0.19	0.095	13	9	29	22	16%
Y02	1390	360	180	400	14.7	39.31	5.86	0.101	0.19	0.095	37	24	80	61	10%
Y03	950	360	180	400	14.7	12.49	5.58	0.054	0.19	0.095	22	14	48	36	16%
Y04	2600	360	180	400	14.7	61.39	30.77	0.075	0.19	0.095	78	50	170	129	24%
Y05	1580	360	180	400	14.7	23.1	12.23	0.051	0.19	0.095	43	28	94	71	17%
Y06	5270	360	180	400	14.7	156.4	78.49	0.088	0.19	0.095	170	109	369	279	28%
Y07	5130	360	180	400	14.7	173.7	72.84	0.100	0.19	0.095	165	106	359	271	27%
Y08	6000	360	180	400	14.7	112.46	46.75	0.055	0.19	0.095	195	125	424	320	15%
Y09	1800	360	180	400	14.7	72.82	19.13	0.136	0.19	0.095	51	33	111	84	23%
Y10	2600	360	180	400	14.7	40.47	21.35	0.049	0.19	0.095	78	50	170	129	17%

Tabella 5.10: Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,2$.

$\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,2$															
PARETE	B	t	c	s	T_{yd} (murfor)	N	V	σ_n	f_{vk}	f_{vd}	V_{t,M}	V_{t,S}	V_{t,c}	V_{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	kN	kN	kN	MPa	MPa	MPa	kN	kN	kN	kN	%
X01	3910	360	180	400	14.7	58.85	63.13	0.044	0.19	0.095	128	82	278	210	30%
X02	3850	360	180	400	14.7	57.74	75.19	0.044	0.19	0.095	126	81	273	206	36%
X03	1590	360	180	400	14.7	45.54	24.14	0.090	0.19	0.095	48	31	105	79	30%
X04	2510	360	180	400	14.7	61.64	42.9	0.073	0.19	0.095	80	51	174	131	33%
X05	1650	360	180	400	14.7	24.94	19.37	0.047	0.19	0.095	50	32	110	83	23%
X06	1750	360	180	400	14.7	73.15	30.88	0.129	0.19	0.095	54	35	117	88	35%
X07	2300	360	180	400	14.7	49.48	56.18	0.065	0.19	0.095	73	47	158	119	47%
X08	4100	360	180	400	14.7	76.77	78.46	0.054	0.19	0.095	134	86	292	221	36%
Y01	780	360	180	400	14.7	15.28	5.28	0.109	0.19	0.095	13	9	29	22	24%
Y02	1390	360	180	400	14.7	43.02	10.84	0.111	0.19	0.095	37	24	80	61	18%
Y03	950	360	180	400	14.7	14.55	10.17	0.063	0.19	0.095	22	14	48	36	28%
Y04	2600	360	180	400	14.7	59.93	61.02	0.073	0.19	0.095	78	50	170	129	47%
Y05	1580	360	180	400	14.7	31.65	21.3	0.069	0.19	0.095	43	28	94	71	30%
Y06	5270	360	180	400	14.7	179.66	108.13	0.101	0.19	0.095	170	109	369	279	39%
Y07	5130	360	180	400	14.7	196.23	101.39	0.113	0.19	0.095	165	106	359	271	37%
Y08	6000	360	180	400	14.7	111.7	79.58	0.055	0.19	0.095	195	125	424	320	25%
Y09	1800	360	180	400	14.7	75.39	31.37	0.141	0.19	0.095	51	33	111	84	37%
Y10	2600	360	180	400	14.7	57.17	33.23	0.069	0.19	0.095	78	50	170	129	26%

Tabella 5.11: Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,3$.

$\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,3$															
PARETE	B	t	c	s	T_{yd} (murfor)	N	V	σ_n	f_{vk}	f_{vd}	V_{t,M}	V_{t,S}	V_{t,c}	V_{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	kN	kN	kN	MPa	MPa	MPa	kN	kN	kN	kN	%
X01	3910	360	180	400	14.7	57.79	90.15	0.043	0.19	0.095	128	82	278	210	43%
X02	3850	360	180	400	14.7	53.13	111.68	0.040	0.19	0.095	126	81	273	206	54%
X03	1590	360	180	400	14.7	50.9	34.57	0.100	0.19	0.095	48	31	105	79	44%
X04	2510	360	180	400	14.7	60.13	52.73	0.072	0.19	0.095	80	51	174	131	40%
X05	1650	360	180	400	14.7	22.17	26.09	0.042	0.19	0.095	50	32	110	83	32%
X06	1750	360	180	400	14.7	80.32	44.24	0.142	0.19	0.095	54	35	117	88	50%
X07	2300	360	180	400	14.7	48.13	84.14	0.063	0.19	0.095	73	47	158	119	71%
X08	4100	360	180	400	14.7	82.11	113.09	0.058	0.19	0.095	134	86	292	221	51%
Y01	780	360	180	400	14.7	15.02	7.01	0.107	0.19	0.095	13	9	29	22	32%
Y02	1390	360	180	400	14.7	46.73	15.81	0.120	0.19	0.095	37	24	80	61	26%
Y03	950	360	180	400	14.7	16.61	14.77	0.072	0.19	0.095	22	14	48	36	41%
Y04	2600	360	180	400	14.7	58.48	91.27	0.071	0.19	0.095	78	50	170	129	71%
Y05	1580	360	180	400	14.7	34.88	30.36	0.076	0.19	0.095	43	28	94	71	43%
Y06	5270	360	180	400	14.7	181.55	137.76	0.102	0.19	0.095	170	109	369	279	49%
Y07	5130	360	180	400	14.7	199.29	129.93	0.115	0.19	0.095	165	106	359	271	48%
Y08	6000	360	180	400	14.7	110.94	112.41	0.054	0.19	0.095	195	125	424	320	35%
Y09	1800	360	180	400	14.7	74.39	43.61	0.139	0.19	0.095	51	33	111	84	52%
Y10	2600	360	180	400	14.7	61.5	45.1	0.075	0.19	0.095	78	50	170	129	35%

5.2.6 Verifica delle fasce

Considerando che le sezioni delle fasce presentano tre differenti geometrie, con altezze rispettivamente pari a 0.80, 1.00 e 1.80 m, si è scelto di non procedere alla verifica puntuale di ogni singolo elemento.

In un'ottica di favore di sicurezza, è stato assunto come valore di progetto il massimo (inteso in valore assoluto) tra tutti i parametri sollecitanti valutati per le fasce appartenenti alla medesima sezione, considerando l'involuppo delle 32 combinazioni di carico analizzate. Tale procedura di massimizzazione è stata applicata sistematicamente per tutte e tre le tipologie di sezioni individuate.

Verifiche a taglio

La funzione strutturale delle fasce di piano è quella di assicurare l'accoppiamento fra i maschi murari. Tale accoppiamento consiste nel vincolare le pareti tra loro mediante dette fasce, in modo che il comportamento dei setti non sia quello di mensole isolate, ma che la risposta globale sia quella di una sezione "composta".

Come già approfondito, il comportamento meccanico di una fascia può essere studiato in analogia a quello di un maschio murario; la differenza principale risiede nella diversa resistenza che può offrire l'elemento, essendo i giunti non perpendicolari all'azione di compressione, bensì paralleli.

Va evidenziato, inoltre, che il peso proprio non contribuisce significativamente allo sforzo normale delle fasce, le quali risultano spesso scarsamente compresse o persino non sollecitate assialmente. In tale casistica, le fasce sono impossibilitate ad esercitare la loro funzione strutturale, poiché tenderebbero a ruotare rigidamente a causa dell'azione orizzontale; così facendo, invece di "accoppiare" le pareti verticali, le disarticolano. Difatti, in assenza di compressione, secondo i modelli analitici presentati al Cap.§3, il momento resistente ed il taglio resistente associato risultano necessariamente nulli:

$$\begin{aligned} \text{se } P = 0 &\implies \sigma_0 = \frac{P}{h \cdot t} = 0 \\ M_{Rd} &= \frac{\sigma_0 \cdot h^2 \cdot t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_d}\right) = 0 \\ V_{Rd} &= \frac{2 \cdot M_{Rd}}{l} = \frac{\sigma_0 \cdot h^2 \cdot t}{l} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_d}\right) = 0 \end{aligned}$$

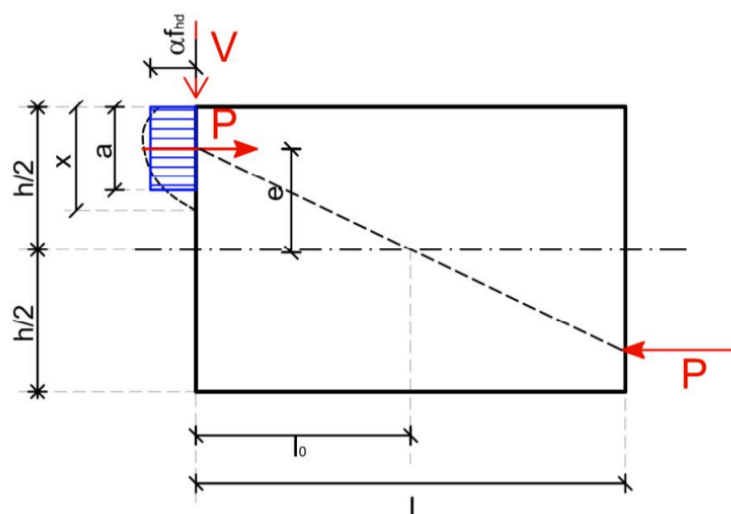


Figura 5.4: Meccanismo resistente fasce di piano.

Dovendo compensare la carenza di compressione e la tendenza al “rocking” delle fasce, si provvede ad inserire elementi atti a contrastare tale cinematismo, definiti genericamente “tiranti orizzontali” (catene, cordoli, architravi, ecc.). Questi elementi, contrastando l’allontanamento dei maschi, inducono uno stato di compressione nelle fasce che ne consente la resistenza sia a taglio che a flessione. L’azione concentrata innesca così il meccanismo a puntone inclinato tipico degli elementi tozzi a comportamento fragile (Fig.5.4). Il taglio massimo sostenibile dipende dal massimo valore di compressione ammissibile per il puntone inclinato; esso è funzione della resistenza a compressione, ma soprattutto della geometria della fascia.

A garantire l’equilibrio orizzontale è deputato il tirante, il quale non è soggetto ad alcun vincolo normativo stringente, poiché può essere progettato appositamente per la sollecitazione richiesta. Adoperando le seguenti relazioni, si è calcolato il massimo valore di compressione C per il puntone diagonale per il quale si ipotizza un’area coinvolta pari al 30% della dimensione orizzontale della fascia e il taglio massimo ammissibile V_{max} :

$$C = 0.3 \cdot l \cdot t \cdot f_d \quad (5.4)$$

$$\alpha = \arctan\left(\frac{h}{l}\right) \quad (5.5)$$

$$V_{max} = C \cdot \sin(\alpha) \quad (5.6)$$

Questo valore di resistenza tuttavia nella maggior parte dei casi non soddisfa le verifiche.

È pertanto opportuno affidare il taglio assegnato alle fasce al cordolo in C.A. realizzato in corrispondenza del solaio. Di conseguenza, si ritiene superfluo riportare le verifiche a taglio delle fasce poiché, alla luce di tali risultati, la scelta progettuale è quella di trascurare la resistenza (sia a flessione che a taglio) degli elementi in muratura, affidandola interamente al cordolo in C.A. Tale elemento funge da “tirante orizzontale”, assicurando l’effettivo accoppiamento delle pareti [13].

5.2.7 Verifica del cordolo in C.A.

La classe di calcestruzzo adottata è la C30/37, mentre l’acciaio impiegato è il B450C.

Verifica a flessione

Poiché la sezione resistente del cordolo è la medesima per tutto il suo sviluppo, si assume come valore di progetto il massimo tra i momenti flettenti che interessano le diverse fasce; la verifica condotta per tale valore massimo sarà estesa automaticamente anche a tutte le altre sezioni. La verifica viene eseguita nell’ipotesi cautelativa di assenza di sforzo normale.

Tabella 5.12: Verifica a flessione del cordolo in C.A. al variare dello scenario sismico.

Verifica a flessione del cordolo						
	b	h	ϕ	M_{Ed}	M_{Rd}	VERIFICA
	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>kNm</i>	<i>kNm</i>	%
$a_{g,s} = 0.1g \cdot S$	320	320	"4 ϕ 16"	34	41	82%
$a_{g,s} = 0.2g \cdot S$	340	340	"4 ϕ 18"	46	57	80%
$a_{g,s} = 0.3g \cdot S$	360	360	"4 ϕ 20"	60	74	81%

La sezione della trave raggiunge lo Stato Limite Ultimo (*SLU*) per rottura del calcestruzzo compresso, con acciaio già snervato, in coerenza con le ipotesi formulate al §4.3.2. La verifica, condotta mediante l’ausilio del software *VCASLU* [12], risulta soddisfatta, in quanto il momento sollecitante M_{Ed} risulta inferiore al momento resistente di calcolo M_{Rd} .

Resistenza a taglio

Dall’analisi dei risultati riportati in Tab. 5.13, si osserva che per lo scenario sismico meno gravoso ($a_{g,s} = 0,1g \cdot S$), il cordolo risulta verificato anche in assenza di armatura trasversale specifica, con un’aliquota di sfruttamento pari all’82%.

Tuttavia, all’aumentare dell’azione sismica negli scenari con $a_{g,s} = 0,2g \cdot S$ e $a_{g,s} = 0,3g \cdot S$, la resistenza a taglio del solo elemento in calcestruzzo armato privo di staffe (V_{Rd})

Tabella 5.13: Verifica a taglio del cordolo in C.A. con e senza armatura trasversale specifica.

	Verifica a taglio del cordolo												
	Senza armatura a taglio							Con armatura a taglio					
	b	h	d	ϕ_l	A_{sl}	V_{Ed}	V_{Rd}	$VER.$	ϕ_s	s	V_{Rcd}	V_{Rsd}	$VER.$
<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm²</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>%</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>%</i>	
$a_{g,s} = 0.1g \cdot S$	320	320	270	16	804	39	59	67%	8	200	286	83	48%
$a_{g,s} = 0.2g \cdot S$	340	340	290	18	1018	72	68	106%	8	200	327	89	81%
$a_{g,s} = 0.3g \cdot S$	360	360	310	20	1257	102	78	131%	10	200	370	149	69%

non è più sufficiente a soddisfare le richieste normative, portando a tassi di sfruttamento rispettivamente del 106% e del 131%.

Per ovviare a tale deficit di resistenza, è stato necessario prevedere un'armatura trasversale specifica (staffe). Come mostrato nella sezione destra della tabella, l'inserimento di staffe $\Phi 8, \Phi 10$ con passo 200 mm incrementa significativamente la capacità portante dell'elemento. Grazie al contributo resistente dell'armatura trasversale (V_{Rsd}) e del puntone di calcestruzzo (V_{Rcd}), le verifiche risultano pienamente soddisfatte per tutti gli scenari.

Al fine di non appesantire eccessivamente la trattazione, le verifiche analitiche relative ai cordoli in cemento armato non verranno riportate sistematicamente nei capitoli successivi. La presente tesi si focalizza, infatti, sullo studio del comportamento degli elementi strutturali in calcestruzzo aerato autoclavato (AAC).

Resta inteso che, qualora le sollecitazioni di progetto derivanti dalle analisi globali dovessero eccedere la capacità degli elementi standard, la sicurezza strutturale potrà essere agevolmente garantita attraverso l'integrazione di armatura aggiuntiva o l'adozione di cordoli con sezioni più significative.

5.3 Caso studio a due piani

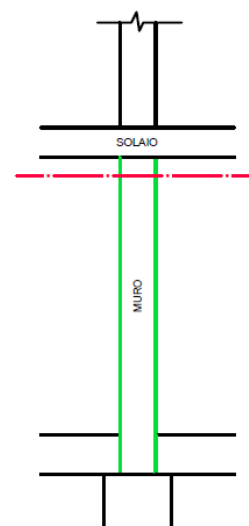
Anche per la configurazione a due piani sono state condotte le verifiche statiche, i cui risultati sono sintetizzati nelle tabelle seguenti. In questo caso, l'analisi si focalizza esclusivamente sulle sezioni di estremità e base del piano terra, in quanto rappresentano la condizione di carico più gravosa per l'intera struttura. Per quanto riguarda le verifiche del piano superiore, è possibile fare riferimento ai risultati già discussi per il caso dell'edificio a piano singolo: la configurazione dei carichi e la geometria dei setti all'ultimo livello risultano infatti analoghe a quelle della struttura monopiano, rendendo superflua una trattazione separata e confermando la validità delle analisi precedentemente illustrate.

5.3.1 Verifica a pressoflessione per carichi laterali

Sezione di estremità

Tabella 5.14: Verifica a pressoflessione per carichi laterali: Sezione di estremità superiore-parete al piano terra.

Sezione di estremità superiore-piano terra									
PARETE	A	L	e_1	λ	m	ϕ	N_{Rd}	N_{Ed}	VERIFICA
	m^2	m	m	-	-	-	kN	kN	%
X01	1.41	3.91	0.058	7.78	0.96	0.56	540	81	15%
X02	1.39	3.85	0.057	7.78	0.95	0.56	534	76	14%
X03	0.57	1.59	0.057	7.78	0.96	0.56	220	32	15%
X04	0.90	2.51	0.057	7.78	0.95	0.56	348	49	14%
X05	0.59	1.65	0.059	7.78	0.99	0.55	224	39	18%
X06	0.63	1.75	0.061	7.78	1.02	0.53	232	53	23%
X07	0.83	2.3	0.060	7.78	1.00	0.54	311	57	18%
X08	1.48	4.1	0.057	7.78	0.95	0.56	569	81	14%
Y01	0.28	0.78	0.066	7.78	1.10	0.50	98	63	65%
Y02	0.50	1.39	0.067	7.78	1.11	0.50	173	131	75%
Y03	0.34	0.95	0.067	7.78	1.11	0.50	119	86	72%
Y04	0.94	2.6	0.067	7.78	1.11	0.50	324	263	81%
Y05	0.57	1.58	0.066	7.78	1.09	0.51	200	105	53%
Y06	1.90	5.27	0.025	7.78	0.41	0.75	983	639	65%
Y07	1.85	5.13	0.016	7.78	0.27	0.80	1023	777	76%
Y08	2.16	6	0.066	7.78	1.10	0.51	756	425	56%
Y09	0.65	1.8	0.067	7.78	1.12	0.50	224	185	83%
Y10	0.94	2.6	0.066	7.78	1.09	0.51	328	173	53%



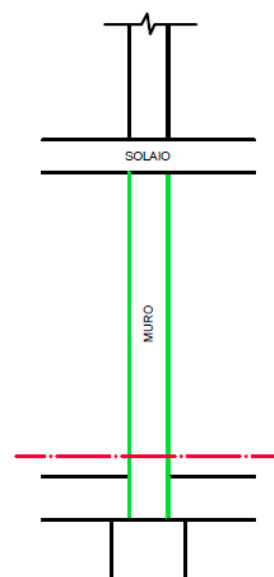
In analogia con il caso precedente, le verifiche risultano soddisfatte per tutti i maschi murari, sebbene si riscontri un grado di sfruttamento più prossimo ai limiti normativi. L'incremento delle sollecitazioni, dovuto alla maggiore massa dell'edificio a due piani,

porta i tassi di impegno a valori più significativi (con un picco dell'83% sulla parete Y09), pur mantenendo ovunque i margini di sicurezza richiesti.

Sezione di base

Tabella 5.15: Verifica a pressoflessione per carichi laterali: Sezione di base.

Sezione di base									
PARETE	A	L	e_1	λ	m	ϕ	N_{Rd}	N_{Ed}	VERIFICA
	m^2	m	m	-	-	-	kN	kN	%
X01	1.41	3.91	0.014	7.78	0.23	0.81	791	97	12%
X02	1.39	3.85	0.014	7.78	0.23	0.81	779	93	12%
X03	0.57	1.59	0.014	7.78	0.23	0.81	322	39	12%
X04	0.90	2.51	0.014	7.78	0.23	0.81	508	60	12%
X05	0.59	1.65	0.014	7.78	0.23	0.81	334	46	14%
X06	0.63	1.75	0.014	7.78	0.23	0.81	354	60	17%
X07	0.83	2.3	0.014	7.78	0.23	0.81	466	67	14%
X08	1.48	4.1	0.014	7.78	0.23	0.81	830	99	12%
Y01	0.28	0.78	0.014	7.78	0.23	0.81	158	67	42%
Y02	0.50	1.39	0.014	7.78	0.23	0.81	281	137	49%
Y03	0.34	0.95	0.014	7.78	0.23	0.81	192	90	47%
Y04	0.94	2.6	0.014	7.78	0.23	0.81	526	274	52%
Y05	0.57	1.58	0.014	7.78	0.23	0.81	320	112	35%
Y06	1.90	5.27	0.014	7.78	0.23	0.81	1067	661	62%
Y07	1.85	5.13	0.014	7.78	0.23	0.81	1038	799	77%
Y08	2.16	6	0.014	7.78	0.23	0.81	1215	450	37%
Y09	0.65	1.8	0.014	7.78	0.23	0.81	364	193	53%
Y10	0.94	2.6	0.014	7.78	0.23	0.81	526	184	35%



5.3.2 Analisi modale

L'analisi modale condotta ha permesso di caratterizzare compiutamente il comportamento dinamico del fabbricato, evidenziando una risposta strutturale coerente con la tipologia edilizia in esame. I risultati, riassunti nelle Tab. 5.16 e 5.17, mostrano una struttura caratterizzata da un'elevata rigidezza diffusa, con un periodo fondamentale $T_1 = 0,1458$ s. Tale valore, unitamente alle frequenze proprie calcolate, risulta pienamente compatibile con un organismo architettonico in muratura portante di due piani fuori terra.

L'esame delle forme modali illustrate nella Fig.5.5 permette di apprezzare la regolarità della risposta: i primi due modi risultano puramente traslazionali, mobilitando rispettivamente il 90,23% della massa lungo l'asse X e l'88,39% lungo l'asse Y. Il terzo modo di vibrare è invece di tipo rotazionale (torsionale) e coinvolge il 90,72% della massa partecipante. La netta separazione delle masse partecipanti nei primi tre modi e l'assenza

di accoppiamenti significativi tra le direzioni ortogonali confermano l'ottima regolarità in pianta e in altezza del fabbricato, evidenziando una coincidenza ottimale tra il centro delle masse e il centro delle rigidezze. Infine, si osserva che il requisito normativo previsto dalle NTC 2018 [10], che impone il coinvolgimento di almeno l'85% della massa totale, risulta ampiamente soddisfatto già dai primi tre modi, mentre i modi superiori contribuiscono alla saturazione della massa totale intervenendo principalmente sulle componenti sussultorie e sui moti locali.

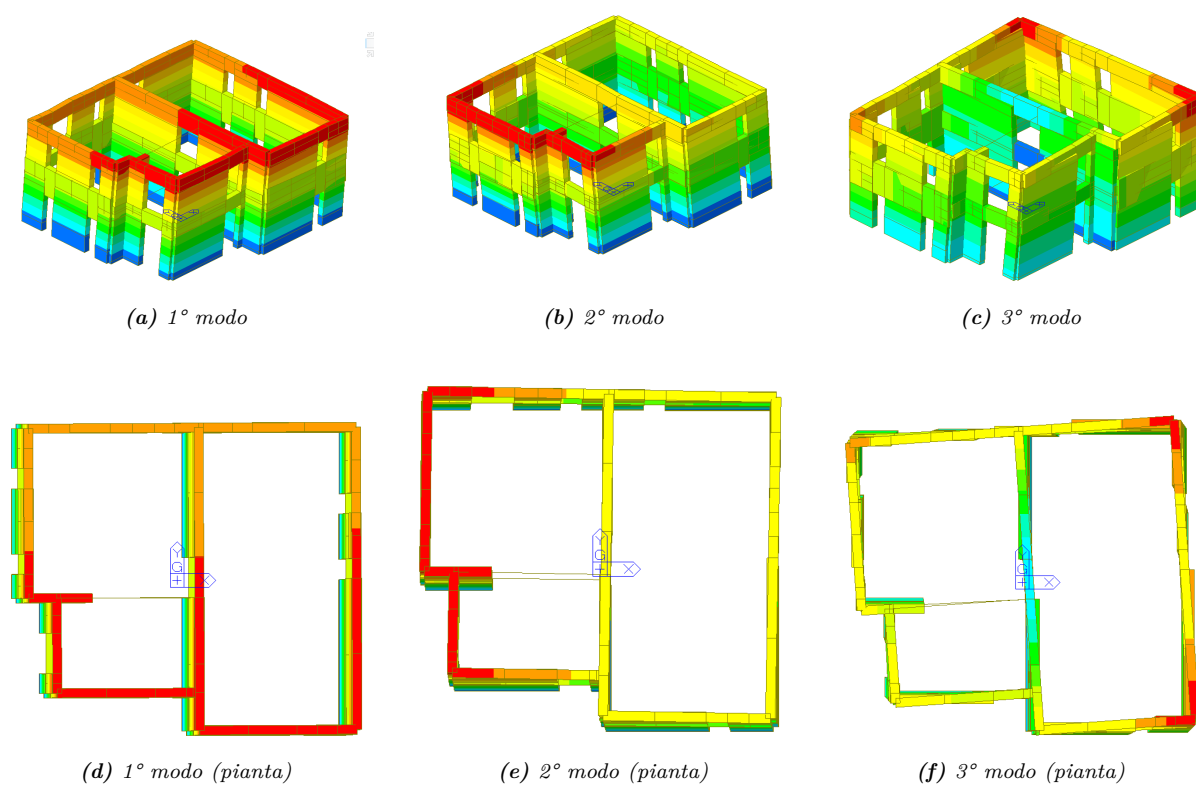


Figura 5.5: Analisi modale dell'edificio a due piani: confronto tra i primi tre modi di vibrare.

Tabella 5.16: Risultati Analisi Modale: Frequenze e Periodi propri.

Modo	ω [rad/s]	f [Hz]	T [s]	Tolleranza
1	43.11	6.86	0.146	0.00
2	48.72	7.75	0.129	0.00
3	63.28	10.07	0.099	0.00
4	73.91	11.76	0.085	0.00
5	86.82	13.82	0.072	0.00
6	124.51	19.82	0.051	< 1e-100
7	136.38	21.71	0.046	< 1e-95
8	140.00	22.28	0.045	< 1e-90
9	144.56	23.01	0.044	< 1e-90
10	151.91	24.18	0.041	< 1e-85
11	161.31	25.67	0.039	< 1e-80
12	170.96	27.21	0.037	< 1e-75
13	175.06	27.86	0.036	< 1e-75
14	177.81	28.30	0.035	< 1e-70
15	184.89	29.43	0.034	< 1e-70

Tabella 5.17: Masse Partecipanti Modali (Percentuali e Cumulative).

Modo No.	TRAN-X (%)		TRAN-Y (%)		TRAN-Z (%)		ROTN-X (%)		ROTN-Y (%)		ROTN-Z (%)	
	Mass	Sum	Mass	Sum	Mass	Sum	Mass	Sum	Mass	Sum	Mass	Sum
1	90.23	90.23	0.35	0.35	0.00	0.00	0.01	0.01	0.38	0.38	0.19	0.19
2	0.25	90.48	88.39	88.74	0.00	0.01	0.60	0.61	0.00	0.38	3.34	3.53
3	0.33	90.81	3.44	92.17	0.02	0.03	0.07	0.68	0.04	0.42	90.72	94.24
4	0.00	90.81	0.00	92.18	26.12	26.15	0.34	1.02	0.02	0.44	0.02	94.26
5	0.00	90.81	0.00	92.18	0.47	26.61	0.01	1.03	0.00	0.44	0.00	94.26
6	0.65	91.46	0.01	92.19	20.52	47.14	0.00	1.03	35.55	35.99	0.01	94.27
7	0.75	92.21	0.01	92.19	29.56	76.70	8.33	9.35	34.79	70.79	0.13	94.39
8	0.31	92.52	0.37	92.56	2.08	78.78	39.84	49.19	4.87	75.65	0.00	94.39
9	5.85	98.37	0.01	92.57	0.05	78.83	2.22	51.41	0.05	75.70	0.10	94.49
10	0.04	98.41	4.83	97.39	0.40	79.23	22.91	74.32	0.69	76.39	0.11	94.60
11	0.01	98.42	0.02	97.41	15.60	94.83	2.59	76.91	3.39	79.78	0.01	94.61
12	0.00	98.42	0.01	97.43	0.00	94.83	0.20	77.11	0.04	79.82	0.00	94.61
13	0.00	98.42	0.38	97.81	1.38	96.22	1.98	79.08	5.57	85.39	0.01	94.62
14	0.00	98.42	0.60	98.41	0.01	96.23	7.92	87.00	0.06	85.45	0.78	95.41
15	0.00	98.42	0.04	98.45	0.00	96.23	1.75	88.75	6.67	92.12	0.21	95.62

5.3.3 Verifica a Pressoflessione dei maschi murari

Le considerazioni in merito al metodo utilizzato per la verifica è il medesimo di quanto riportato nel caso precedente, perciò per evitare ripetizioni si rimanda a §6.2.4.

Tabella 5.18: Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,1$.

$\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,1$												
<i>PARETE</i>	<i>B</i>	<i>t</i>	<i>c</i>	<i>d</i> ₁	<i>d</i> ₂	<i>d</i> ₃	<i>A</i> _s	<i>M</i> _{Ed}	<i>N</i> _{Ed}	σ_0	<i>M</i> _{Rd}	<i>VERIFICA</i>
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	kNm	kN	MPa	kNm	%
X01	3910	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	164	119	0.085	336	49%
X02	3850	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	171	125	0.090	337	51%
X03	1590	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	32	90	0.158	100	32%
X04	2510	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	60	111	0.123	193	31%
X05	1650	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	28	50	0.083	85	33%
X06	1750	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	34	129	0.205	127	27%
X07	2300	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	57	116	0.141	176	32%
X08	4100	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	152	155	0.105	405	37%
Y01	780	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	7	31	0.110	26	25%
Y02	1390	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	20	80	0.160	80	24%
Y03	950	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	9	48	0.139	40	24%
Y04	2600	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	70	121	0.129	209	34%
Y05	1580	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	25	65	0.115	88	29%
Y06	5270	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	228	349	0.184	820	28%
Y07	5130	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	221	368	0.199	806	27%
Y08	6000	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	171	221	0.102	764	22%
Y09	1800	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	24	144	0.222	136	18%
Y10	2600	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	45	119	0.127	207	22%

Dall'analisi condotta al variare dell'intensità sismica, emerge come i maschi murari risultino verificati per tutti i livelli di accelerazione considerati. In analogia con quanto riscontrato nei casi precedenti, all'incrementare dell'azione sismica di progetto corrisponde un aumento della richiesta di armatura longitudinale per far fronte alle maggiori sollecitazioni flessionali.

Tuttavia, l'aspetto di maggior rilievo riguarda l'efficienza del sistema costruttivo: si osserva come, anche a fronte di quantitativi di armatura minimi, sia possibile soddisfare domande sismiche caratterizzate da accelerazioni elevate. Tale risultato conferma l'ottima risposta strutturale della muratura armata in AAC che, grazie alla massa ridotta dei componenti, limita le forze d'inerzia garantendo ampi margini di sicurezza e una notevole riserva di capacità anche in presenza di eventi sismici severi.

Tabella 5.19: Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,2$.

$\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,2$												
PARETE	B	t	c	d ₁	d ₂	d ₃	A _s	M _{Ed}	N _{Ed}	σ ₀	M _{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	kNm	kN	MPa	kNm	%
X01	3910	360	180	1 Ø 14		1 Ø 14	153.93	320	116	0.083	381	84%
X02	3850	360	180	1 Ø 14		1 Ø 14	153.93	324	111	0.080	367	89%
X03	1590	360	180	1 Ø 14		1 Ø 14	153.93	59	110	0.193	123	48%
X04	2510	360	180	1 Ø 14		1 Ø 14	153.93	108	99	0.109	213	51%
X05	1650	360	180	1 Ø 14		1 Ø 14	153.93	50	41	0.070	98	52%
X06	1750	360	180	1 Ø 14		1 Ø 14	153.93	65	152	0.241	151	43%
X07	2300	360	180	1 Ø 14		1 Ø 14	153.93	112	111	0.134	200	56%
X08	4100	360	180	1 Ø 14		1 Ø 14	153.93	287	175	0.118	481	60%
Y01	780	360	180	1 Ø 14		1 Ø 14	153.93	11	30	0.039	26	43%
Y02	1390	360	180	1 Ø 14		1 Ø 14	153.93	36	93	0.071	76	47%
Y03	950	360	180	1 Ø 14		1 Ø 14	153.93	18	53	0.054	24	77%
Y04	2600	360	180	1 Ø 14		1 Ø 14	153.93	139	116	0.148	252	55%
Y05	1580	360	180	1 Ø 14		1 Ø 14	153.93	48	75	0.084	96	50%
Y06	5270	360	180	1 Ø 14		1 Ø 14	153.93	411	354	0.217	940	44%
Y07	5130	360	180	1 Ø 14		1 Ø 14	153.93	393	380	0.213	892	44%
Y08	6000	360	180	1 Ø 14		1 Ø 14	153.93	335	223	0.155	1034	32%
Y09	1800	360	180	1 Ø 14		1 Ø 14	153.93	44	141	0.068	111	40%
Y10	2600	360	180	1 Ø 14		1 Ø 14	153.93	81	136	0.086	207	39%

Tabella 5.20: Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,3$.

$\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,3$												
PARETE	B	t	c	d ₁	d ₂	d ₃	A _s	M _{Ed}	N _{Ed}	σ ₀	M _{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	kNm	kN	MPa	kNm	%
X01	3910	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	476	113	0.081	556	86%
X02	3850	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	478	96	0.070	526	91%
X03	1590	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	86	130	0.228	147	59%
X04	2510	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	156	87	0.096	238	65%
X05	1650	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	74	144	0.242	158	47%
X06	1750	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	97	174	0.276	176	55%
X07	2300	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	167	105	0.127	227	74%
X08	4100	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	422	194	0.131	564	75%
Y01	780	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	16	28	0.101	38	41%
Y02	1390	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	52	106	0.211	117	44%
Y03	950	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	27	59	0.172	60	46%
Y04	2600	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	207	110	0.118	268	77%
Y05	1580	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	71	85	0.149	133	53%
Y06	5270	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	594	360	0.190	977	61%
Y07	5130	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	565	393	0.213	968	58%
Y08	6000	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	499	226	0.104	942	53%
Y09	1800	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	65	139	0.214	178	36%
Y10	2600	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	117	154	0.165	297	39%

5.3.4 Verifica a taglio dei maschi murari

Come si può notare dai risultati ottenuti nelle Tabelle 5.21,5.22,5.23, per i due casi $a_{gs} = 0.1g \cdot S$ e $a_{gs} = 0.2g \cdot S$ le verifiche risultano soddisfatte. Tuttavia per l'accelerazione massima due pareti vanno fuori dalle verifiche anche se di poco.

Tabella 5.21: Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,1$.

$\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,1$															
PARETE	B	t	c	s	T _{yd} (murfor)	N	V	σ_n	f _{vk}	f _{vd}	V _{t,M}	V _{t,S}	V _{t,c}	V _{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	kN	kN	kN	MPa	MPa	MPa	kN	kN	kN	kN	%
X01	3910	360	180	400	14.7	119.44	60.69	0.089	0.19	0.095	128	82	278	210	29%
X02	3850	360	180	400	14.7	124.62	75.94	0.094	0.19	0.095	126	81	273	206	37%
X03	1590	360	180	400	14.7	90.31	24.7	0.178	0.19	0.095	48	31	105	79	31%
X04	2510	360	180	400	14.7	110.87	36.73	0.132	0.19	0.095	80	51	174	131	28%
X05	1650	360	180	400	14.7	49.51	17.36	0.094	0.19	0.095	50	32	110	83	21%
X06	1750	360	180	400	14.7	129.2	26.87	0.229	0.19	0.095	54	35	117	88	30%
X07	2300	360	180	400	14.7	116.43	53.97	0.153	0.19	0.095	73	47	158	119	45%
X08	4100	360	180	400	14.7	155.07	73.87	0.110	0.19	0.095	134	86	292	221	34%
Y01	780	360	180	400	14.7	30.79	5.07	0.219	0.19	0.095	13	9	29	22	23%
Y02	1390	360	180	400	14.7	80.29	11.65	0.207	0.19	0.095	37	24	80	61	19%
Y03	950	360	180	400	14.7	47.61	9.37	0.207	0.19	0.095	22	14	48	36	26%
Y04	2600	360	180	400	14.7	121.18	62.07	0.147	0.19	0.095	78	50	170	129	48%
Y05	1580	360	180	400	14.7	65.13	20.1	0.143	0.19	0.095	43	28	94	71	28%
Y06	5270	360	180	400	14.7	348.71	106.51	0.195	0.19	0.095	170	109	369	279	38%
Y07	5130	360	180	400	14.7	367.56	99.35	0.212	0.19	0.095	165	106	359	271	37%
Y08	6000	360	180	400	14.7	221.09	74.71	0.108	0.19	0.095	195	125	424	320	23%
Y09	1800	360	180	400	14.7	143.69	30.11	0.268	0.19	0.095	51	33	111	84	36%
Y10	2600	360	180	400	14.7	118.56	32.92	0.144	0.19	0.095	78	50	170	129	26%

In presenza di solai rigidi, la normativa consente di modificare la distribuzione del taglio tra i diversi pannelli risultante dall'analisi lineare, a condizione che l'equilibrio globale di piano sia rispettato (ovvero che modulo e posizione della forza risultante restino invariati). Secondo quanto prescritto al §7.8.1.5.2 delle NTC 2018[10], tale redistribuzione è ammissibile purché la variazione del taglio in ciascun pannello, ΔV , soddisfi la seguente relazione:

$$\Delta V \leq \max\{0,25|V|, 0,1|V_{piano}|\} \quad (5.7)$$

dove V rappresenta il taglio nel singolo pannello e V_{piano} è il taglio totale di piano nella direzione parallela al pannello considerato. Come si osserva dalla Tab.5.24 è stato possibile soddisfare le verifiche anche per il caso di sisma più severo.

Tabella 5.22: Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,2$.

$\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,2$															
PARETE	B	t	c	s	T_{yd} (murfor)	N	V	σ_n	f_{vk}	f_{vd}	V_{t,M}	V_{t,S}	V_{t,c}	V_{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	kN	kN	kN	MPa	MPa	MPa	kN	kN	kN	kN	%
X01	3910	360	180	200	14.7	116.43	112.96	0.087	0.19	0.095	128	164	278	278	41%
X02	3850	360	180	200	14.7	110.56	145.32	0.084	0.19	0.095	126	162	273	273	53%
X03	1590	360	180	200	14.7	110.39	45.61	0.217	0.19	0.095	48	62	105	105	43%
X04	2510	360	180	200	14.7	98.76	55.99	0.118	0.19	0.095	80	103	174	174	32%
X05	1650	360	180	200	14.7	41.45	30.08	0.078	0.19	0.095	50	65	110	110	27%
X06	1750	360	180	200	14.7	151.69	52.41	0.268	0.19	0.095	54	69	117	117	45%
X07	2300	360	180	200	14.7	110.67	107.33	0.145	0.19	0.095	73	93	158	158	68%
X08	4100	360	180	200	14.7	174.55	137.62	0.124	0.19	0.095	134	173	292	292	47%
Y01	780	360	180	200	14.7	29.64	8.47	0.211	0.19	0.095	13	17	29	29	29%
Y02	1390	360	180	200	14.7	93.03	21.45	0.240	0.19	0.095	37	48	80	80	27%
Y03	950	360	180	200	14.7	53.22	18.62	0.232	0.19	0.095	22	28	48	48	39%
Y04	2600	360	180	200	14.7	115.82	121.9	0.141	0.19	0.095	78	101	170	170	72%
Y05	1580	360	180	200	14.7	74.82	37.95	0.164	0.19	0.095	43	56	94	94	40%
Y06	5270	360	180	200	14.7	354.36	163.34	0.199	0.19	0.095	170	219	369	369	44%
Y07	5130	360	180	200	14.7	380.08	154.19	0.219	0.19	0.095	165	212	359	359	43%
Y08	6000	360	180	200	14.7	223.38	135.11	0.109	0.19	0.095	195	251	424	424	32%
Y09	1800	360	180	200	14.7	141.23	54.09	0.264	0.19	0.095	51	66	111	111	49%
Y10	2600	360	180	200	14.7	136.45	55.65	0.166	0.19	0.095	78	101	170	170	33%

Tabella 5.23: Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,3$.

$\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,3$															
PARETE	B	t	c	s	T_{yd} (murfor)	N	V	σ_n	f_{vk}	f_{vd}	V_{t,M}	V_{t,S}	V_{t,c}	V_{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	kN	kN	kN	MPa	MPa	MPa	kN	kN	kN	kN	%
X01	3910	360	180	200	14.7	113.41	165.24	0.084	0.19	0.095	128	164	278	278	59%
X02	3850	360	180	200	14.7	96.49	214.7	0.073	0.19	0.095	126	162	273	273	79%
X03	1590	360	180	200	14.7	130.47	66.53	0.257	0.19	0.095	48	62	105	105	63%
X04	2510	360	180	200	14.7	86.64	75.25	0.103	0.19	0.095	80	103	174	174	43%
X05	1650	360	180	200	14.7	144.01	42.8	0.272	0.19	0.095	50	65	110	110	39%
X06	1750	360	180	200	14.7	174.18	77.94	0.308	0.19	0.095	54	69	117	117	67%
X07	2300	360	180	200	14.7	104.9	160.68	0.137	0.19	0.095	73	93	158	158	102%
X08	4100	360	180	200	14.7	194.02	201.36	0.137	0.19	0.095	134	173	292	292	69%
Y01	780	360	180	200	14.7	28.49	11.87	0.203	0.19	0.095	13	17	29	29	41%
Y02	1390	360	180	200	14.7	105.77	31.24	0.273	0.19	0.095	37	48	80	80	39%
Y03	950	360	180	200	14.7	58.84	27.87	0.256	0.19	0.095	22	28	48	48	59%
Y04	2600	360	180	200	14.7	110.46	181.73	0.134	0.19	0.095	78	101	170	170	107%
Y05	1580	360	180	200	14.7	84.5	55.81	0.185	0.19	0.095	43	56	94	94	59%
Y06	5270	360	180	200	14.7	360	220.17	0.202	0.19	0.095	170	219	369	369	60%
Y07	5130	360	180	200	14.7	392.6	209.03	0.226	0.19	0.095	165	212	359	359	58%
Y08	6000	360	180	200	14.7	225.67	195.51	0.110	0.19	0.095	195	251	424	424	46%
Y09	1800	360	180	200	14.7	138.76	78.07	0.259	0.19	0.095	51	66	111	111	70%
Y10	2600	360	180	200	14.7	154.34	78.38	0.187	0.19	0.095	78	101	170	170	46%

Tabella 5.24: Ridistribuzione del taglio secondo §7.8.1.5.2 delle NTC 2018 [10].

Prima di redistribuzione				Ridistribuzione		Dopo redistribuzione		
WALL	V_{Sd}	V_{Rd}	CHECK	$0,1V_{tot}$	$0,25V_{Sd}$	ΔV	V_{rid}	CHECK
\	kN	kN	%	kN	kN	kN	kN	%
X01	165	278	59%	100	41			
X02	215	273	79%	100	54			
X03	67	105	63%	100	17			
X04	75	174	43%	100	19			
X05	43	110	39%	100	11			
X06	78	117	67%	100	19			
X07	161	158	102%	100	40	-40	121	76%
X08	201	292	69%	100	50	40	241	83%
Y01	12	29	41%	109	3			
Y02	31	80	39%	109	8			
Y03	28	48	59%	109	7			
Y04	182	170	107%	109	45	-14	168	98%
Y05	56	94	59%	109	14	14	70	74%
Y06	220	369	60%	109	55			
Y07	209	359	58%	109	52			
Y08	196	424	46%	109	49			
Y09	78	111	70%	109	20			
Y10	78	170	46%	109	20			

5.4 Caso studio a tre piani

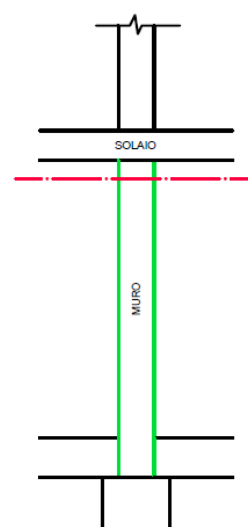
Viene infine analizzata la configurazione a tre piani, che rappresenta il caso limite dello studio qui condotto.

5.4.1 Verifica a pressoflessione per carichi laterali

Sezione di estremità

Tabella 5.25: Verifica a pressoflessione per carichi laterali: Sezione di estremità superiore-parete al piano terra

Sezione di estremità superiore-piano terra									
PARETE	A	L	e_1	λ	m	ϕ	N_{Rd}	N_{Ed}	VERIFICA
	m^2	m	m	-	-	-	kN	kN	%
X01	1.41	3.91	0.041	7.78	0.68	0.66	638	132	21%
X02	1.39	3.85	0.040	7.78	0.67	0.66	630	126	20%
X03	0.57	1.59	0.040	7.78	0.67	0.66	260	53	20%
X04	0.90	2.51	0.040	7.78	0.67	0.66	411	81	20%
X05	0.59	1.65	0.042	7.78	0.70	0.65	267	64	24%
X06	0.63	1.75	0.043	7.78	0.72	0.64	279	85	31%
X07	0.83	2.3	0.042	7.78	0.70	0.65	370	94	25%
X08	1.48	4.1	0.040	7.78	0.67	0.66	671	134	20%
Y01	0.28	0.78	0.047	7.78	0.79	0.62	120	100	83%
Y02	0.50	1.39	0.048	7.78	0.79	0.62	213	206	97%
Y03	0.34	0.95	0.047	7.78	0.79	0.62	146	135	93%
Y04	0.94	2.6	0.048	7.78	0.79	0.62	397	414	104%
Y05	0.57	1.58	0.047	7.78	0.78	0.62	244	167	68%
Y06	1.90	5.27	0.021	7.78	0.35	0.77	1013	1001	99%
Y07	1.85	5.13	0.015	7.78	0.26	0.81	1028	1216	118%
Y08	2.16	6	0.047	7.78	0.78	0.62	924	671	73%
Y09	0.65	1.8	0.048	7.78	0.79	0.62	275	291	106%
Y10	0.94	2.6	0.047	7.78	0.78	0.62	401	274	68%

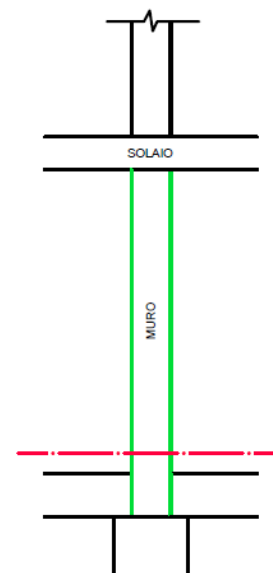


Come previsto in fase di pre-dimensionamento, la configurazione a tre piani evidenzia il mancato soddisfacimento delle verifiche di sicurezza per alcuni elementi resistenti. L'incremento dei carichi gravitazionali, associato ai fenomeni di instabilità d'area (instabilità fuori piano), determina il superamento della capacità portante di alcune pareti specifiche. In particolare, la parete Y07 risulta essere l'elemento più critico: l'assenza di muri di irrigidimento ortogonali alle estremità ne riduce drasticamente la rigidità fuori piano, rendendola suscettibile a fenomeni di rottura per pressoflessione per carichi verticali. Analogamente, anche le pareti Y04 e Y09 non risultano verificate.

Sezione di base

Tabella 5.26: Verifica a pressoflessione per carichi laterali: Sezione di base

Sezione di base									
PARETE	A	L	e_1	λ	m	ϕ	N_{Rd}	N_{Ed}	VERIFICA
	m^2	m	m	-	-	-	kN	kN	%
X01	1.41	3.91	0.014	7.78	0.23	0.81	791	149	19%
X02	1.39	3.85	0.014	7.78	0.23	0.81	779	142	18%
X03	0.57	1.59	0.014	7.78	0.23	0.81	322	60	19%
X04	0.90	2.51	0.014	7.78	0.23	0.81	508	92	18%
X05	0.59	1.65	0.014	7.78	0.23	0.81	334	71	21%
X06	0.63	1.75	0.014	7.78	0.23	0.81	354	93	26%
X07	0.83	2.3	0.014	7.78	0.23	0.81	466	103	22%
X08	1.48	4.1	0.014	7.78	0.23	0.81	830	151	18%
Y01	0.28	0.78	0.014	7.78	0.23	0.81	158	103	65%
Y02	0.50	1.39	0.014	7.78	0.23	0.81	281	212	75%
Y03	0.34	0.95	0.014	7.78	0.23	0.81	192	139	72%
Y04	0.94	2.6	0.014	7.78	0.23	0.81	526	425	81%
Y05	0.57	1.58	0.014	7.78	0.23	0.81	320	173	54%
Y06	1.90	5.27	0.014	7.78	0.23	0.81	1067	1024	96%
Y07	1.85	5.13	0.014	7.78	0.23	0.81	1038	1238	119%
Y08	2.16	6	0.014	7.78	0.23	0.81	1215	696	57%
Y09	0.65	1.8	0.014	7.78	0.23	0.81	364	299	82%
Y10	0.94	2.6	0.014	7.78	0.23	0.81	526	285	54%



Si specifica che l'approccio adottato per le verifiche è di tipo cautelativo. Il fattore di vincolo laterale (ρ) per il calcolo dell'eccentricità è stato assunto pari a 1, poiché le pareti non soddisfano pienamente i requisiti geometrici e costruttivi imposti dalla normativa vigente per poter beneficiare di un incremento della resistenza fuori piano. Tuttavia, si osserva che le pareti d'angolo, essendo collegate a elementi ortogonali, godono di un contributo stabilizzante effettivo che non è stato computato nel calcolo a favore di sicurezza. Al fine di garantire il soddisfacimento dei requisiti di sicurezza, per la parete Y07 (e analogamente per la Y06 si ipotizza l'impiego di blocchi con prestazioni meccaniche superiori, come gli *Ytong Thermo 450*, caratterizzati da una maggiore resistenza a compressione, permettendo così di rientrare nei limiti normativi senza variare lo spessore dell'elemento.

5.4.2 Analisi modale

L'analisi modale ha evidenziando una risposta strutturale coerente con la tipologia edilizia in esame. I risultati, riassunti nelle Tab. 5.27 e 5.28, mostrano una struttura caratterizzata da una rigidità diffusa adeguata alla tipologia, con un periodo fondamentale $T_1 = 0,1964$ s.

L'esame delle forme modali illustrate nella Fig.5.6, permette di apprezzare la regolarità della risposta: i primi due modi risultano puramente traslazionali, mobilitando rispettivamente l'84,79% della massa lungo l'asse X e l'84,80% lungo l'asse Y. Il terzo modo di vibrare è invece di tipo rotazionale (torsionale) e coinvolge l'88,28% della massa partecipante. La netta separazione delle masse partecipanti nei primi tre modi e l'assenza di accoppiamenti significativi tra le direzioni ortogonali confermano l'ottima regolarità in pianta e in altezza del fabbricato, evidenziando una coincidenza ottimale tra il centro delle masse e il centro delle rigidezze.

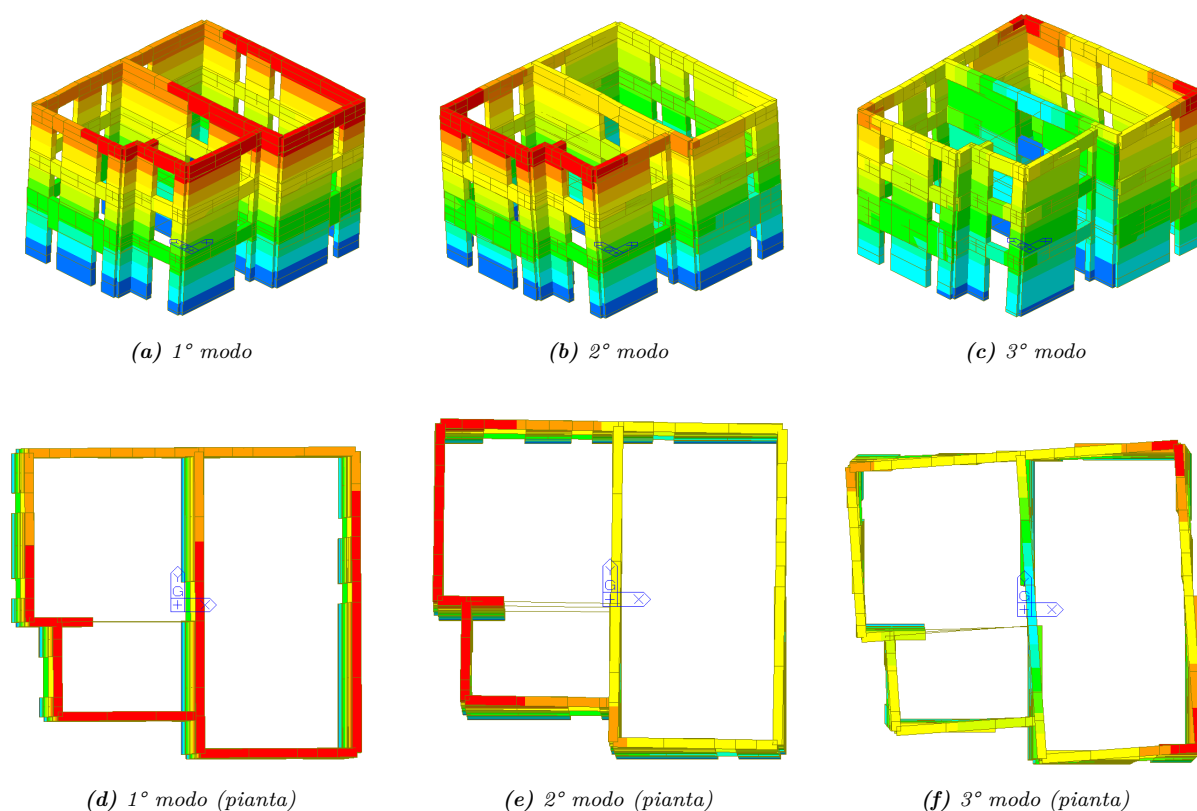


Figura 5.6: Analisi modale dell'edificio a tre piani: confronto tra le viste prospettiche e in pianta dei primi tre modi di vibrare

Infine, si osserva che il requisito normativo previsto dalle NTC 2018 [10], che impone il coinvolgimento di almeno l'85% della massa totale, risulta ampiamente soddisfatto già dai primi tre modi (che cumulano oltre il 90% della massa traslazionale), mentre i modi superiori contribuiscono alla saturazione della massa totale intervenendo principalmente sulle componenti sussultorie e sui moti locali.

Tabella 5.27: Risultati Analisi Modale: Frequenze e Periodi propri.

Modo	ω [rad/s]	f [Hz]	T [s]	Tolleranza
1	31.99	5.09	0.196	0.00
2	36.61	5.83	0.172	0.00
3	49.01	7.80	0.128	0.00
4	74.81	11.91	0.084	< 1e-130
5	90.63	14.42	0.069	< 1e-115
6	92.52	14.73	0.068	< 1e-110
7	106.82	17.00	0.059	< 1e-100
8	113.69	18.09	0.055	< 1e-95
9	118.93	18.93	0.053	< 1e-90
10	119.99	19.10	0.052	< 1e-90
11	131.65	20.95	0.048	< 1e-85
12	148.17	23.58	0.042	< 1e-75
13	149.88	23.85	0.042	< 1e-75
14	162.62	25.88	0.039	< 1e-65
15	168.07	26.75	0.037	< 1e-65

Tabella 5.28: Masse Partecipanti Modali (Percentuali e Cumulative).

Modo No.	TRAN-X (%)		TRAN-Y (%)		TRAN-Z (%)		ROTN-X (%)		ROTN-Y (%)		ROTN-Z (%)	
	Mass	Sum	Mass	Sum	Mass	Sum	Mass	Sum	Mass	Sum	Mass	Sum
1	84.79	84.79	0.70	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.63	0.63	0.18	0.18
2	0.60	85.39	84.80	85.50	0.00	0.00	0.98	0.98	0.01	0.63	2.22	2.40
3	0.36	85.75	2.21	87.71	0.00	0.01	0.07	1.05	0.05	0.68	88.28	90.68
4	0.00	85.75	0.00	87.71	34.53	34.54	0.28	1.33	0.01	0.69	0.00	90.68
5	0.00	85.75	0.00	87.71	0.64	35.18	0.00	1.33	0.00	0.69	0.00	90.68
6	0.00	85.75	0.00	87.72	0.02	35.20	0.00	1.33	0.00	0.69	0.00	90.68
7	12.32	98.07	0.02	87.73	0.89	36.09	0.12	1.45	13.77	14.47	0.00	90.69
8	0.30	98.37	0.10	87.83	29.45	65.54	0.20	1.64	23.27	37.74	0.03	90.72
9	0.01	98.38	0.09	87.92	22.33	87.87	0.33	1.97	44.86	82.59	0.23	90.95
10	0.01	98.38	9.97	97.89	0.65	88.52	34.92	36.89	0.37	82.96	0.24	91.19
11	0.01	98.39	0.53	98.42	0.11	88.63	41.88	78.76	0.04	83.00	0.66	91.84
12	0.00	98.39	0.20	98.62	4.06	92.69	0.93	79.70	0.05	83.05	3.20	95.04
13	0.00	98.39	0.28	98.90	3.57	96.26	2.17	81.87	1.36	84.41	3.80	98.84
14	0.00	98.39	0.00	98.90	1.02	97.28	0.71	82.58	0.84	85.24	0.08	98.92
15	0.00	98.39	0.01	98.91	0.07	97.35	4.84	87.42	1.73	86.97	0.01	98.93

5.4.3 Verifica a Pressoflessione dei maschi murari

Le considerazioni in merito al metodo utilizzato per la verifica è il medesimo di quanto riportato nel caso precedente.

Tabella 5.29: Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,1$.

$\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,1$												
PARETE	B	t	c	d ₁	d ₂	d ₃	A _s	M _{Ed}	N _{Ed}	σ ₀	M _{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	kNm	kN	MPa	kNm	%
X01	3910	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	326	194	0.138	427	76%
X02	3850	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	316	196	0.142	421	75%
X03	1590	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	54	166	0.290	114	47%
X04	2510	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	107	161	0.178	223	48%
X05	1650	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	48	85	0.142	102	47%
X06	1750	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	59	204	0.324	133	45%
X07	2300	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	94	177	0.214	204	46%
X08	4100	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	284	262	0.177	518	55%
Y01	780	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	11	56	0.200	31	37%
Y02	1390	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	36	129	0.258	90	40%
Y03	950	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	15	83	0.241	46	32%
Y04	2600	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	117	188	0.201	247	47%
Y05	1580	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	42	114	0.201	106	40%
Y06	5270	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	374	507	0.267	916	41%
Y07	5130	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	357	553	0.299	878	41%
Y08	6000	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	380	343	0.159	968	39%
Y09	1800	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	39	213	0.329	140	28%
Y10	2600	360	180	1 Ø 12		1 Ø 12	113.09	81	206	0.221	254	32%

Come si evince dall'analisi dei dati riportati nelle Tab. 5.29, 5.30 e 5.31, le verifiche sismiche risultano soddisfatte per la totalità degli elementi resistenti. La capacità resistente richiesta può essere infatti garantita operando sulla percentuale di armatura verticale; tale flessibilità progettuale consente di adeguare agevolmente la resistenza delle pareti alle sollecitazioni derivanti dall'azione sismica del sito.

Tabella 5.30: Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,2$.

$\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,2$												
PARETE	B	t	c	d ₁	d ₂	d ₃	A _s	M _{Ed}	N _{Ed}	σ ₀	M _{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	kNm	kN	MPa	kNm	%
X01	3910	360	180	1 Ø 16	1 Ø 16	1 Ø 16	201.06	624	190	0.135	635	98%
X02	3850	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	605	170	0.122	635	95%
X03	1590	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	100	216	0.377	145	68%
X04	2510	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	188	141	0.156	277	68%
X05	1650	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	88	75	0.127	137	64%
X06	1750	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	113	245	0.389	167	68%
X07	2300	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	185	157	0.190	255	73%
X08	4100	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	532	307	0.208	662	80%
Y01	780	360	180	1 Ø 18		1 Ø 18	254.46	20	58	0.070	43	46%
Y02	1390	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	64	155	0.128	105	61%
Y03	950	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	29	94	0.084	52	55%
Y04	2600	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	230	181	0.246	327	70%
Y05	1580	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	79	135	0.139	131	60%
Y06	5270	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	736	499	0.388	992	74%
Y07	5130	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	698	576	0.378	963	72%
Y08	6000	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	719	351	0.333	1318	55%
Y09	1800	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	73	207	0.112	151	48%
Y10	2600	360	180	1 Ø 16		1 Ø 16	201.06	146	249	0.156	293	50%

Tabella 5.31: Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,3$.

$\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,3$												
PARETE	B	t	c	d ₁	d ₂	d ₃	A _s	M _{Ed}	N _{Ed}	σ ₀	M _{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	kNm	kN	MPa	kNm	%
X01	3910	360	180	2 Ø 20		2 Ø 20	628.3	922	186	0.132	1040	89%
X02	3850	360	180	2 Ø 20		2 Ø 20	628.3	894	143	0.103	972	92%
X03	1590	360	180	1 Ø 20		1 Ø 20	314.15	145	265	0.463	176	83%
X04	2510	360	180	1 Ø 20		1 Ø 20	314.15	268	122	0.135	347	77%
X05	1650	360	180	1 Ø 20		1 Ø 20	314.15	127	66	0.111	182	70%
X06	1750	360	180	1 Ø 20		1 Ø 20	314.15	166	286	0.454	205	81%
X07	2300	360	180	1 Ø 20		1 Ø 20	314.15	275	137	0.165	320	86%
X08	4100	360	180	1 Ø 20		1 Ø 20	314.15	779	353	0.239	828	94%
Y01	780	360	180	1 Ø 20		1 Ø 20	314.15	28	60	0.214	60	47%
Y02	1390	360	180	1 Ø 20		1 Ø 20	314.15	92	182	0.363	158	58%
Y03	950	360	180	1 Ø 20		1 Ø 20	314.15	43	104	0.306	87	50%
Y04	2600	360	180	1 Ø 20		1 Ø 20	314.15	343	175	0.187	394	87%
Y05	1580	360	180	1 Ø 20		1 Ø 20	314.15	116	156	0.273	196	59%
Y06	5270	360	180	1 Ø 20		1 Ø 20	314.15	1099	492	0.259	1248	88%
Y07	5130	360	180	1 Ø 20		1 Ø 20	314.15	1039	599	0.324	1196	87%
Y08	6000	360	180	1 Ø 20		1 Ø 20	314.15	1058	359	0.166	1374	77%
Y09	1800	360	180	1 Ø 20		1 Ø 20	314.15	107	201	0.311	239	45%
Y10	2600	360	180	1 Ø 20		1 Ø 20	314.15	212	291	0.311	417	51%

5.4.4 Verifica a taglio dei maschi murari

Per le verifiche a taglio, tuttavia, i limiti risultano più stringenti, in quanto la resistenza ultima è governata principalmente dal contributo $V_{t,c}$. Quest'ultimo dipende direttamente dalla resistenza a compressione della muratura, secondo quanto descritto nel capitolo §3.6.2. Di conseguenza, è necessario intervenire sulla tipologia di blocco, poiché, indipendentemente dall'armatura disposta, la verifica non risulterebbe altrimenti soddisfatta.

Si può quindi affermare che la struttura sia in grado di resistere a sismi con accelerazioni pari a $a_{gs} = 0,2g \cdot S$. Nonostante una parete inizialmente non risulti verificata, è possibile procedere con la redistribuzione del taglio per soddisfare i requisiti di sicurezza.

Tabella 5.32: Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,1$.

PARETE	B	t	c	s	T_{yd} (murfor)	$\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,1$									VERIFICA
						N	V	σ_n	f_{vk}	f_{vd}	$V_{t,M}$	$V_{t,S}$	$V_{t,c}$	V_{Rd}	
	mm	mm	mm	mm	kN	kN	kN	MPa	MPa	MPa	kN	kN	kN	kN	
X01	3910	360	180	400	14.7	194.25	92.3	0.145	0.19	0.095	128	82	278	210	44%
X02	3850	360	180	400	14.7	196.41	112.82	0.149	0.19	0.095	126	81	273	206	55%
X03	1590	360	180	400	14.7	166.21	39.42	0.327	0.19	0.095	48	31	105	79	50%
X04	2510	360	180	400	14.7	160.61	47.78	0.191	0.19	0.095	80	51	174	131	36%
X05	1650	360	180	400	14.7	84.58	26.69	0.160	0.19	0.095	50	32	110	83	32%
X06	1750	360	180	400	14.7	204.16	41.06	0.361	0.19	0.095	54	35	117	88	46%
X07	2300	360	180	400	14.7	177.39	77.3	0.232	0.19	0.095	73	47	158	119	65%
X08	4100	360	180	400	14.7	261.73	105.46	0.185	0.19	0.095	134	86	292	221	48%
Y01	780	360	180	400	14.7	56.25	8.56	0.401	0.19	0.095	13	9	29	22	39%
Y02	1390	360	180	400	14.7	129.21	19.64	0.333	0.19	0.095	37	24	80	61	32%
Y03	950	360	180	400	14.7	82.52	14.37	0.360	0.19	0.095	22	14	48	36	40%
Y04	2600	360	180	400	14.7	187.83	90.28	0.228	0.19	0.095	78	50	170	129	70%
Y05	1580	360	180	400	14.7	114.14	31.83	0.250	0.19	0.095	43	28	94	71	45%
Y06	5270	360	180	400	14.7	507.08	142.6	0.284	0.19	0.095	170	109	369	279	51%
Y07	5130	360	180	400	14.7	552.89	132.5	0.319	0.19	0.095	165	106	359	271	49%
Y08	6000	360	180	400	14.7	343.39	104.37	0.168	0.19	0.095	195	125	424	320	33%
Y09	1800	360	180	400	14.7	213.07	45.42	0.398	0.19	0.095	51	33	111	84	54%
Y10	2600	360	180	400	14.7	206.47	50.41	0.251	0.19	0.095	78	50	170	129	39%

Tabella 5.33: Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,2$.

$\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,2$															
PARETE	B	t	c	s	T _{yd} (murfor)	N	V	σ _n	f _{ek}	f _{ed}	V _{t,M}	V _{t,S}	V _{t,c}	V _{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	kN	kN	kN	MPa	MPa	MPa	kN	kN	kN	kN	%
X01	3910	360	180	200	14.7	190.18	170.73	0.142	0.19	0.095	128	164	278	278	61%
X02	3850	360	180	200	14.7	169.56	214.24	0.128	0.19	0.095	126	162	273	273	78%
X03	1590	360	180	200	14.7	215.64	72.72	0.425	0.19	0.095	48	62	105	105	69%
X04	2510	360	180	200	14.7	141.3	73.48	0.168	0.19	0.095	80	103	174	174	42%
X05	1650	360	180	200	14.7	75.21	46.55	0.142	0.19	0.095	50	65	110	110	42%
X06	1750	360	180	200	14.7	245.13	80.9	0.434	0.19	0.095	54	69	117	117	69%
X07	2300	360	180	200	14.7	157.12	154.42	0.206	0.19	0.095	73	93	158	158	98%
X08	4100	360	180	200	14.7	307.24	194.93	0.218	0.19	0.095	134	173	292	292	67%
Y01	780	360	180	200	14.7	58.23	14.53	0.415	0.19	0.095	13	17	29	29	50%
Y02	1390	360	180	200	14.7	155.44	35.49	0.401	0.19	0.095	37	48	80	80	44%
Y03	950	360	180	200	14.7	93.51	28.63	0.407	0.19	0.095	22	28	48	48	60%
Y04	2600	360	180	200	14.7	181.43	175.2	0.220	0.19	0.095	78	101	170	170	103%
Y05	1580	360	180	200	14.7	134.84	59.56	0.296	0.19	0.095	43	56	94	94	63%
Y06	5270	360	180	200	14.7	499.36	228.81	0.280	0.19	0.095	170	219	369	369	62%
Y07	5130	360	180	200	14.7	575.93	215.59	0.332	0.19	0.095	165	212	359	359	60%
Y08	6000	360	180	200	14.7	351.15	188.77	0.172	0.19	0.095	195	251	424	424	45%
Y09	1800	360	180	200	14.7	207.23	82.79	0.387	0.19	0.095	51	66	111	111	75%
Y10	2600	360	180	200	14.7	248.62	87.16	0.302	0.19	0.095	78	101	170	170	51%

Tabella 5.34: Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,3$.

$\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,3$															
PARETE	B	t	c	s	T _{yd} (murfor)	N	V	σ _n	f _{ek}	f _{ed}	V _{t,M}	V _{t,S}	V _{t,c}	V _{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	kN	kN	kN	MPa	MPa	MPa	kN	kN	kN	kN	%
X01	3910	360	180	200	14.7	186.11	249.15	0.139	0.19	0.095	128	164	278	278	90%
X02	3850	360	180	200	14.7	142.7	315.66	0.108	0.19	0.095	126	162	273	273	115%
X03	1590	360	180	200	14.7	265.07	106.03	0.522	0.19	0.095	48	62	105	105	101%
X04	2510	360	180	200	14.7	121.98	99.19	0.145	0.19	0.095	80	103	174	174	57%
X05	1650	360	180	200	14.7	65.84	66.41	0.124	0.19	0.095	50	65	110	110	61%
X06	1750	360	180	200	14.7	286.11	120.73	0.506	0.19	0.095	54	69	117	117	103%
X07	2300	360	180	200	14.7	136.84	231.54	0.179	0.19	0.095	73	93	158	158	147%
X08	4100	360	180	200	14.7	352.76	284.41	0.250	0.19	0.095	134	173	292	292	97%
Y01	780	360	180	400	14.7	60.2	20.49	0.429	0.19	0.095	13	9	29	22	93%
Y02	1390	360	180	200	14.7	181.67	51.33	0.468	0.19	0.095	37	48	80	80	64%
Y03	950	360	180	200	14.7	104.49	42.89	0.455	0.19	0.095	22	28	48	48	90%
Y04	2600	360	180	200	14.7	175.02	260.11	0.213	0.19	0.095	78	101	170	170	153%
Y05	1580	360	180	200	14.7	155.53	87.28	0.341	0.19	0.095	43	56	94	94	92%
Y06	5270	360	180	200	14.7	491.64	315.03	0.275	0.19	0.095	170	219	369	369	85%
Y07	5130	360	180	200	14.7	598.97	298.69	0.345	0.19	0.095	165	212	359	359	83%
Y08	6000	360	180	200	14.7	358.91	273.17	0.175	0.19	0.095	195	251	424	424	64%
Y09	1800	360	180	200	14.7	201.38	120.17	0.376	0.19	0.095	51	66	111	111	108%
Y10	2600	360	180	200	14.7	290.77	123.91	0.353	0.19	0.095	78	101	170	170	73%

5.5 Discussione dei risultati

L'analisi comparativa condotta sul Caso Studio A permette di delineare con chiarezza i limiti operativi del sistema costruttivo in esame al variare dell'altezza dell'edificio e dell'intensità sismica. Dall'osservazione dei risultati emerge come la configurazione a piano singolo non presenti criticità, risultando sempre verificata in ogni scenario di accelerazione. Al contrario, per gli edifici a due e tre piani, l'incremento delle masse sismiche sposta il comportamento strutturale verso i limiti.

Tabella 5.35: Sintesi comparativa delle percentuali di sfruttamento per il Caso Studio A.

RIASSUNTO CASO STUDIO A							
		1 PIANO		2 PIANI		3 PIANI	
SLU	MATERIALE	Ytong® Climaplus 325	80%	Ytong® Climaplus 325	83%	Ytong® Climaplus 325	118%
$\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,1$	MATERIALE	Ytong® Climaplus 325		Ytong® Climaplus 325		Ytong® Climaplus 325	
	RINFORZO VERTICALE*	φ12	38%	φ12	51%	φ12	76%
	RINFORZO ORIZZONTALE**	ogni due corsi	28%	ogni due corsi	48%	ogni due corsi	70%
$\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,2$	MATERIALE	Ytong® Climaplus 325		Ytong® Climaplus 325		Ytong® Climaplus 325	
	RINFORZO VERTICALE*	φ12	57%	φ14	89%	φ16	92%
	RINFORZO ORIZZONTALE**	ogni due corsi	47%	ogni corso	72%	ogni corso	95%
$\frac{a_{g,s}}{S \cdot g} = 0,3$	MATERIALE	Ytong® Climaplus 325		Ytong® Climaplus 325		Ytong® Climaplus 325	
	RINFORZO VERTICALE*	φ12	86%	φ16	91%	φ20	95%
	RINFORZO ORIZZONTALE**	ogni due corsi	71%	ogni corso	98%	ogni corso	153%

* Armatura posta alle estremità; dove necessario vengono aggiunte armature intermedie.

** Armatura orizzontale: Murfor® Compact 100-I

Un aspetto di fondamentale importanza riguarda la verifica a taglio, la quale presenta criticità che non possono essere risolte attraverso un semplice incremento dell'armatura orizzontale. In questo specifico sistema, infatti, la resistenza è limitata dal contributo V_{tc} fornito dalla sola muratura, parametro che dipende esclusivamente dalla sezione trasversale del maschio murario e dalla sua resistenza a compressione. Una volta saturata tale capacità, l'armatura non è più in grado di sopperire alla richiesta sismica, rendendo necessario un intervento sulla qualità del materiale di base.

Per ovviare a tali limiti, specialmente nei casi di edifici multipiano in zone ad alta sismicità, una soluzione efficace consiste nell'impiego di blocchi con prestazioni meccaniche superiori. L'adozione del sistema *Ytong®Thermo 450*, ad esempio, garantisce una resistenza a compressione di progetto f_d pari a 1,17 MPa, valore quasi doppio rispetto allo 0,69 MPa del sistema *Ytong®Climaplus 325*. Tale incremento permette di elevare proporzionalmente sia il contributo V_{tc} che la capacità a pressoflessione, estendendo sensibilmente il campo di applicabilità della muratura armata anche per le configurazioni strutturali più gravose.

Si può affermare che la scelta della quantità di armatura longitudinale risulti adeguata non solo ai fini della resistenza a pressoflessione, ma anche riguardo il rispetto della

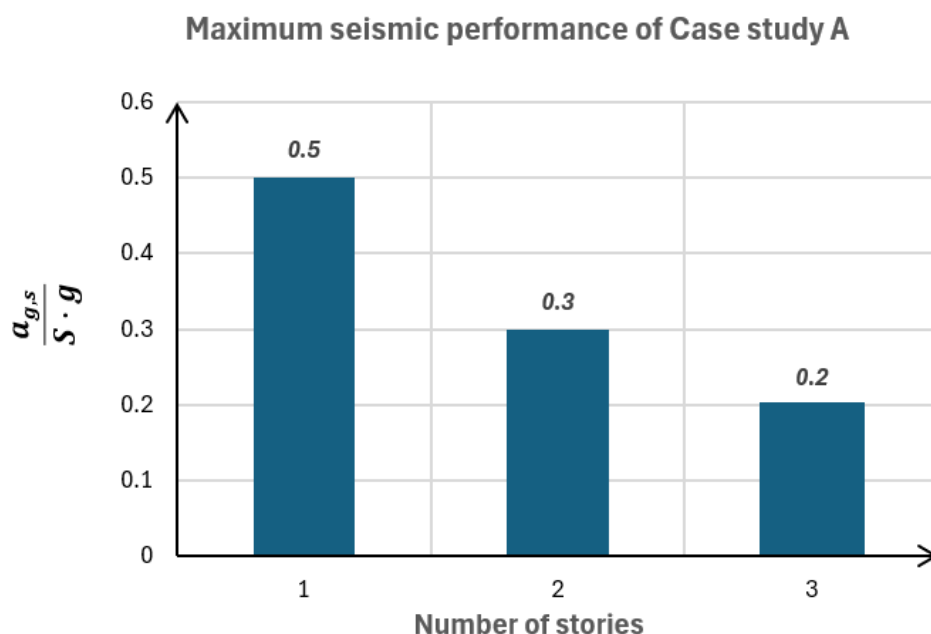


Figura 5.7: Performance sismica Caso studio A.

gerarchia delle resistenze nella maggior parte dei casi. Dalla Tab. 5.35 si osserva infatti che i rapporti di verifica riguardanti la pressoflessione risultano quasi sempre superiori; ciò predilige una rottura di tipo duttile con snervamento delle barre in acciaio. Oltre a quanto già discusso in §5.1, si ribadisce l'importanza di non disporre eccessiva armatura verticale, la quale potrebbe anticipare la rottura fragile a compressione della muratura prima dello snervamento delle barre.

Tuttavia, come si può osservare nei casi più critici, essendo già al limite il rapporto di verifica del taglio, la gerarchia delle resistenze non può essere pienamente rispettata. In ogni caso, è consigliabile non fare eccessivo affidamento sulla capacità dissipativa della struttura, progettando con valori del fattore di comportamento q non maggiori di 2,5, come adottato in questo caso studio.

Il grafico relativo alla performance sismica del Caso Studio A permette di evidenziare le massime accelerazioni di picco al suolo parametrizzate $a_{g,s}/(S \cdot g)$ che l'organismo strutturale è in grado di sostenere al variare del numero di piani.

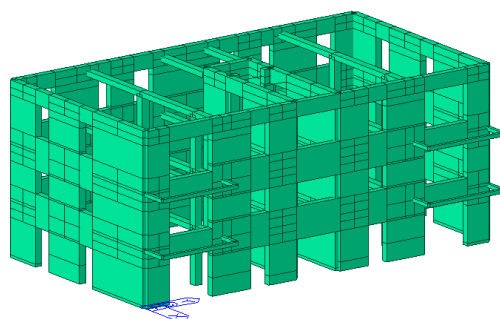
Dall'analisi dei risultati si evince che per le configurazioni a uno e due piani non si riscontrano limiti significativi legati alla capacità sismica, con una stabilità garantita fino a valori di accelerazione pari rispettivamente a $a_{g,s}/(S \cdot g) = 0,50$ e $a_{g,s}/(S \cdot g) = 0,30$. Al contrario, per l'edificio a tre piani si osserva una sensibile riduzione della capacità, la quale si attesta su un valore massimo di 0,20.

Per quanto riguarda i limiti agli Stati Limite Ultimi (SLU), come evidenziato dalla

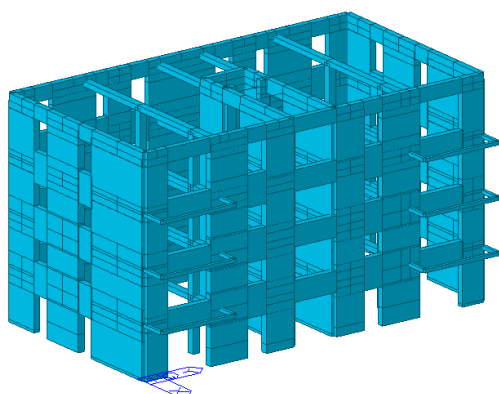
segnalazione nel grafico, il superamento della soglia dei tre piani determina il fallimento delle verifiche statiche per questa tipologia di muratura. Tale limite impedisce l'estensione dell'analisi a edifici di altezza superiore, definendo chiaramente il confine dell'applicabilità strutturale per il Caso Studio A. In quest'ottica, l'impiego di blocchi con prestazioni meccaniche superiori rappresenta la soluzione ottimale per estendere la validità del modello anche alla configurazione a tre piani, garantendo il soddisfacimento dei requisiti statici altrimenti non raggiunti.

6 Caso studio B

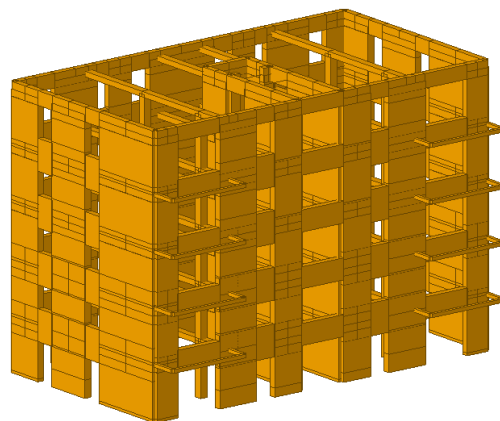
Al fine di valutare l'influenza dello sviluppo in altezza sulla risposta strutturale e sulla sicurezza sismica del complesso, la presente analisi è stata condotta su un unico edificio di riferimento declinato in tre differenti configurazioni. Nello specifico, sono stati realizzati e analizzati tre modelli computazionali distinti, caratterizzati rispettivamente da uno, due e tre piani fuori terra (Fig.6.1).



(a) Edificio a un piano



(b) Edificio a due piani



(c) Edificio a tre piani

Figura 6.1: Confronto dei modelli strutturali per numero di piani.

Per ciascuna configurazione, le verifiche di sicurezza agli stati Limite sono state eseguite in conformità alle NTC 2018 [10]. Si precisa che, per garantire la generalità dello studio, le azioni sismiche, da neve e da vento non fanno riferimento a uno specifico sito geografico. L'azione sismica è stata definita assumendo un'accelerazione orizzontale massima al sito a_g variabile (parametrata su un sottosuolo di categoria C), mentre per i carichi climatici sono stati adottati valori nominali di riferimento: un carico neve pari a

1 kN/m² e pressioni del vento pari a 0.8431 kN/m² per sopravento e -0.4215 kN/m² per sottovento.

Per quanto riguarda i carichi gravitazionali, sono stati ipotizzati valori strutturali e portati ($G_1 + G_2$) pari a 6.5 kN/m² e un sovraccarico accidentale di 2 kN/m². Tale impostazione permette di isolare l'effetto della variazione di massa e rigidezza del sistema strutturale al variare del numero di piani.

6.1 Criteri di scelta dell'armatura e compatibilità meccanica

Prima di procedere con l'esposizione dei risultati delle verifiche strutturali, è necessario definire i criteri che hanno portato alla scelta dei diametri e delle tipologie di armatura. Il dimensionamento è stato condotto cercando un equilibrio tra le prescrizioni delle NTC 2018 [10] e le proprietà meccaniche specifiche del calcestruzzo aerato autoclavato (AAC).

Per garantire la validità dell'analisi, i requisiti di armatura sono stati verificati sul caso più gravoso presente nel progetto: una parete con sviluppo lineare pari a 4550 mm e spessore di 400 mm. Il rispetto dei limiti in tale configurazione implica automaticamente la verifica di tutti gli altri setti di dimensioni inferiori.

6.1.1 Armatura Verticale

Per le armature verticali, si è scelto di adottare diametri $\phi 16$ in corrispondenza delle estremità dei setti. Tale scelta è stata operata per garantire tassativamente il rispetto del requisito locale di sezione minima d'acciaio, pari a 2 cm² per ogni punto di inserimento, come prescritto dal §4.5.7 delle NTC 2018 [10] per la muratura armata.

Assumendo per la muratura in AAC la resistenza a compressione di progetto $f_d = 1,12$ MPa, i requisiti minimi basati sulla compatibilità meccanica si declinano nella forma seguente:

$$4\% \cdot \frac{1,12}{391} < \rho_v = \omega \cdot \frac{f_d}{f_{yd}} < 80\% \cdot \frac{1,12}{391} \longrightarrow 0,011\% < \rho_v < 0,23\% \quad (6.1)$$

Per il setto critico da 4550 mm, l'impiego di due $\phi 12$ ($A_s = 226,19$ mm²) fornisce una percentuale $\rho_v = 0,0124\%$. Tale valore risulta superiore al limite minimo meccanico ricalcolato (0,011%), garantendo il rispetto delle prescrizioni normative pur con un quantitativo di armatura ridotto. L'esito positivo di tale verifica sull'elemento dimensionalmente più gravoso estende implicitamente la validità della soluzione a tutte le restanti pareti, le quali presenteranno percentuali d'armatura ancora più elevate.

6.1.2 Armatura Orizzontale

Per l'armatura orizzontale sono state analizzate due soluzioni con posa ogni due corsi, corrispondenti a un interasse verticale $s = 400$ mm. I limiti minimi sono stati ricalcolati per la specifica resistenza $f_d = 1,12$ MPa:

- Murfor® Compact 100-I: Impiegando una singola striscia per corso armato ($A_{sw} = 9,66$ mm² con $f_{yd} = 1770$ MPa), la percentuale geometrica per la parete da 400 mm risulta $\rho_h = 0,0060\%$. Tale valore è circa due volte superiore al limite minimo declinato (0,0025%).
- Barre $\phi 12$: Con $f_{yd} = 391$ MPa, il limite minimo meccanico è pari a 0,011%. L'impiego di una singola barra ogni due corsi garantisce una percentuale $\rho_h = 0,0707\%$, superando ampiamente sia il limite ad hoc che lo standard normativo dello 0,04%.

6.2 Caso studio a tre piani

L'indagine ha inizio con l'analisi del caso studio meno critico, ovvero la configurazione strutturale a tre piani fuori terra.

6.2.1 Verifica a pressoflessione per carichi laterali

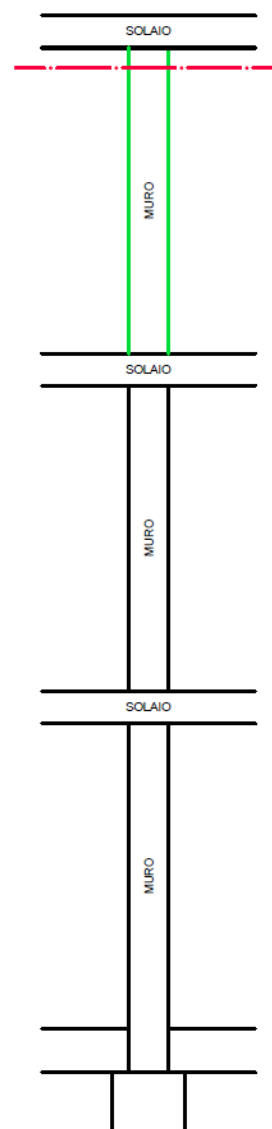
Per le considerazioni riguardo alle verifiche, essendo uguali, si può far riferimento a quanto detto per il caso A. Anche qui si è proceduto al calcolo delle aree di influenza dei solai di piano e copertura sulle pareti e valutato gli altri parametri di verifica come illustrato nel dettaglio nel §3.3 e §5.2.1. Vengono riportate in seguito le tabelle di verifica.

Sezione di estremità all'ultimo piano

L'analisi dei rapporti di verifica evidenzia ampi margini di sicurezza rispetto agli stati limite considerati. Tale evidenza trova riscontro nel confronto con il caso studio precedente: a parità di configurazione geometrica e condizioni di carico, l'attuale impiego di blocchi caratterizzati da uno spessore maggiore e da prestazioni meccaniche superiori garantisce un incremento della capacità portante. I dati riportati nelle tabelle successive confermano infatti come le verifiche risultino pienamente soddisfatte per l'intero sistema di pareti analizzato.

Tabella 6.1: Verifica a pressoflessione per carichi laterali: Sezione di estremità superiore

PARETE	Sezione di estremità superiore						N_{Rd} kN	N_{Ed} kN	VERIFICA %
	A m ²	L m	e_1 m	λ -	m -	ϕ -			
X01	0.54	1.35	0.064	7.00	0.96	0.54	335	45	14%
X02	0.98	2.45	0.045	7.00	0.67	0.65	723	72	10%
X03	0.72	1.8	0.114	7.00	1.71	0.28	234	10	4%
X04	0.72	1.8	0.114	7.00	1.71	0.28	234	10	4%
X05	0.98	2.45	0.045	7.00	0.67	0.65	723	72	10%
X06	0.54	1.35	0.030	7.00	0.45	0.72	446	81	18%
X07	0.24	0.6	0.114	7.00	1.71	0.28	78	10	13%
X08	0.24	0.6	0.114	7.00	1.71	0.28	78	10	13%
X09	1.12	2.8	0.114	7.00	1.71	0.28	364	10	3%
X10	0.54	1.35	0.114	7.00	1.71	0.28	175	8	4%
X11	1.12	2.8	0.114	7.00	1.71	0.28	364	112	31%
X12	0.60	1.5	0.114	7.00	1.71	0.28	195	11	6%
X13	1.72	4.3	0.114	7.00	1.71	0.28	559	21	4%
X14	0.60	1.5	0.114	7.00	1.71	0.28	195	11	6%
X15	1.12	2.8	0.114	7.00	1.71	0.28	364	112	31%
X16	0.54	1.35	0.114	7.00	1.71	0.28	175	8	4%
Y01	1.82	4.55	0.114	7.00	1.71	0.28	591	104	18%
Y02	1.12	2.8	0.114	7.00	1.71	0.28	364	88	24%
Y03	0.90	2.25	0.114	7.00	1.71	0.28	292	53	18%
Y04	1.76	4.4	0.048	7.00	0.71	0.63	1267	241	19%
Y05	0.80	2	0.114	7.00	1.71	0.28	260	62	24%
Y06	1.76	4.4	0.048	7.00	0.71	0.63	1267	241	19%
Y07	0.80	2	0.114	7.00	1.71	0.28	260	62	24%
Y08	1.82	4.55	0.114	7.00	1.71	0.28	591	104	18%
Y09	1.12	2.8	0.114	7.00	1.71	0.28	364	88	24%
Y10	0.90	2.25	0.114	7.00	1.71	0.28	292	53	18%

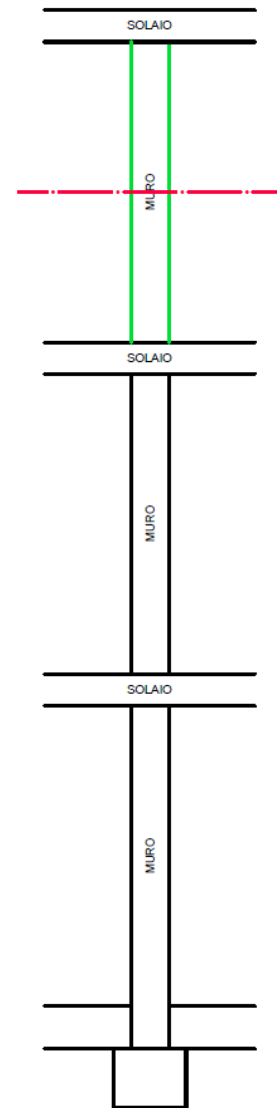


Sezione di mezzeria

Valgono le stesse considerazioni descritte prima anche per la sezione di mezzeria. I risultati mostrano come le verifiche risultano ampiamente soddisfatte per tutte le pareti.

Tabella 6.2: Verifica a pressoflessione per carichi laterali: sezione di mezzeria

Sezione di mezzeria									
PARETE	A	L	e ₂	λ	m	φ	N _{Rd}	N _{Ed}	VERIFICA
	m ²	m	m	-	-	-	kN	kN	%
X01	0.54	1.35	0.078	7.00	1.17	0.47	290	36	12%
X02	0.98	2.45	0.074	7.00	1.11	0.49	550	58	11%
X03	0.72	1.8	0.132	7.00	1.98	0.19	157	13	8%
X04	0.72	1.8	0.132	7.00	1.98	0.19	157	13	8%
X05	0.98	2.45	0.074	7.00	1.11	0.49	550	58	11%
X06	0.54	1.35	0.042	7.00	0.63	0.66	406	61	15%
X07	0.24	0.6	0.132	7.00	1.98	0.19	52	9	17%
X08	0.24	0.6	0.132	7.00	1.98	0.19	52	9	17%
X09	1.12	2.8	0.132	7.00	1.98	0.19	244	16	7%
X10	0.54	1.35	0.132	7.00	1.98	0.19	118	10	8%
X11	1.12	2.8	0.096	7.00	1.45	0.38	481	88	18%
X12	0.60	1.5	0.132	7.00	1.98	0.19	131	13	10%
X13	1.72	4.3	0.132	7.00	1.98	0.19	374	28	7%
X14	0.60	1.5	0.132	7.00	1.98	0.19	131	13	10%
X15	1.12	2.8	0.096	7.00	1.45	0.38	481	88	18%
X16	0.54	1.35	0.132	7.00	1.98	0.19	118	10	8%
Y01	1.82	4.55	0.121	7.00	1.82	0.25	510	87	17%
Y02	1.12	2.8	0.106	7.00	1.59	0.33	418	71	17%
Y03	0.90	2.25	0.120	7.00	1.79	0.26	262	45	17%
Y04	1.76	4.4	0.042	7.00	0.63	0.66	1326	208	16%
Y05	0.80	2	0.107	7.00	1.60	0.32	294	50	17%
Y06	1.76	4.4	0.042	7.00	0.63	0.66	1326	208	16%
Y07	0.80	2	0.107	7.00	1.60	0.32	294	50	17%
Y08	1.82	4.55	0.121	7.00	1.82	0.25	510	87	17%
Y09	1.12	2.8	0.106	7.00	1.59	0.33	418	71	17%
Y10	0.90	2.25	0.120	7.00	1.79	0.26	262	45	17%

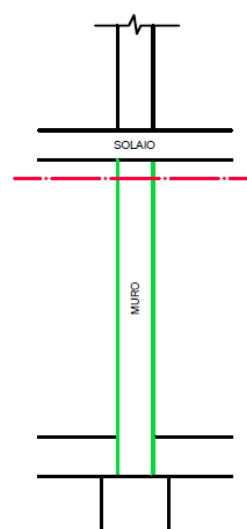


Sezione di estremità al piano terra

I risultati mostrano come le verifiche risultano ampiamente soddisfatte per tutte le pareti.

Tabella 6.3: Verifica a pressoflessione per carichi laterali: Sezione di estremità superiore

Sezione di estremità superiore									
PARETE	A	L	e_1	λ	m	ϕ	N_{Rd}	N_{Ed}	VERIFICA
	m^2	m	m	-	-	-	kN	kN	%
X01	0.54	1.35	0.030	7.00	0.45	0.72	1112	175	16%
X02	0.98	2.45	0.024	7.00	0.36	0.76	845	281	33%
X03	0.72	1.8	0.036	7.00	0.54	0.69	568	57	10%
X04	0.72	1.8	0.036	7.00	0.54	0.69	568	57	10%
X05	0.98	2.45	0.023	7.00	0.34	0.76	850	192	23%
X06	0.54	1.35	0.019	7.00	0.29	0.78	480	299	62%
X07	0.24	0.6	0.044	7.00	0.65	0.65	178	43	24%
X08	0.24	0.6	0.044	7.00	0.65	0.65	178	43	24%
X09	1.12	2.8	0.032	7.00	0.49	0.71	908	71	8%
X10	0.54	1.35	0.036	7.00	0.54	0.69	426	44	10%
X11	1.12	2.8	0.047	7.00	0.70	0.64	812	426	53%
X12	0.60	1.5	0.038	7.00	0.58	0.68	465	58	13%
X13	1.72	4.3	0.035	7.00	0.52	0.70	1372	125	9%
X14	0.60	1.5	0.038	7.00	0.58	0.68	465	58	13%
X15	1.12	2.8	0.047	7.00	0.70	0.64	812	426	53%
X16	0.54	1.35	0.036	7.00	0.54	0.69	426	44	10%
Y01	1.82	4.55	0.045	7.00	0.67	0.65	1339	418	31%
Y02	1.12	2.8	0.046	7.00	0.69	0.64	816	342	42%
Y03	0.90	2.25	0.045	7.00	0.68	0.64	662	213	32%
Y04	1.76	4.4	0.028	7.00	0.42	0.73	1471	858	58%
Y05	0.80	2	0.046	7.00	0.69	0.64	583	240	41%
Y06	1.76	4.4	0.028	7.00	0.42	0.73	1471	858	58%
Y07	0.80	2	0.046	7.00	0.69	0.64	583	240	41%
Y08	1.82	4.55	0.045	7.00	0.67	0.65	1339	418	31%
Y09	1.12	2.8	0.046	7.00	0.69	0.64	816	342	42%
Y10	0.90	2.25	0.045	7.00	0.68	0.64	662	213	32%

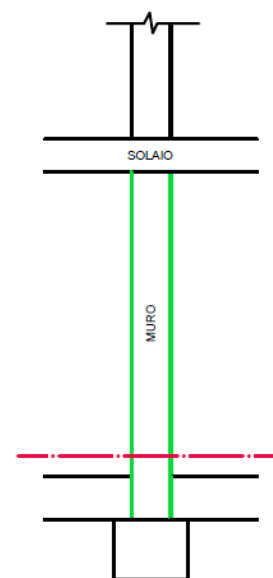


Sezione di Base

I risultati mostrano come le verifiche risultano ampiamente soddisfatte per tutte le pareti.

Tabella 6.4: Verifica a pressoflessione per carichi laterali: Sezione di base

Sezione di base									
PARETE	A	L	e_1	λ	m	ϕ	N_{Rd}	N_{Ed}	VERIFICA
	m^2	m	m	-	-	-	kN	kN	%
X01	0.54	1.35	0.014	7.00	0.21	0.81	497	210	42%
X02	0.98	2.45	0.014	7.00	0.21	0.81	901	235	26%
X03	0.72	1.8	0.014	7.00	0.21	0.81	662	69	10%
X04	0.72	1.8	0.014	7.00	0.21	0.81	662	130	20%
X05	0.98	2.45	0.014	7.00	0.21	0.81	901	305	34%
X06	0.54	1.35	0.014	7.00	0.21	0.81	497	237	48%
X07	0.24	0.6	0.014	7.00	0.21	0.81	221	47	21%
X08	0.24	0.6	0.014	7.00	0.21	0.81	221	47	21%
X09	1.12	2.8	0.014	7.00	0.21	0.81	1030	86	8%
X10	0.54	1.35	0.014	7.00	0.21	0.81	497	156	31%
X11	1.12	2.8	0.014	7.00	0.21	0.81	1030	343	33%
X12	0.60	1.5	0.014	7.00	0.21	0.81	552	77	14%
X13	1.72	4.3	0.014	7.00	0.21	0.81	1582	142	9%
X14	0.60	1.5	0.014	7.00	0.21	0.81	552	168	30%
X15	1.12	2.8	0.014	7.00	0.21	0.81	1030	339	33%
X16	0.54	1.35	0.014	7.00	0.21	0.81	497	148	30%
Y01	1.82	4.55	0.014	7.00	0.21	0.81	1674	431	26%
Y02	1.12	2.8	0.014	7.00	0.21	0.81	1030	325	32%
Y03	0.90	2.25	0.014	7.00	0.21	0.81	828	415	50%
Y04	1.76	4.4	0.014	7.00	0.21	0.81	1619	706	44%
Y05	0.80	2	0.014	7.00	0.21	0.81	736	432	59%
Y06	1.76	4.4	0.014	7.00	0.21	0.81	1619	706	44%
Y07	0.80	2	0.014	7.00	0.21	0.81	736	294	40%
Y08	1.82	4.55	0.014	7.00	0.21	0.81	1674	431	26%
Y09	1.12	2.8	0.014	7.00	0.21	0.81	1030	325	32%
Y10	0.90	2.25	0.014	7.00	0.21	0.81	828	174	21%



6.2.2 Verifica ai carichi concentrati

A differenza del caso studio A, la configurazione strutturale in esame prevede l'appoggio di travi sui setti murari X02, X05, X11 e X15, come evidenziato nelle planimetrie di progetto (Figg. 4.2 e 6.1). Tale condizione statica rende necessaria l'esecuzione di una verifica di resistenza ai carichi concentrati per i maschi murari interessati. La metodologia analitica adottata e i relativi passaggi procedurali sono stati dettagliati nel §3.4, a cui si rimanda per i riferimenti teorici.

Per la determinazione delle sollecitazioni, è stato adottato uno schema statico di trave continua su tre campate. Dall'analisi dei diagrammi di taglio (Fig. 6.2), sono state ricavate le reazioni vincolari trasmesse in corrispondenza degli appoggi sui setti.

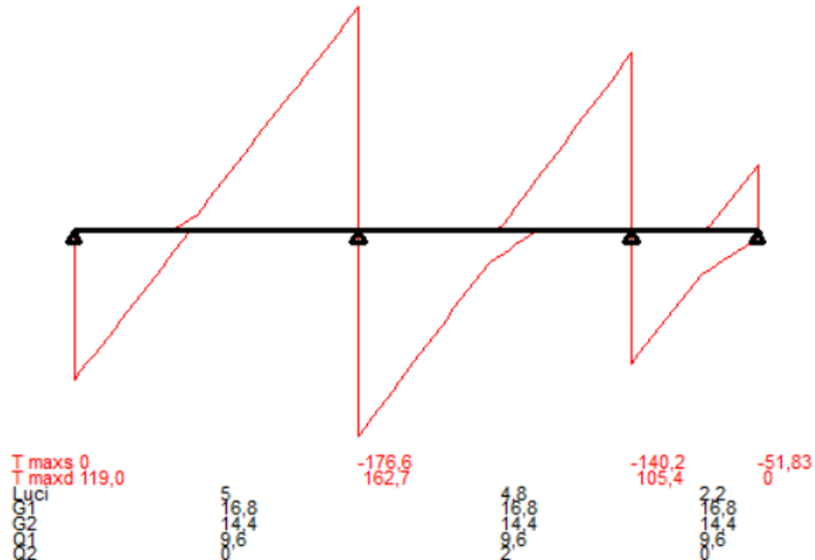


Figura 6.2: Diagramma di taglio della trave appoggiata e individuazione delle reazioni vincolari.

I risultati sintetizzati nella Tab. 6.5 mostrano che i rapporti tra sollecitazione di progetto (N_{Ed}) e resistenza di progetto (N_{Rd}) risultano ampiamente inferiori al 100% per i setti X02 e X11. In virtù della simmetria geometrica e dell'uniformità dei carichi applicati, tali esiti possono essere estesi per analogia anche ai setti X05 e X15. Si può pertanto concludere che i componenti strutturali analizzati risultano pienamente verificati nei confronti dei carichi concentrati.

Tabella 6.5: Verifica a carichi concentrati.

<i>PARETE</i>	a_1 [m]	$h_c/2$ [m]	l_{ef} [m]	b [m]	h [m]	h_c [m]	A_{eff} [m ²]	A_c [m ²]	β [-]	N_{Rd} [kN]	N_{Ed} [kN]	
X02	0.65	1.4	1.68	0.3	0.45	2.8	0.51	0.135	1.29	199	52	26%
X11	0.65	1.4	1.68	0.3	0.45	2.8	0.51	0.135	1.29	199	119	60%

6.2.3 Analisi modale

Sebbene la valutazione della sicurezza sia stata condotta tramite analisi statica lineare, si è proceduto preliminarmente all'esecuzione di un'analisi modale. Tale fase è risultata propedeutica alla caratterizzazione dinamica della struttura, permettendo di individuare i periodi principali di vibrazione e di verificare la regolarità strutturale necessaria per l'applicabilità del metodo statico. L'analisi modale evidenzia un comportamento dinamico regolare, con i primi tre modi che mobilitano gran parte della massa partecipante.

Il primo modo risulta puramente traslazionale in direzione Y ($T = 0.1986$ s), mentre il secondo è dominante in direzione X ($T = 0.1867$ s). Il terzo modo è spiccatamente torsionale, come confermato dalla massa rotazionale del 73.42%. Il raggiungimento del 95% della massa partecipante avviene entro i primi 5-6 modi per tutte le componenti principali, garantendo l'accuratezza della successiva analisi. Le frequenze naturali, sensibilmente inferiori rispetto ai modelli precedenti, riflettono la maggiore deformabilità della struttura all'aumentare dei piani.

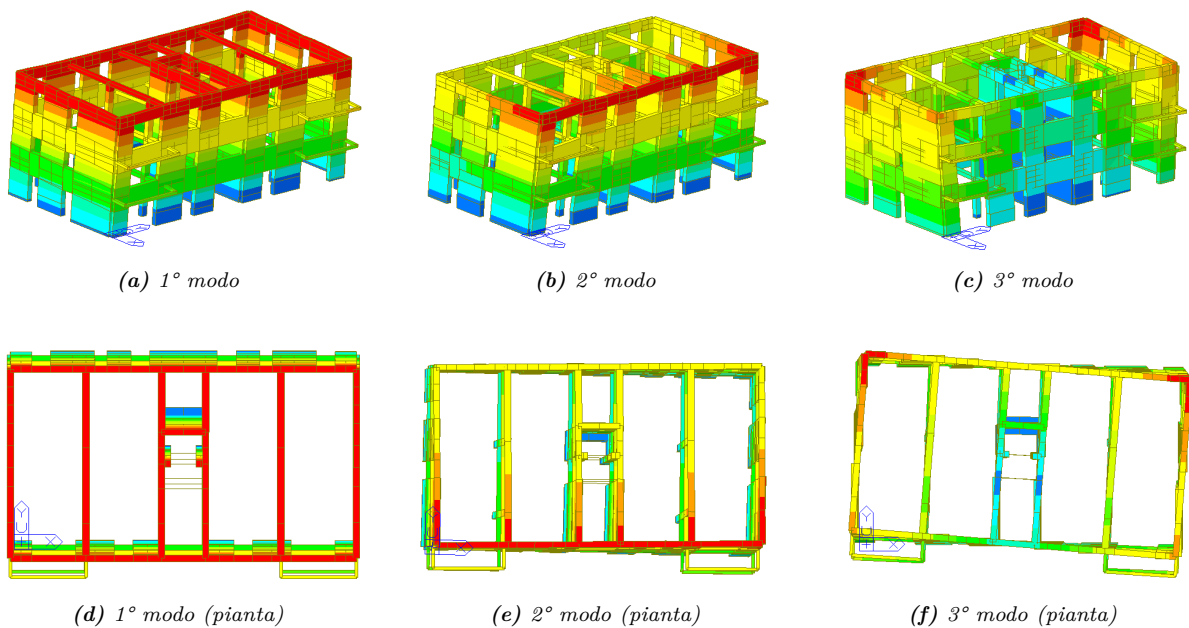


Figura 6.3: Modi di vibrare dell'edificio a tre piani: viste prospettiche e piante.

Tabella 6.6: Risultati Analisi Modale: Frequenze e Periodi propri.

Modo	ω [rad/s]	f [Hz]	T [s]	Tolleranza
1	31.6451	5.0365	0.1986	0.0000e+00
2	33.6458	5.3549	0.1867	0.0000e+00
3	45.0243	7.1658	0.1396	0.0000e+00
4	77.7148	12.3687	0.0808	0.0000e+00
5	78.3014	12.4621	0.0802	0.0000e+00
6	92.4705	14.7171	0.0679	0.0000e+00
7	119.2278	18.9757	0.0527	1.8063e-120
8	120.4646	19.1725	0.0522	2.5029e-119
9	131.0165	20.8519	0.0480	3.3291e-113
10	137.0301	21.8090	0.0459	2.8042e-108
11	143.6453	22.8619	0.0437	3.3139e-103
12	144.9072	23.0627	0.0434	2.2523e-102
13	149.8775	23.8537	0.0419	3.9752e-101
14	151.2740	24.0760	0.0415	1.0326e-100
15	158.3420	25.2009	0.0397	8.7639e-99

Tabella 6.7: Masse Partecipanti Modali (Percentuali e Cumulative).

Modo No.	TRAN-Y (%)		TRAN-X (%)		TRAN-Z (%)		ROTN-Y (%)		ROTN-X (%)		ROTN-Z (%)	
	Mass	Sum	Mass	Sum	Mass	Sum	Mass	Sum	Mass	Sum	Mass	Sum
1	59.52	59.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.79	1.79	0.00	0.00
2	0.00	59.52	58.25	58.25	0.00	0.00	1.33	1.33	0.00	1.79	4.34	4.35
3	0.01	59.53	5.78	64.04	0.00	0.00	0.01	1.34	0.01	1.80	73.42	77.77
4	33.60	93.13	3.82	67.86	0.00	0.00	2.61	3.95	21.78	23.58	0.54	78.31
5	4.69	97.82	28.32	96.17	0.00	0.00	20.07	24.02	2.99	26.56	2.70	81.01
6	0.06	97.88	1.88	98.06	0.00	0.00	2.67	26.69	0.02	26.59	18.42	99.43
7	1.41	99.29	0.04	98.10	0.00	0.00	0.38	27.07	5.70	32.28	0.05	99.49
8	0.16	99.44	0.58	98.68	0.00	0.00	4.47	31.55	0.80	33.09	0.20	99.68
9	0.00	99.45	0.88	99.55	0.00	0.00	6.60	38.15	0.05	33.13	0.01	99.70
10	0.42	99.86	0.00	99.55	0.00	0.00	0.00	38.15	5.97	39.10	0.01	99.70
11	0.00	99.86	0.00	99.55	0.00	0.00	0.07	38.22	0.01	39.11	0.00	99.70
12	0.00	99.86	0.00	99.56	0.00	0.00	0.00	38.23	0.00	39.12	0.00	99.71
13	0.00	99.87	0.00	99.56	0.00	0.00	0.18	38.41	0.01	39.13	0.00	99.71
14	0.00	99.87	0.01	99.57	0.00	0.00	0.06	38.46	0.03	39.15	0.00	99.71
15	0.00	99.87	0.36	99.93	0.00	0.00	1.05	39.52	0.00	39.15	0.01	99.72

6.2.4 Verifica a Pressoflessione dei maschi murari

I modelli per il calcolo delle resistenze sono quelli definiti dalla normativa vigente [10], già riportati al Capitolo 3.

Tabella 6.8: Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,075$.

$\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,075$												
PARETE	B	t	c	d ₁	d ₂	d ₃	A _s	M _{Ed}	N _{Ed}	σ ₀	M _{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	kNm	kN	MPa	kNm	%
X01	1350	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	37	124	0.231	101	36%
X02	2450	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	120	236	0.241	296	41%
X03	1800	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	61	190	0.264	178	34%
X04	1800	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	62	170	0.236	169	36%
X05	2450	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	117	331	0.337	343	34%
X06	1350	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	35	129	0.240	102	34%
X07	600	400	200				0.00	3	81	0.339	16	17%
X08	600	400	200				0.00	3	81	0.339	16	17%
X09	2800	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	84	307	0.274	401	21%
X10	1350	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	28	131	0.243	103	28%
X11	2800	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	113	302	0.269	397	28%
X12	1500	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	31	163	0.272	130	24%
X13	4300	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	224	380	0.221	780	29%
X14	1500	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	30	158	0.263	128	24%
X15	2800	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	110	302	0.270	398	28%
X16	1350	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	28	133	0.246	103	27%
Y01	4550	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	376	356	0.196	806	47%
Y02	2800	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	155	268	0.239	375	41%
Y03	2250	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	101	203	0.226	246	41%
Y04	4400	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	310	361	0.205	780	40%
Y05	2000	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	66	231	0.289	224	29%
Y06	4400	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	302	363	0.206	782	39%
Y07	2000	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	65	232	0.290	224	29%
Y08	4550	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	322	346	0.190	792	41%
Y09	2800	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	131	268	0.239	374	35%
Y10	2250	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	89	200	0.222	244	36%

Dall'analisi al variare dell'azione sismica, emerge che i maschi murari risultano verificati per tutti i livelli di accelerazione considerati. Come previsto, all'incrementare del valore di $a_g \cdot S$, si riscontra un aumento proporzionale della richiesta di armatura verticale per contrastare le crescenti sollecitazioni flessionali.

Tabella 6.9: Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,15$.

$\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,15$												
PARETE	B	t	c	d₁	d₂	d₃	A_s	M_{Ed}	N_{Ed}	σ₀	M_{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	kNm	kN	MPa	kNm	%
X01	1350	400	200	1Ø14		1Ø14	153.93	65	103	0.192	106	62%
X02	2450	400	200	1Ø14		1Ø14	153.93	236	200	0.204	301	78%
X03	1800	400	200	1Ø14		1Ø14	153.93	114	220	0.306	209	55%
X04	1800	400	200	1Ø14		1Ø14	153.93	115	180	0.251	194	59%
X05	2450	400	200	1Ø14		1Ø14	153.93	230	386	0.394	388	59%
X06	1350	400	200	1Ø14		1Ø14	153.93	63	110	0.204	108	58%
X07	600	400	200				0.00	5	84	0.351	16	31%
X08	600	400	200				0.00	5	84	0.350	16	31%
X09	2800	400	200	1Ø14		1Ø14	153.93	166	322	0.287	442	38%
X10	1350	400	200	1Ø14		1Ø14	153.93	47	149	0.276	122	39%
X11	2800	400	200	1Ø14		1Ø14	153.93	206	326	0.291	445	46%
X12	1500	400	200	1Ø14		1Ø14	153.93	59	170	0.284	148	40%
X13	4300	400	200	1Ø14		1Ø14	153.93	440	374	0.218	828	53%
X14	1500	400	200	1Ø14		1Ø14	153.93	57	159	0.265	144	40%
X15	2800	400	200	1Ø14		1Ø14	153.93	201	327	0.292	445	45%
X16	1350	400	200	1Ø14		1Ø14	153.93	46	152	0.282	123	37%
Y01	4550	400	200	1Ø14		1Ø14	153.93	376	401	0.220	922	41%
Y02	2800	400	200	1Ø14		1Ø14	153.93	283	277	0.247	414	68%
Y03	2250	400	200	1Ø14		1Ø14	153.93	166	249	0.277	297	56%
Y04	4400	400	200	1Ø14		1Ø14	153.93	597	366	0.208	842	71%
Y05	2000	400	200	1Ø14		1Ø14	153.93	129	214	0.267	239	54%
Y06	4400	400	200	1Ø14		1Ø14	153.93	582	370	0.210	847	69%
Y07	2000	400	200	1Ø14		1Ø14	153.93	126	215	0.268	239	53%
Y08	4550	400	200	1Ø14		1Ø14	153.93	523	384	0.211	900	58%
Y09	2800	400	200	1Ø14		1Ø14	153.93	237	276	0.246	414	57%
Y10	2250	400	200	1Ø14		1Ø14	153.93	141	242	0.269	294	48%

Tabella 6.10: Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,25$.

$\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,25$												
PARETE	B	t	c	d ₁	d ₂	d ₃	A _s	M _{Ed}	N _{Ed}	σ ₀	M _{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	kNm	kN	MPa	kNm	%
X01	1350	400	200	1Ø18		1Ø18	254.46	94	82	0.152	129	73%
X02	2450	400	200	1Ø20		1Ø20	314.15	353	164	0.167	385	92%
X03	1800	400	200	1Ø18		1Ø18	254.46	168	251	0.349	266	63%
X04	1800	400	200	1Ø18		1Ø18	254.46	169	191	0.266	246	69%
X05	2450	400	200	1Ø18		1Ø18	254.46	345	442	0.451	467	74%
X06	1350	400	200	1Ø18		1Ø18	254.46	90	91	0.168	133	68%
X07	600	400	200				0.00	7	87	0.362	16	45%
X08	600	400	200				0.00	7	87	0.361	16	44%
X09	2800	400	200	1Ø18		1Ø18	254.46	248	336	0.300	533	47%
X10	1350	400	200	1Ø18		1Ø18	254.46	67	167	0.310	159	42%
X11	2800	400	200	1Ø18		1Ø18	254.46	301	350	0.313	540	56%
X12	1500	400	200	1Ø18		1Ø18	254.46	86	177	0.295	187	46%
X13	4300	400	200	1Ø18		1Ø18	254.46	659	369	0.215	955	69%
X14	1500	400	200	1Ø18		1Ø18	254.46	84	161	0.268	182	46%
X15	2800	400	200	1Ø18		1Ø18	254.46	292	352	0.314	541	54%
X16	1350	400	200	1Ø18		1Ø18	254.46	64	172	0.318	160	40%
Y01	4550	400	200	1Ø18		1Ø18	254.46	873	446	0.245	1117	78%
Y02	2800	400	200	1Ø18		1Ø18	254.46	412	286	0.255	502	82%
Y03	2250	400	200	1Ø18		1Ø18	254.46	231	296	0.329	380	61%
Y04	4400	400	200	1Ø18		1Ø18	254.46	887	372	0.211	986	90%
Y05	2000	400	200	1Ø18		1Ø18	254.46	192	196	0.245	285	67%
Y06	4400	400	200	1Ø18		1Ø18	254.46	865	377	0.214	992	87%
Y07	2000	400	200	1Ø18		1Ø18	254.46	188	198	0.247	286	66%
Y08	4550	400	200	1Ø18		1Ø18	254.46	726	422	0.232	1089	67%
Y09	2800	400	200	1Ø18		1Ø18	254.46	343	284	0.254	501	68%
Y10	2250	400	200	1Ø18		1Ø18	254.46	195	286	0.317	376	52%

6.2.5 Verifica a taglio dei maschi murari

Dall'analisi dei risultati delle verifiche a taglio, emerge come per tutti i casi di accelerazione sismica le verifiche siano soddisfatte, si nota come i tassi di sfruttamento per alcune pareti già per la configurazione a tre piani sono prossimi al 100%.

Tabella 6.11: Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,075$.

PARETE	$\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,075$														VERIFICA %
	B mm	t mm	c mm	s mm	T _{yd} ($\phi 12$) kN	N kN	V kN	σ_n MPa	f _{vk} MPa	f _{vd} MPa	V _{t,M} kN	V _{t,S} kN	V _{t,c} kN	V _{Rd} kN	
X01	1350	400	200	400	44.22	124	25	0.30	0.34	0.17	71	69	142	139	18%
X02	2450	400	200	400	44.22	236	97	0.28	0.34	0.17	145	142	292	287	34%
X03	1800	400	200	400	44.22	190	44	0.32	0.34	0.17	101	99	203	200	22%
X04	1800	400	200	400	44.22	170	46	0.29	0.34	0.17	101	99	203	200	23%
X05	2450	400	200	400	44.22	331	95	0.39	0.34	0.17	145	142	292	287	33%
X06	1350	400	200	400	44.22	129	24	0.31	0.34	0.17	71	69	142	139	17%
X07	600	400	200	400	44.22	81	2	0.71	0.34	0.17	20	19	39	39	5%
X08	600	400	200	400	44.22	81	2	0.71	0.34	0.17	20	19	39	39	5%
X09	2800	400	200	400	44.22	307	30	0.30	0.34	0.17	177	172	356	349	9%
X10	1350	400	200	400	44.22	131	22	0.29	0.34	0.17	78	76	157	154	14%
X11	2800	400	200	400	44.22	302	84	0.29	0.34	0.17	177	172	356	349	24%
X12	1500	400	200	400	44.22	163	38	0.31	0.34	0.17	88	86	178	175	22%
X13	4300	400	200	400	44.22	380	110	0.23	0.34	0.17	279	272	561	551	20%
X14	1500	400	200	400	44.22	158	37	0.30	0.34	0.17	88	86	178	175	21%
X15	2800	400	200	400	44.22	302	81	0.29	0.34	0.17	177	172	356	349	23%
X16	1350	400	200	400	44.22	133	21	0.29	0.34	0.17	78	76	157	154	14%
Y01	4550	400	200	400	44.22	356	124	0.39	0.34	0.17	155	151	311	306	41%
Y02	2800	400	200	400	44.22	268	106	0.27	0.34	0.17	169	165	340	334	32%
Y03	2250	400	200	400	44.22	203	57	0.26	0.34	0.17	132	129	265	260	22%
Y04	4400	400	200	400	44.22	361	95	0.22	0.34	0.17	278	271	559	549	17%
Y05	2000	400	200	400	44.22	231	35	0.34	0.34	0.17	115	112	231	227	16%
Y06	4400	400	200	400	44.22	363	94	0.22	0.34	0.17	278	271	559	549	17%
Y07	2000	400	200	400	44.22	232	34	0.34	0.34	0.17	115	112	231	227	15%
Y08	4550	400	200	400	44.22	346	104	0.20	0.34	0.17	288	281	580	569	18%
Y09	2800	400	200	400	44.22	268	88	0.27	0.34	0.17	169	165	340	334	26%
Y10	2250	400	200	400	44.22	200	49	0.26	0.34	0.17	132	129	265	260	19%

La ridotta altezza dell'edificio, infatti, limita sensibilmente i momenti ribaltanti e le forze di taglio alla base, permettendo al sistema costruttivo di assorbire efficacemente anche accelerazioni sismiche elevate ($a_{gs} = 0,25g \cdot S$) senza richiedere quantitativi di armatura verticale eccessivi.

Tabella 6.12: Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,15$.

$\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,15$															
<i>PARETE</i>	<i>B</i>	<i>t</i>	<i>c</i>	<i>s</i>	<i>T_{yd}</i> (φ12)	<i>N</i>	<i>V</i>	<i>σ_n</i>	<i>f_{vk}</i>	<i>f_{vd}</i>	<i>V_{t,M}</i>	<i>V_{t,S}</i>	<i>V_{t,c}</i>	<i>V_{Rd}</i>	<i>VERIFICA</i>
	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>MPa</i>	<i>MPa</i>	<i>MPa</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>%</i>
X01	1350	400	200	400	44.22	103	43	0.22	0.34	0.17	78	76	157	154	28%
X02	2450	400	200	400	44.22	200	181	0.22	0.34	0.17	153	149	308	302	60%
X03	1800	400	200	400	44.22	220	85	0.34	0.34	0.17	109	106	219	215	39%
X04	1800	400	200	400	44.22	180	88	0.28	0.34	0.17	109	106	219	215	41%
X05	2450	400	200	400	44.22	386	177	0.43	0.34	0.17	153	149	308	302	59%
X06	1350	400	200	400	44.22	110	41	0.24	0.34	0.17	78	76	157	154	27%
X07	600	400	200	400	44.22	84	3	0.53	0.34	0.17	27	27	55	54	6%
X08	600	400	200	400	44.22	84	3	0.52	0.34	0.17	27	27	55	54	6%
X09	2800	400	200	400	44.22	322	60	0.31	0.34	0.17	177	172	356	349	17%
X10	1350	400	200	400	44.22	149	37	0.32	0.34	0.17	78	76	157	154	24%
X11	2800	400	200	400	44.22	326	151	0.31	0.34	0.17	177	172	356	349	43%
X12	1500	400	200	400	44.22	170	72	0.33	0.34	0.17	88	86	178	175	41%
X13	4300	400	200	400	44.22	374	216	0.23	0.34	0.17	279	272	561	551	39%
X14	1500	400	200	400	44.22	159	70	0.31	0.34	0.17	88	86	178	175	40%
X15	2800	400	200	400	44.22	327	146	0.31	0.34	0.17	177	172	356	349	42%
X16	1350	400	200	400	44.22	152	36	0.33	0.34	0.17	78	76	157	154	23%
Y01	4550	400	200	200	44.22	401	210	0.44	0.34	0.17	155	302	311	311	67%
Y02	2800	400	200	400	44.22	277	192	0.28	0.34	0.17	169	165	340	334	57%
Y03	2250	400	200	400	44.22	249	93	0.32	0.34	0.17	132	129	265	260	36%
Y04	4400	400	200	400	44.22	366	178	0.22	0.34	0.17	278	271	559	549	32%
Y05	2000	400	200	400	44.22	214	66	0.32	0.34	0.17	115	112	231	227	29%
Y06	4400	400	200	400	44.22	370	175	0.23	0.34	0.17	278	271	559	549	32%
Y07	2000	400	200	400	44.22	215	64	0.32	0.34	0.17	115	112	231	227	28%
Y08	4550	400	200	400	44.22	384	173	0.23	0.34	0.17	288	281	580	569	30%
Y09	2800	400	200	400	44.22	276	156	0.28	0.34	0.17	169	165	340	334	47%
Y10	2250	400	200	400	44.22	242	78	0.31	0.34	0.17	132	129	265	260	30%

Tabella 6.13: Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,25$.

$\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,25$															
PARETE	B	t	c	s	T_{yd} ($\phi 12$)	N	V	σ_n	f_{vk}	f_{vd}	V_{t,M}	V_{t,S}	V_{t,c}	V_{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	kN	kN	kN	MPa	MPa	MPa	kN	kN	kN	kN	%
X01	1350	400	200	400	44.22	82	62	0.18	0.34	0.17	78	76	157	154	40%
X02	2450	400	200	400	44.22	164	266	0.18	0.34	0.17	153	149	308	302	88%
X03	1800	400	200	400	44.22	251	126	0.39	0.34	0.17	109	106	219	215	58%
X04	1800	400	200	400	44.22	191	130	0.30	0.34	0.17	109	106	219	215	60%
X05	2450	400	200	400	44.22	442	260	0.49	0.34	0.17	153	149	308	302	86%
X06	1350	400	200	400	44.22	91	59	0.20	0.34	0.17	78	76	157	154	38%
X07	600	400	200	400	44.22	87	4	0.54	0.34	0.17	27	27	55	54	8%
X08	600	400	200	400	44.22	87	4	0.54	0.34	0.17	27	27	55	54	8%
X09	2800	400	200	400	44.22	336	90	0.32	0.34	0.17	177	172	356	349	26%
X10	1350	400	200	400	44.22	167	53	0.36	0.34	0.17	78	76	157	154	34%
X11	2800	400	200	400	44.22	350	219	0.34	0.34	0.17	177	172	356	349	63%
X12	1500	400	200	400	44.22	177	107	0.34	0.34	0.17	88	86	178	175	61%
X13	4300	400	200	400	44.22	369	323	0.23	0.34	0.17	279	272	561	551	59%
X14	1500	400	200	400	44.22	161	104	0.31	0.34	0.17	88	86	178	175	59%
X15	2800	400	200	400	44.22	352	211	0.34	0.34	0.17	177	172	356	349	60%
X16	1350	400	200	400	44.22	172	50	0.37	0.34	0.17	78	76	157	154	33%
Y01	4550	400	200	400	44.22	446	297	0.26	0.34	0.17	296	289	595	584	51%
Y02	2800	400	200	400	44.22	286	278	0.27	0.34	0.17	177	172	356	349	80%
Y03	2250	400	200	400	44.22	296	129	0.36	0.34	0.17	139	136	280	275	47%
Y04	4400	400	200	400	44.22	372	262	0.22	0.34	0.17	286	279	575	564	46%
Y05	2000	400	200	400	44.22	196	96	0.27	0.34	0.17	122	119	246	242	40%
Y06	4400	400	200	400	44.22	377	257	0.22	0.34	0.17	286	279	575	564	46%
Y07	2000	400	200	400	44.22	198	94	0.27	0.34	0.17	122	119	246	242	39%
Y08	4550	400	200	400	44.22	422	242	0.24	0.34	0.17	296	289	595	584	41%
Y09	2800	400	200	400	44.22	284	225	0.27	0.34	0.17	177	172	356	349	64%
Y10	2250	400	200	400	44.22	286	106	0.35	0.34	0.17	139	136	280	275	39%

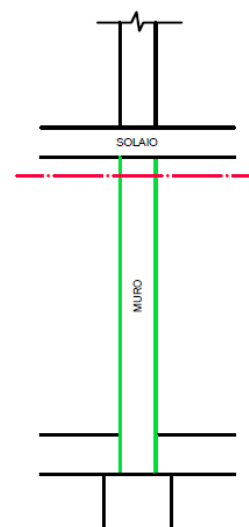
6.3 Caso studio a quattro piani

6.3.1 Verifica a pressoflessione per carichi laterali

Sezione di estremità

Tabella 6.14: Verifica a pressoflessione per carichi laterali: Sezione di estremità superiore-parete al piano terra

Sezione di estremità superiore-piano terra									
PARETE	A	L	e_1	λ	m	ϕ	N_{Rd}	N_{Ed}	VERIFICA
	m^2	m	m	-	-	-	kN	kN	%
X01	0.54	1.35	0.026	7.00	0.39	0.75	1147	240	21%
X02	0.98	2.45	0.021	7.00	0.31	0.77	863	410	48%
X03	0.72	1.8	0.030	7.00	0.44	0.73	596	81	14%
X04	0.72	1.8	0.030	7.00	0.44	0.73	596	81	14%
X05	0.98	2.45	0.021	7.00	0.31	0.77	863	410	48%
X06	0.54	1.35	0.018	7.00	0.27	0.78	483	373	77%
X07	0.24	0.6	0.035	7.00	0.53	0.70	190	60	31%
X08	0.24	0.6	0.035	7.00	0.53	0.70	190	60	31%
X09	1.12	2.8	0.027	7.00	0.40	0.74	944	101	11%
X10	0.54	1.35	0.030	7.00	0.44	0.73	446	62	14%
X11	1.12	2.8	0.037	7.00	0.56	0.69	877	608	69%
X12	0.60	1.5	0.031	7.00	0.47	0.72	490	82	17%
X13	1.72	4.3	0.028	7.00	0.43	0.73	1434	177	12%
X14	0.60	1.5	0.031	7.00	0.47	0.72	490	82	17%
X15	1.12	2.8	0.037	7.00	0.56	0.69	877	608	69%
X16	0.54	1.35	0.030	7.00	0.44	0.73	446	62	14%
Y01	1.82	4.55	0.036	7.00	0.55	0.69	1431	576	40%
Y02	1.12	2.8	0.037	7.00	0.56	0.68	874	470	54%
Y03	0.90	2.25	0.037	7.00	0.55	0.69	707	293	41%
Y04	1.76	4.4	0.025	7.00	0.38	0.75	1502	1086	72%
Y05	0.80	2	0.037	7.00	0.56	0.68	625	329	53%
Y06	1.76	4.4	0.025	7.00	0.38	0.75	1502	1086	72%
Y07	0.80	2	0.037	7.00	0.56	0.68	625	329	53%
Y08	1.82	4.55	0.036	7.00	0.55	0.69	1431	576	40%
Y09	1.12	2.8	0.037	7.00	0.56	0.68	874	470	54%
Y10	0.90	2.25	0.037	7.00	0.55	0.69	707	293	41%

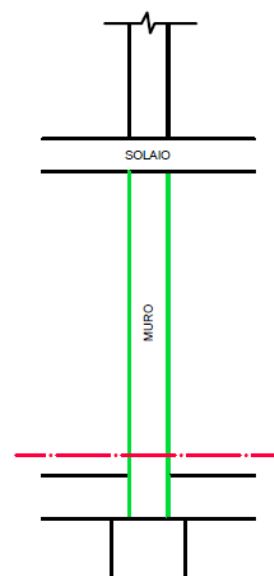


In analogia con il caso precedente, le verifiche risultano soddisfatte per tutti i maschi murari, sebbene si riscontri un grado di sfruttamento più prossimo ai limiti normativi. L'incremento delle sollecitazioni, dovuto alla maggiore massa dell'edificio a quattro piani, porta i tassi di impegno a valori più significativi.

Sezione di base

Tabella 6.15: Verifica a pressoflessione per carichi laterali: Sezione di base

Sezione di base									
PARETE	A	L	e ₁	λ	m	φ	N _{Rd}	N _{Ed}	VERIFICA
	m ²	m	m	-	-	-	kN	kN	%
X01	0.54	1.35	0.014	7.00	0.21	0.81	497	248	50%
X02	0.98	2.45	0.014	7.00	0.21	0.81	901	425	47%
X03	0.72	1.8	0.014	7.00	0.21	0.81	662	92	14%
X04	0.72	1.8	0.014	7.00	0.21	0.81	662	92	14%
X05	0.98	2.45	0.014	7.00	0.21	0.81	901	425	47%
X06	0.54	1.35	0.014	7.00	0.21	0.81	497	382	77%
X07	0.24	0.6	0.014	7.00	0.21	0.81	221	64	29%
X08	0.24	0.6	0.014	7.00	0.21	0.81	221	64	29%
X09	1.12	2.8	0.014	7.00	0.21	0.81	1030	119	12%
X10	0.54	1.35	0.014	7.00	0.21	0.81	497	70	14%
X11	1.12	2.8	0.014	7.00	0.21	0.81	1030	625	61%
X12	0.60	1.5	0.014	7.00	0.21	0.81	552	91	16%
X13	1.72	4.3	0.014	7.00	0.21	0.81	1582	203	13%
X14	0.60	1.5	0.014	7.00	0.21	0.81	552	91	16%
X15	1.12	2.8	0.014	7.00	0.21	0.81	1030	625	61%
X16	0.54	1.35	0.014	7.00	0.21	0.81	497	70	14%
Y01	1.82	4.55	0.014	7.00	0.21	0.81	1674	604	36%
Y02	1.12	2.8	0.014	7.00	0.21	0.81	1030	487	47%
Y03	0.90	2.25	0.014	7.00	0.21	0.81	828	307	37%
Y04	1.76	4.4	0.014	7.00	0.21	0.81	1619	1113	69%
Y05	0.80	2	0.014	7.00	0.21	0.81	736	342	46%
Y06	1.76	4.4	0.014	7.00	0.21	0.81	1619	1113	69%
Y07	0.80	2	0.014	7.00	0.21	0.81	736	342	46%
Y08	1.82	4.55	0.014	7.00	0.21	0.81	1674	604	36%
Y09	1.12	2.8	0.014	7.00	0.21	0.81	1030	487	47%
Y10	0.90	2.25	0.014	7.00	0.21	0.81	828	307	37%



Le verifiche risultano soddisfatte per tutti i maschi murari, sebbene si riscontri un grado di sfruttamento più prossimo ai limiti normativi per le pareti lungo Y.

6.3.2 Analisi modale

L'analisi modale evidenzia un comportamento dinamico regolare, con i primi tre modi che mobilitano gran parte della massa partecipante. Il primo modo risulta puramente traslazionale in direzione Y ($T = 0.2802$ s), mentre il secondo è dominante in direzione X ($T = 0.2584$ s). Il terzo modo è spiccatamente torsionale, come confermato dalla massa rotazionale del 63,24%. Il raggiungimento del 95% della massa partecipante avviene entro

i primi 5-6 modi per tutte le componenti principali, garantendo l'accuratezza della successiva analisi. Le frequenze naturali, sensibilmente inferiori rispetto ai modelli precedenti, riflettono la maggiore deformabilità della struttura all'aumentare dei piani.

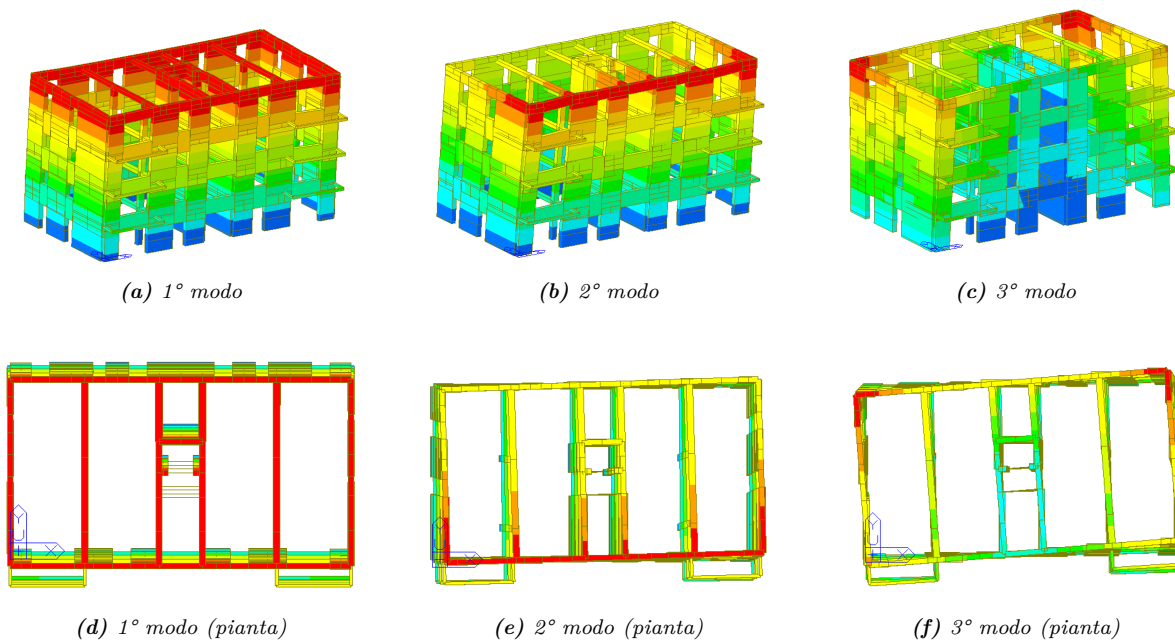


Figura 6.4: Analisi modale dell'edificio a quattro piani: confronto tra i primi tre modi di vibrare.

Tabella 6.16: Risultati Analisi Modale: Frequenze e Periodi propri.

Modo	ω [rad/s]	f [Hz]	T [s]	Tolleranza
1	22.4238	3.5689	0.2802	0.0000e+00
2	24.3122	3.8694	0.2584	0.0000e+00
3	34.3486	5.4668	0.1829	0.0000e+00
4	64.8185	10.3162	0.0969	0.0000e+00
5	65.1875	10.3749	0.0964	0.0000e+00
6	77.7479	12.3740	0.0808	0.0000e+00
7	97.2540	15.4785	0.0646	3.6903e-127
8	99.1986	15.7880	0.0633	6.2402e-126
9	122.2187	19.4517	0.0514	6.6751e-108
10	127.2261	20.2487	0.0494	1.4894e-103
11	129.5479	20.6182	0.0485	9.1818e-103
12	143.7124	22.8725	0.0437	3.6650e-93
13	144.8452	23.0528	0.0434	1.0201e-92
14	150.6537	23.9773	0.0417	4.6341e-90
15	153.6304	24.4510	0.0409	3.7438e-87

Tabella 6.17: Masse Partecipanti Modali (Percentuali e Cumulative).

Modo No.	TRAN-Y (%)		TRAN-X (%)		TRAN-Z (%)		ROTN-Y (%)		ROTN-X (%)		ROTN-Z (%)	
	Mass	Sum	Mass	Sum	Mass	Sum	Mass	Sum	Mass	Sum	Mass	Sum
1	55.73	55.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.07	3.07	0.00	0.00
2	0.00	55.73	53.48	53.48	0.00	0.00	2.52	2.52	0.00	3.07	4.79	4.79
3	0.00	55.73	5.43	58.91	0.00	0.00	0.03	2.55	0.00	3.08	63.24	68.03
4	3.19	58.92	26.07	84.98	0.00	0.00	10.33	12.88	1.29	4.36	2.78	70.81
5	31.24	90.16	2.75	87.73	0.00	0.00	1.12	14.00	12.07	16.43	0.14	70.95
6	0.01	90.17	2.93	90.65	0.00	0.00	2.40	16.40	0.00	16.43	26.28	97.23
7	0.02	90.19	8.66	99.31	0.00	0.00	23.61	40.01	0.05	16.48	0.85	98.08
8	9.62	99.81	0.01	99.32	0.00	0.00	0.04	40.05	25.60	42.08	0.02	98.10
9	0.00	99.81	0.00	99.33	0.00	0.00	0.15	40.20	0.00	42.08	0.45	98.55
10	0.00	99.82	0.00	99.33	0.00	0.00	0.01	40.21	0.12	42.20	0.06	98.61
11	0.00	99.82	0.16	99.49	0.00	0.00	1.28	41.50	0.00	42.20	1.20	99.80
12	0.00	99.82	0.00	99.49	0.00	0.00	0.02	41.51	0.00	42.20	0.02	99.82
13	0.00	99.82	0.01	99.50	0.00	0.00	0.01	41.52	0.00	42.20	0.00	99.82
14	0.00	99.82	0.00	99.50	0.00	0.00	0.02	41.54	0.00	42.20	0.01	99.83
15	0.00	99.82	0.25	99.76	0.00	0.00	1.07	42.61	0.00	42.21	0.06	99.89

6.3.3 Verifica a Pressoflessione dei maschi murari

Le considerazioni in merito al metodo utilizzato per la verifica è il medesimo di quanto riportato nel caso precedente, perciò per evitare ripetizioni si rimanda a §6.2.4. Come si evince dai risultati riportati nella Tab. 6.20, i rapporti di verifica per alcuni elementi strutturali risultano prossimi ai limiti normativi di sicurezza. Nello specifico, per garantire il rispetto dei coefficienti di sicurezza (mantenendo l'indice di sfruttamento rigorosamente al di sotto del 100%), si è resa necessaria l'inserimento di armatura intermedia. Tale accorgimento ha permesso di incrementare la capacità portante dei maschi murari più sollecitati, portando le verifiche a esito positivo.

Tabella 6.18: Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,075$.

$\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,075$												
PARETE	B	t	c	d ₁	d ₂	d ₃	A _s	M _{Ed}	N _{Ed}	σ ₀	M _{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	kNm	kN	MPa	kNm	%
X01	1350	400	200	∅ 12		∅ 12	113.09	51	155	0.287	110	46%
X02	2450	400	200	∅ 12		∅ 12	113.09	182	457	0.466	369	49%
X03	1800	400	200	∅ 12		∅ 12	113.09	85	247	0.343	198	43%
X04	1800	400	200	∅ 12		∅ 12	113.09	85	210	0.292	186	46%
X05	2450	400	200	∅ 12		∅ 12	113.09	176	456	0.465	369	48%
X06	1350	400	200	∅ 12		∅ 12	113.09	49	160	0.296	111	44%
X07	600	400	200				0.00	4	105	0.439	17	20%
X08	600	400	200				0.00	4	105	0.439	17	20%
X09	2800	400	200	∅ 12		∅ 12	113.09	120	357	0.319	428	28%
X10	1350	400	200	∅ 12		∅ 12	113.09	38	179	0.331	116	33%
X11	2800	400	200	∅ 12		∅ 12	113.09	164	409	0.365	449	37%
X12	1500	400	200	∅ 12		∅ 12	113.09	45	219	0.366	145	31%
X13	4300	400	200	∅ 12		∅ 12	113.09	352	522	0.303	921	38%
X14	1500	400	200	∅ 12		∅ 12	113.09	44	219	0.365	145	31%
X15	2800	400	200	∅ 12		∅ 12	113.09	162	410	0.366	450	36%
X16	1350	400	200	∅ 12		∅ 12	113.09	38	181	0.335	116	32%
Y01	4550	400	200	∅ 12		∅ 12	113.09	546	511	0.281	985	55%
Y02	2800	400	200	∅ 12		∅ 12	113.09	223	360	0.322	429	52%
Y03	2250	400	200	∅ 12		∅ 12	113.09	136	286	0.318	287	47%
Y04	4400	400	200	∅ 12		∅ 12	113.09	468	502	0.285	933	50%
Y05	2000	400	200	∅ 12		∅ 12	113.09	97	364	0.455	255	38%
Y06	4400	400	200	∅ 12		∅ 12	113.09	461	502	0.285	933	49%
Y07	2000	400	200	∅ 12		∅ 12	113.09	95	364	0.455	255	37%
Y08	4550	400	200	∅ 12		∅ 12	113.09	488	497	0.273	972	50%
Y09	2800	400	200	∅ 12		∅ 12	113.09	202	361	0.322	429	47%
Y10	2250	400	200	∅ 12		∅ 12	113.09	125	284	0.315	286	44%

Tabella 6.19: Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,15$.

$\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,15$												
PARETE	B	t	c	d ₁	d ₂	d ₃	A _s	M _{Ed}	N _{Ed}	σ ₀	M _{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	kNm	kN	MPa	kNm	%
X01	1350	400	200	1Ø 16		1Ø 16	201.06	91	117	0.216	126	72%
X02	2450	400	200	1Ø 16		1Ø 16	201.06	355	528	0.538	427	83%
X03	1800	400	200	1Ø 16		1Ø 16	201.06	161	265	0.368	244	66%
X04	1800	400	200	1Ø 16		1Ø 16	201.06	161	191	0.265	221	73%
X05	2450	400	200	1Ø 16		1Ø 16	201.06	345	525	0.536	428	81%
X06	1350	400	200	1Ø 16		1Ø 16	201.06	88	123	0.228	128	69%
X07	600	400	200				0.00	7	108	0.450	17	38%
X08	600	400	200				0.00	6	108	0.449	17	37%
X09	2800	400	200	1Ø 16		1Ø 16	201.06	236	331	0.296	486	49%
X10	1350	400	200	1Ø 16		1Ø 16	201.06	66	210	0.390	150	44%
X11	2800	400	200	1Ø 16		1Ø 16	201.06	305	451	0.403	533	57%
X12	1500	400	200	1Ø 16		1Ø 16	201.06	85	232	0.386	180	47%
X13	4300	400	200	1Ø 16		1Ø 16	201.06	691	533	0.310	1046	66%
X14	1500	400	200	1Ø 16		1Ø 16	201.06	84	231	0.385	180	47%
X15	2800	400	200	1Ø 16		1Ø 16	201.06	300	453	0.404	533	56%
X16	1350	400	200	1Ø 16		1Ø 16	201.06	64	213	0.395	150	43%
Y01	4550	400	200	1Ø 16		1Ø 16	201.06	546	595	0.327	1181	46%
Y02	2800	400	200	1Ø 16		1Ø 16	201.06	416	374	0.334	507	82%
Y03	2250	400	200	1Ø 16		1Ø 16	201.06	229	368	0.409	366	63%
Y04	4400	400	200	1Ø 16		1Ø 16	201.06	909	518	0.294	1067	85%
Y05	2000	400	200	1Ø 16		1Ø 16	201.06	190	398	0.498	303	63%
Y06	4400	400	200	1Ø 16		1Ø 16	201.06	896	517	0.294	1066	84%
Y07	2000	400	200	1Ø 16		1Ø 16	201.06	187	398	0.497	303	62%
Y08	4550	400	200	1Ø 16		1Ø 16	201.06	820	573	0.315	1164	70%
Y09	2800	400	200	1Ø 16		1Ø 16	201.06	373	374	0.334	507	74%
Y10	2250	400	200	1Ø 16		1Ø 16	201.06	207	362	0.403	365	57%

Tabella 6.20: Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,25$.

$\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,25$												
PARETE	B	t	c	d₁	d₂	d₃	A_s	M_{Ed}	N_{Ed}	σ₀	M_{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	kNm	kN	MPa	kNm	%
X01	1350	400	200	1Ø 20		1Ø 20	314.15	132	78	0.145	146	90%
X02	2450	400	200	1Ø 20	1Ø 20	1Ø 20	314.15	531	599	0.611	545	97%
X03	1800	400	200	1Ø 20		1Ø 20	314.15	237	282	0.392	301	79%
X04	1800	400	200	1Ø 20		1Ø 20	314.15	238	172	0.239	266	89%
X05	2450	400	200	1Ø 20	1Ø 20	1Ø 20	314.15	516	596	0.608	545	95%
X06	1350	400	200	1Ø 20		1Ø 20	314.15	128	86	0.159	150	85%
X07	600	400	200			1Ø 0	0.00	10	110	0.460	17	55%
X08	600	400	200			1Ø 0	0.00	10	110	0.459	17	55%
X09	2800	400	200	1Ø 20		1Ø 20	314.15	353	305	0.272	563	63%
X10	1350	400	200	1Ø 20		1Ø 20	314.15	93	242	0.448	189	49%
X11	2800	400	200	1Ø 20		1Ø 20	314.15	447	493	0.440	633	71%
X12	1500	400	200	1Ø 20		1Ø 20	314.15	126	244	0.407	224	56%
X13	4300	400	200	1Ø 20		1Ø 20	314.15	1034	545	0.317	1205	86%
X14	1500	400	200	1Ø 20		1Ø 20	314.15	123	243	0.405	224	55%
X15	2800	400	200	1Ø 20		1Ø 20	314.15	440	495	0.442	633	69%
X16	1350	400	200	1Ø 20		1Ø 20	314.15	91	247	0.457	189	48%
Y01	4550	400	200	1Ø 20		1Ø 20	314.15	1305	680	0.374	1394	94%
Y02	2800	400	200	1Ø 22		1Ø 22	380.12	610	388	0.346	659	93%
Y03	2250	400	200	1Ø 20		1Ø 20	314.15	323	450	0.501	443	73%
Y04	4400	400	200	1Ø 20	1Ø 20	1Ø 20	314.15	1354	533	0.303	1385	98%
Y05	2000	400	200	1Ø 20		1Ø 20	314.15	284	433	0.541	362	78%
Y06	4400	400	200	1Ø 20	1Ø 20	1Ø 20	314.15	1336	533	0.303	1385	96%
Y07	2000	400	200	1Ø 20		1Ø 20	314.15	280	432	0.540	362	77%
Y08	4550	400	200	1Ø 20		1Ø 20	314.15	1155	650	0.357	1377	84%
Y09	2800	400	200	1Ø 20		1Ø 20	314.15	546	387	0.345	605	90%
Y10	2250	400	200	1Ø 20		1Ø 20	314.15	290	442	0.491	443	66%

6.3.4 Verifica a taglio dei maschi murari

Dall'analisi dei risultati delle verifiche a taglio, con particolare riferimento allo scenario più gravoso riportato nella Tab. 6.23, emerge una criticità. Si osserva, infatti, che le sollecitazioni agenti superano la capacità resistente dei setti anche ipotizzando la massima densità di armatura possibile (ovvero con disposizione in ogni corso orizzontale). Nemmeno il ricorso a una redistribuzione delle sollecitazioni tra i vari maschi murari consente di riportare i rapporti di verifica entro i limiti normativi.

Tabella 6.21: Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,075$.

PARETE	B	t	c	s	$T_{yd} (\phi 12)$	$\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,075$									VERIFICA
						N	V	σ_n	f_{vk}	f_{vd}	$V_{t,M}$	$V_{t,S}$	$V_{t,c}$	V_{Rd}	
	mm	mm	mm	mm	kN	kN	kN	MPa	MPa	MPa	kN	kN	kN	kN	
X01	1350	400	200	400	44.22	155	31	0.37	0.34	0.17	71	69	142	139	23%
X02	2450	400	200	400	44.22	457	126	0.53	0.34	0.17	145	142	292	287	44%
X03	1800	400	200	400	44.22	247	66	0.42	0.34	0.17	101	99	203	200	33%
X04	1800	400	200	400	44.22	210	67	0.35	0.34	0.17	101	99	203	200	34%
X05	2450	400	200	400	44.22	456	123	0.53	0.34	0.17	145	142	292	287	43%
X06	1350	400	200	400	44.22	160	30	0.38	0.34	0.17	71	69	142	139	22%
X07	600	400	200	400	44.22	105	2	0.92	0.34	0.17	20	19	39	39	6%
X08	600	400	200	400	44.22	105	2	0.92	0.34	0.17	20	19	39	39	6%
X09	2800	400	200	400	44.22	357	40	0.34	0.34	0.17	177	172	356	349	11%
X10	1350	400	200	400	44.22	179	29	0.39	0.34	0.17	78	76	157	154	19%
X11	2800	400	200	400	44.22	409	110	0.39	0.34	0.17	177	172	356	349	31%
X12	1500	400	200	400	44.22	219	54	0.42	0.34	0.17	88	86	178	175	31%
X13	4300	400	200	400	44.22	522	149	0.32	0.34	0.17	279	272	561	551	27%
X14	1500	400	200	400	44.22	219	53	0.42	0.34	0.17	88	86	178	175	30%
X15	2800	400	200	400	44.22	410	108	0.39	0.34	0.17	177	172	356	349	31%
X16	1350	400	200	400	44.22	181	29	0.39	0.34	0.17	78	76	157	154	19%
Y01	4550	400	200	400	44.22	511	158	0.56	0.34	0.17	155	151	311	306	52%
Y02	2800	400	200	400	44.22	360	139	0.36	0.34	0.17	169	165	340	334	42%
Y03	2250	400	200	400	44.22	286	73	0.37	0.34	0.17	132	129	265	260	28%
Y04	4400	400	200	400	44.22	502	123	0.31	0.34	0.17	278	271	559	549	22%
Y05	2000	400	200	400	44.22	364	47	0.54	0.34	0.17	115	112	231	227	21%
Y06	4400	400	200	400	44.22	502	122	0.31	0.34	0.17	278	271	559	549	22%
Y07	2000	400	200	400	44.22	364	46	0.54	0.34	0.17	115	112	231	227	20%
Y08	4550	400	200	400	44.22	497	139	0.29	0.34	0.17	288	281	580	569	24%
Y09	2800	400	200	400	44.22	361	123	0.36	0.34	0.17	169	165	340	334	37%
Y10	2250	400	200	400	44.22	284	66	0.37	0.34	0.17	132	129	265	260	26%

Tabella 6.22: Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,15$.

$\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,15$															
PARETE	B	t	c	s	$T_{yd} (\phi 12)$	N	V	σ_n	f_{vk}	f_{vd}	$V_{t,M}$	$V_{t,S}$	$V_{t,c}$	V_{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	kN	kN	kN	MPa	MPa	MPa	kN	kN	kN	kN	%
X01	1350	400	200	400	44.22	117	56	0.25	0.34	0.17	78	76	157	154	36%
X02	2450	400	200	400	44.22	528	240	0.59	0.34	0.17	153	149	308	302	80%
X03	1800	400	200	400	44.22	265	127	0.41	0.34	0.17	109	106	219	215	59%
X04	1800	400	200	400	44.22	191	130	0.30	0.34	0.17	109	106	219	215	60%
X05	2450	400	200	400	44.22	525	235	0.58	0.34	0.17	153	149	308	302	78%
X06	1350	400	200	400	44.22	123	54	0.27	0.34	0.17	78	76	157	154	35%
X07	600	400	200	400	44.22	108	4	0.67	0.34	0.17	27	27	55	54	7%
X08	600	400	200	400	44.22	108	4	0.67	0.34	0.17	27	27	55	54	7%
X09	2800	400	200	400	44.22	331	79	0.32	0.34	0.17	177	172	356	349	22%
X10	1350	400	200	400	44.22	210	51	0.46	0.34	0.17	78	76	157	154	33%
X11	2800	400	200	400	44.22	451	202	0.43	0.34	0.17	177	172	356	349	58%
X12	1500	400	200	400	44.22	232	102	0.45	0.34	0.17	88	86	178	175	58%
X13	4300	400	200	400	44.22	533	292	0.33	0.34	0.17	279	272	561	551	53%
X14	1500	400	200	400	44.22	231	99	0.44	0.34	0.17	88	86	178	175	57%
X15	2800	400	200	400	44.22	453	198	0.44	0.34	0.17	177	172	356	349	57%
X16	1350	400	200	400	44.22	213	49	0.46	0.34	0.17	78	76	157	154	32%
Y01	4550	400	200	400	44.22	595	272	0.65	0.34	0.17	155	151	311	306	89%
Y02	2800	400	200	400	44.22	374	253	0.38	0.34	0.17	169	165	340	334	76%
Y03	2250	400	200	400	44.22	368	122	0.47	0.34	0.17	132	129	265	260	47%
Y04	4400	400	200	400	44.22	518	235	0.32	0.34	0.17	278	271	559	549	43%
Y05	2000	400	200	400	44.22	398	89	0.59	0.34	0.17	115	112	231	227	39%
Y06	4400	400	200	400	44.22	517	232	0.32	0.34	0.17	278	271	559	549	42%
Y07	2000	400	200	400	44.22	398	88	0.59	0.34	0.17	115	112	231	227	39%
Y08	4550	400	200	400	44.22	573	236	0.34	0.34	0.17	288	281	580	569	42%
Y09	2800	400	200	400	44.22	374	222	0.38	0.34	0.17	169	165	340	334	66%
Y10	2250	400	200	400	44.22	362	109	0.47	0.34	0.17	132	129	265	260	42%

Tabella 6.23: Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,25$.

PARETE	B	t	c	s	T _{yd} (φ12)	$\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,25$							VERIFICA		
						N	V	σ _n	f _{vk}	f _{vd}	V _{t,M}	V _{t,S}		V _{t,c}	V _{Rd}
	mm	mm	mm	mm	kN	kN	kN	MPa	MPa	MPa	kN	kN	kN	kN	
X01	1350	400	200	200	44.22	78	80	0.17	0.34	0.17	78	153	157	157	51%
X02	2450	400	200	200	44.22	599	356	0.67	0.34	0.17	153	298	308	308	116%
X03	1800	400	200	200	44.22	282	189	0.44	0.34	0.17	109	212	219	219	86%
X04	1800	400	200	200	44.22	172	193	0.27	0.34	0.17	109	212	219	219	88%
X05	2450	400	200	200	44.22	596	347	0.66	0.34	0.17	153	298	308	308	113%
X06	1350	400	200	200	44.22	86	77	0.19	0.34	0.17	78	153	157	157	49%
X07	600	400	200	200	44.22	110	5	0.69	0.34	0.17	27	53	55	55	10%
X08	600	400	200	200	44.22	110	5	0.69	0.34	0.17	27	53	55	55	10%
X09	2800	400	200	200	44.22	305	118	0.29	0.34	0.17	177	345	356	356	33%
X10	1350	400	200	200	44.22	242	72	0.53	0.34	0.17	78	153	157	157	46%
X11	2800	400	200	200	44.22	493	294	0.47	0.34	0.17	177	345	356	356	83%
X12	1500	400	200	200	44.22	244	150	0.47	0.34	0.17	88	172	178	178	84%
X13	4300	400	200	200	44.22	545	437	0.33	0.34	0.17	279	544	561	561	78%
X14	1500	400	200	200	44.22	243	147	0.47	0.34	0.17	88	172	178	178	83%
X15	2800	400	200	200	44.22	495	288	0.48	0.34	0.17	177	345	356	356	81%
X16	1350	400	200	200	44.22	247	70	0.54	0.34	0.17	78	153	157	157	45%
Y01	4550	400	200	200	44.22	680	388	0.39	0.34	0.17	296	577	595	595	65%
Y02	2800	400	200	200	44.22	388	369	0.37	0.34	0.17	177	345	356	356	104%
Y03	2250	400	200	200	44.22	450	171	0.55	0.34	0.17	139	272	280	280	61%
Y04	4400	400	200	200	44.22	533	349	0.32	0.34	0.17	286	557	575	575	61%
Y05	2000	400	200	200	44.22	433	132	0.60	0.34	0.17	122	239	246	246	54%
Y06	4400	400	200	200	44.22	533	343	0.32	0.34	0.17	286	557	575	575	60%
Y07	2000	400	200	200	44.22	432	130	0.60	0.34	0.17	122	239	246	246	53%
Y08	4550	400	200	200	44.22	650	335	0.37	0.34	0.17	296	577	595	595	56%
Y09	2800	400	200	200	44.22	387	321	0.37	0.34	0.17	177	345	356	356	90%
Y10	2250	400	200	200	44.22	442	151	0.54	0.34	0.17	139	272	280	280	54%

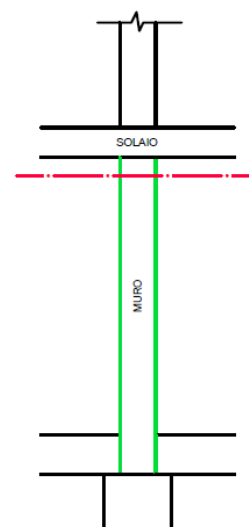
6.4 Caso studio a cinque piani

6.4.1 Verifica a pressoflessione per carichi laterali

Sezione di estremità

Tabella 6.24: Verifica a pressoflessione per carichi laterali: Sezione di estremità superiore-parete al piano terra

Sezione di estremità superiore-piano terra									
PARETE	A	L	e_1	λ	m	ϕ	N_{Rd}	N_{Ed}	VERIFICA
	m^2	m	m	-	-	-	kN	kN	%
X01	0.54	1.35	0.023	7.00	0.35	0.76	467	305	65%
X02	0.98	2.45	0.019	7.00	0.29	0.78	871	515	59%
X03	0.72	1.8	0.026	7.00	0.39	0.74	611	105	17%
X04	0.72	1.8	0.026	7.00	0.39	0.74	611	105	17%
X05	0.98	2.45	0.019	7.00	0.29	0.78	871	515	59%
X06	0.54	1.35	0.023	7.00	0.35	0.76	467	305	65%
X07	0.24	0.6	0.031	7.00	0.46	0.72	197	76	39%
X08	0.24	0.6	0.031	7.00	0.46	0.72	197	76	39%
X09	1.12	2.8	0.024	7.00	0.36	0.76	964	132	14%
X10	0.54	1.35	0.026	7.00	0.39	0.74	458	79	17%
X11	1.12	2.8	0.032	7.00	0.48	0.71	908	765	84%
X12	0.60	1.5	0.028	7.00	0.41	0.74	504	105	21%
X13	1.72	4.3	0.025	7.00	0.38	0.75	1468	229	16%
X14	0.60	1.5	0.028	7.00	0.41	0.74	504	105	21%
X15	1.12	2.8	0.032	7.00	0.48	0.71	908	765	84%
X16	0.54	1.35	0.026	7.00	0.39	0.74	458	79	17%
Y01	1.82	4.55	0.032	7.00	0.47	0.71	1483	733	49%
Y02	1.12	2.8	0.032	7.00	0.49	0.71	908	597	66%
Y03	0.90	2.25	0.032	7.00	0.48	0.71	733	373	51%
Y04	1.76	4.4	0.023	7.00	0.34	0.76	1528	1395	91%
Y05	0.80	2	0.032	7.00	0.49	0.71	648	419	65%
Y06	1.76	4.4	0.023	7.00	0.34	0.76	1528	1395	91%
Y07	0.80	2	0.032	7.00	0.49	0.71	648	419	65%
Y08	1.82	4.55	0.032	7.00	0.47	0.71	1483	733	49%
Y09	1.12	2.8	0.032	7.00	0.49	0.71	908	597	66%
Y10	0.90	2.25	0.032	7.00	0.48	0.71	733	373	51%

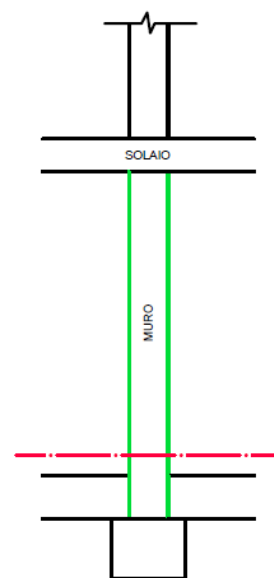


In analogia con il caso precedente, le verifiche risultano soddisfatte per tutti i maschi murari. Però occorre commentare che l'analisi dei rapporti di sfruttamento evidenzia come la configurazione a cinque impalcati rappresenti il limite prestazionale massimo raggiungibile per la tipologia di blocco in esame.

Sezione di base

Tabella 6.25: Verifica a pressoflessione per carichi laterali: Sezione di base

Sezione di base									
PARETE	A	L	e ₁	λ	m	φ	N _{Rd}	N _{Ed}	VERIFICA
	m ²	m	m	-	-	-	kN	kN	%
X01	0.54	1.35	0.014	7.00	0.21	0.81	497	313	63%
X02	0.98	2.45	0.014	7.00	0.21	0.81	901	392	44%
X03	0.72	1.8	0.014	7.00	0.21	0.81	662	116	18%
X04	0.72	1.8	0.014	7.00	0.21	0.81	662	116	18%
X05	0.98	2.45	0.014	7.00	0.21	0.81	901	392	44%
X06	0.54	1.35	0.014	7.00	0.21	0.81	497	313	63%
X07	0.24	0.6	0.014	7.00	0.21	0.81	221	80	36%
X08	0.24	0.6	0.014	7.00	0.21	0.81	221	80	36%
X09	1.12	2.8	0.014	7.00	0.21	0.81	1030	149	14%
X10	0.54	1.35	0.014	7.00	0.21	0.81	497	88	18%
X11	1.12	2.8	0.014	7.00	0.21	0.81	1030	309	30%
X12	0.60	1.5	0.014	7.00	0.21	0.81	552	114	21%
X13	1.72	4.3	0.014	7.00	0.21	0.81	1582	256	16%
X14	0.60	1.5	0.014	7.00	0.21	0.81	552	114	21%
X15	1.12	2.8	0.014	7.00	0.21	0.81	1030	309	30%
X16	0.54	1.35	0.014	7.00	0.21	0.81	497	88	18%
Y01	1.82	4.55	0.014	7.00	0.21	0.81	1674	761	45%
Y02	1.12	2.8	0.014	7.00	0.21	0.81	1030	614	60%
Y03	0.90	2.25	0.014	7.00	0.21	0.81	828	387	47%
Y04	1.76	4.4	0.014	7.00	0.21	0.81	1619	1140	70%
Y05	0.80	2	0.014	7.00	0.21	0.81	736	431	59%
Y06	1.76	4.4	0.014	7.00	0.21	0.81	1619	1140	70%
Y07	0.80	2	0.014	7.00	0.21	0.81	736	431	59%
Y08	1.82	4.55	0.014	7.00	0.21	0.81	1674	761	45%
Y09	1.12	2.8	0.014	7.00	0.21	0.81	1030	614	60%
Y10	0.90	2.25	0.014	7.00	0.21	0.81	828	387	47%



Le verifiche risultano soddisfatte per tutti i maschi murari, sebbene si riscontri un grado di sfruttamento più prossimo ai limiti normativi per le pareti lungo Y.

6.4.2 Analisi modale

L'analisi modale evidenzia un comportamento dinamico regolare, con i primi tre modi che mobilitano gran parte della massa partecipante. Il primo modo risulta puramente traslazionale in direzione Y ($T = 0.3686$ s), mentre il secondo è dominante in direzione X ($T = 0.3355$ s). Il terzo modo è spiccatamente torsionale, come confermato dalla massa rotazionale del 58,24%. Il raggiungimento del 95% della massa partecipante avviene entro

i primi 5-6 modi per tutte le componenti principali, garantendo l'accuratezza della successiva analisi. Le frequenze naturali, sensibilmente inferiori rispetto ai modelli precedenti, riflettono la maggiore deformabilità della struttura all'aumentare dei piani.

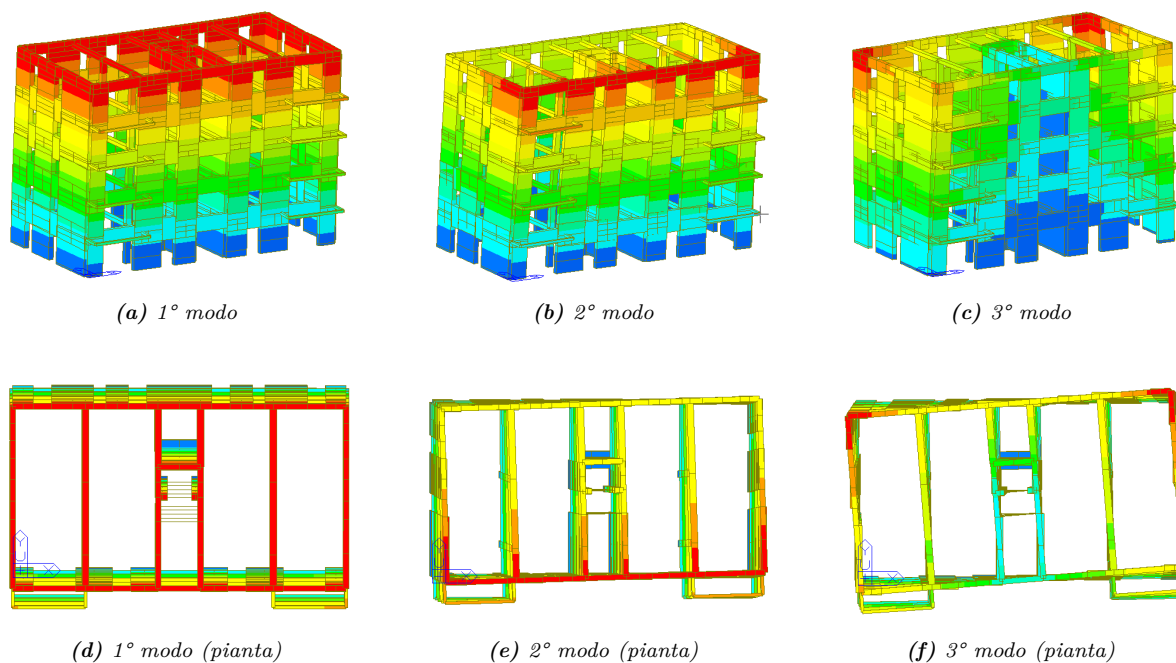


Figura 6.5: Analisi modale dell'edificio a cinque piani: confronto tra i primi tre modi di vibrare.

Tabella 6.26: Risultati Analisi Modale: Frequenze e Periodi propri.

Modo	ω [rad/s]	f [Hz]	T [s]	Tolleranza
1	17.0468	2.7131	0.3686	0.0000e+00
2	18.7262	2.9804	0.3355	0.0000e+00
3	27.2201	4.3322	0.2308	0.0000e+00
4	53.8848	8.5760	0.1166	0.0000e+00
5	54.1765	8.6225	0.1160	0.0000e+00
6	67.5535	10.7515	0.0930	0.0000e+00
7	85.6665	13.6342	0.0733	5.1793e-129
8	87.1940	13.8773	0.0721	1.0688e-126
9	107.1412	17.0520	0.0586	7.2351e-112
10	120.9425	19.2486	0.0520	7.0720e-99
11	121.7514	19.3773	0.0516	2.4366e-98
12	129.1968	20.5623	0.0486	8.3235e-95
13	135.9803	21.6419	0.0462	5.0003e-90
14	143.6536	22.8632	0.0437	1.1322e-84
15	144.8892	23.0598	0.0434	5.2579e-84

Tabella 6.27: Masse Partecipanti Modali (Percentuali e Cumulative).

Modo No.	TRAN-Y (%)		TRAN-X (%)		TRAN-Z (%)		ROTN-Y (%)		ROTN-X (%)		ROTN-Z (%)	
	Mass	Sum	Mass	Sum	Mass	Sum	Mass	Sum	Mass	Sum	Mass	Sum
1	54.83	54.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.76	3.76	0.00	0.00
2	0.00	54.83	52.07	52.07	0.00	0.00	3.24	3.24	0.00	3.76	4.63	4.64
3	0.00	54.83	5.02	57.09	0.00	0.00	0.10	3.34	0.00	3.76	58.24	62.88
4	0.63	55.46	23.02	80.11	0.00	0.00	5.17	8.51	0.15	3.92	2.45	65.33
5	27.00	82.45	0.53	80.64	0.00	0.00	0.12	8.63	5.91	9.83	0.02	65.35
6	0.00	82.45	2.95	83.59	0.00	0.00	1.60	10.23	0.02	9.84	28.13	93.48
7	0.16	82.62	14.66	98.25	0.00	0.00	27.72	37.95	0.33	10.17	1.29	94.77
8	16.46	99.08	0.14	98.39	0.00	0.00	0.29	38.24	31.15	41.32	0.03	94.80
9	0.01	99.10	0.49	98.88	0.00	0.00	2.30	40.54	0.01	41.33	4.76	99.56
10	0.17	99.26	0.17	99.05	0.00	0.00	0.92	41.46	0.48	41.81	0.24	99.79
11	0.40	99.66	0.12	99.16	0.00	0.00	0.61	42.07	1.33	43.14	0.02	99.82
12	0.00	99.66	0.51	99.67	0.00	0.00	2.54	44.61	0.02	43.16	0.00	99.82
13	0.23	99.90	0.00	99.67	0.00	0.00	0.00	44.61	2.04	45.20	0.00	99.82
14	0.00	99.90	0.00	99.67	0.00	0.00	0.00	44.61	0.00	45.20	0.00	99.83
15	0.00	99.90	0.00	99.67	0.00	0.00	0.00	44.61	0.00	45.20	0.00	99.83

6.4.3 Verifica a Pressoflessione dei maschi murari

Le considerazioni metodologiche relative ai criteri di verifica adottati ricalcano quanto già esposto per i casi precedenti; pertanto, al fine di garantire una trattazione sintetica, si rimanda alla descrizione dettagliata riportata nel §6.2.4.

Tabella 6.28: Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,075$.

$\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,075$												
<i>PARETE</i>	<i>B</i>	<i>t</i>	<i>c</i>	<i>d</i> ₁	<i>d</i> ₂	<i>d</i> ₃	<i>A</i> _s	<i>M</i> _{Ed}	<i>N</i> _{Ed}	<i>σ</i> ₀	<i>M</i> _{Rd}	<i>VERIFICA</i>
	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i> ²	<i>kNm</i>	<i>kN</i>	<i>MPa</i>	<i>kNm</i>	<i>%</i>
X01	1350	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	64	185	0.343	117	55%
X02	2450	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	237	602	0.614	349	68%
X03	1800	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	108	315	0.437	209	51%
X04	1800	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	108	256	0.355	200	54%
X05	2450	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	231	601	0.614	349	66%
X06	1350	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	62	190	0.352	118	53%
X07	600	400	200				0.00	4	128	0.531	17	25%
X08	600	400	200				0.00	4	127	0.531	17	25%
X09	2800	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	154	434	0.388	457	34%
X10	1350	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	48	232	0.430	124	39%
X11	2800	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	211	526	0.469	472	45%
X12	1500	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	59	275	0.458	151	39%
X13	4300	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	471	668	0.388	1010	47%
X14	1500	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	58	275	0.458	151	38%
X15	2800	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	210	527	0.471	472	45%
X16	1350	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	47	234	0.434	124	38%
Y01	4550	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	704	677	0.372	1109	64%
Y02	2800	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	286	460	0.411	463	62%
Y03	2250	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	169	381	0.423	312	54%
Y04	4400	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	618	628	0.357	1026	60%
Y05	2000	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	127	468	0.584	247	51%
Y06	4400	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	613	628	0.357	1026	60%
Y07	2000	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	126	467	0.584	247	51%
Y08	4550	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	645	659	0.362	1099	59%
Y09	2800	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	268	461	0.411	463	58%
Y10	2250	400	200	1Ø12		1Ø12	113.09	159	379	0.421	312	51%

Dall'analisi dei risultati emerge chiaramente come la configurazione a cinque impalcati rappresenti una soglia critica per il sistema costruttivo in esame. Già in presenza di azioni sismiche di media intensità, i rapporti di sfruttamento lambiscono i limiti normativi (Tab. 6.29). Per eventi sismici di intensità medio-alta, la verifica a pressoflessione risulta non soddisfatta, nonostante l'adozione di armature longitudinali di diametro elevato ($\phi 22$) ai lembi dei maschi murari. È opportuno sottolineare che un ulteriore incremento dell'armatura longitudinale, aggiungendo una barra aggiuntiva alle estremità, non risul-

terebbe risolutivo: perchè i meccanismi resistenti a taglio non risulteranno verificati per tale configurazione.

Tabella 6.29: Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,15$.

$\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,15$												
PARETE	B	t	c	d₁	d₂	d₃	A_s	M_{Ed}	N_{Ed}	σ₀	M_{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	kNm	kN	MPa	kNm	%
X01	1350	400	200	1Ø16		1Ø16	201.06	117	135	0.249	132	88%
X02	2450	400	200	1Ø18	1Ø18	1Ø18	254.46	462	705	0.719	467	99%
X03	1800	400	200	1Ø16		1Ø16	201.06	204	341	0.473	253	81%
X04	1800	400	200	1Ø16		1Ø16	201.06	204	223	0.310	232	88%
X05	2450	400	200	1Ø18	1Ø18	1Ø18	254.46	452	703	0.718	467	97%
X06	1350	400	200	1Ø16		1Ø16	201.06	114	140	0.259	134	85%
X07	600	400	200				0.00	8	129	0.536	17	47%
X08	600	400	200				0.00	8	128	0.535	17	46%
X09	2800	400	200	1Ø16		1Ø16	201.06	303	394	0.351	515	59%
X10	1350	400	200	1Ø16		1Ø16	201.06	83	281	0.521	153	54%
X11	2800	400	200	1Ø16		1Ø16	201.06	395	590	0.526	541	73%
X12	1500	400	200	1Ø16		1Ø16	201.06	110	292	0.486	184	60%
X13	4300	400	200	1Ø16		1Ø16	201.06	925	689	0.401	1136	81%
X14	1500	400	200	1Ø16		1Ø16	201.06	109	291	0.485	184	59%
X15	2800	400	200	1Ø16		1Ø16	201.06	393	592	0.528	541	73%
X16	1350	400	200	1Ø16		1Ø16	201.06	82	284	0.527	153	53%
Y01	4550	400	200	1Ø16		1Ø16	201.06	704	812	0.446	1281	55%
Y02	2800	400	200	1Ø16		1Ø16	201.06	536	481	0.430	539	99%
Y03	2250	400	200	1Ø16		1Ø16	201.06	287	507	0.564	365	79%
Y04	4400	400	200	1Ø16		1Ø16	201.06	1205	643	0.366	1262	96%
Y05	2000	400	200	1Ø16		1Ø16	201.06	248	525	0.657	279	89%
Y06	4400	400	200	1Ø16		1Ø16	201.06	1195	643	0.365	1262	95%
Y07	2000	400	200	1Ø16		1Ø16	201.06	246	525	0.656	279	88%
Y08	4550	400	200	1Ø16		1Ø16	201.06	1102	785	0.431	1275	86%
Y09	2800	400	200	1Ø16		1Ø16	201.06	500	481	0.429	539	93%
Y10	2250	400	200	1Ø16		1Ø16	201.06	269	503	0.559	366	73%

Tabella 6.30: Risultati delle verifiche a pressoflessione per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,25$.

$\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,25$												
PARETE	B	t	c	d₁	d₂	d₃	A_s	M_{Ed}	N_{Ed}	σ₀	M_{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	kNm	kN	MPa	kNm	%
X01	1350	400	200	1Ø22		1Ø22	380.12	169	83	0.154	170	100%
X02	2450	400	200	1Ø22		1Ø22	380.12	690	809	0.826	523	132%
X03	1800	400	200	1Ø22		1Ø22	380.12	301	366	0.509	338	89%
X04	1800	400	200	1Ø22		1Ø22	380.12	301	191	0.265	306	98%
X05	2450	400	200	1Ø22		1Ø22	380.12	676	807	0.823	523	129%
X06	1350	400	200	1Ø22		1Ø22	380.12	165	89	0.165	173	96%
X07	600	400	200				0.00	12	130	0.540	17	69%
X08	600	400	200				0.00	12	129	0.539	17	69%
X09	2800	400	200	1Ø22		1Ø22	380.12	454	352	0.315	643	71%
X10	1350	400	200	1Ø22		1Ø22	380.12	118	331	0.613	205	58%
X11	2800	400	200	1Ø22		1Ø22	380.12	581	654	0.584	674	86%
X12	1500	400	200	1Ø22		1Ø22	380.12	162	308	0.514	251	65%
X13	4300	400	200	1Ø22		1Ø22	380.12	1384	711	0.413	1381	100%
X14	1500	400	200	1Ø22		1Ø22	380.12	160	307	0.512	251	64%
X15	2800	400	200	1Ø22		1Ø22	380.12	577	657	0.587	673	86%
X16	1350	400	200	1Ø22		1Ø22	380.12	116	335	0.621	204	57%
Y01	4550	400	200	1Ø22		1Ø22	380.12	1709	949	0.521	1534	111%
Y02	2800	400	200	1Ø22		1Ø22	380.12	790	503	0.449	688	115%
Y03	2250	400	200	1Ø22		1Ø22	380.12	407	635	0.706	433	94%
Y04	4400	400	200	1Ø22		1Ø22	380.12	1799	659	0.375	1558	115%
Y05	2000	400	200	1Ø22		1Ø22	380.12	371	584	0.730	351	106%
Y06	4400	400	200	1Ø22		1Ø22	380.12	1784	659	0.374	1558	114%
Y07	2000	400	200	1Ø22		1Ø22	380.12	368	583	0.729	351	105%
Y08	4550	400	200	1Ø22		1Ø22	380.12	1564	912	0.501	1538	102%
Y09	2800	400	200	1Ø22		1Ø22	380.12	735	501	0.448	688	107%
Y10	2250	400	200	1Ø22		1Ø22	380.12	380	628	0.698	437	87%

6.4.4 Verifica a taglio dei maschi murari

In linea con quanto precedentemente analizzato, i risultati delle verifiche a taglio confermano il soddisfacimento dei requisiti normativi per azioni sismiche di media intensità (Tab. 6.32). Tuttavia, al crescere dell'accelerazione sismica di progetto, il sistema evidenzia una carenza di capacità resistente: per eventi ad alta intensità, i rapporti di sfruttamento superano l'unità, rendendo le verifiche non soddisfatte (Tab. 6.33).

Tabella 6.31: Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,075$.

$\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,075$															
PARETE	B	t	c	s	T _{yd} (φ12)	N	V	σ _n	f _{vk}	f _{vd}	V _{t,M}	V _{t,S}	V _{t,c}	V _{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	kN	kN	kN	MPa	MPa	MPa	kN	kN	kN	kN	%
X01	1350	400	200	400	44.22	185	39	0.45	0.34	0.17	71	69	142	139	28%
X02	2450	400	200	400	44.22	602	155	0.70	0.34	0.17	145	142	292	287	54%
X03	1800	400	200	400	44.22	315	83	0.53	0.34	0.17	101	99	203	200	42%
X04	1800	400	200	400	44.22	256	85	0.43	0.34	0.17	101	99	203	200	42%
X05	2450	400	200	400	44.22	601	154	0.70	0.34	0.17	145	142	292	287	54%
X06	1350	400	200	400	44.22	190	38	0.46	0.34	0.17	71	69	142	139	27%
X07	600	400	200	400	44.22	128	3	1.11	0.34	0.17	20	19	39	39	7%
X08	600	400	200	400	44.22	127	3	1.11	0.34	0.17	20	19	39	39	7%
X09	2800	400	200	400	44.22	434	49	0.42	0.34	0.17	177	172	356	349	14%
X10	1350	400	200	400	44.22	232	36	0.51	0.34	0.17	78	76	157	154	23%
X11	2800	400	200	400	44.22	526	135	0.51	0.34	0.17	177	172	356	349	39%
X12	1500	400	200	400	44.22	275	69	0.53	0.34	0.17	88	86	178	175	39%
X13	4300	400	200	400	44.22	668	186	0.41	0.34	0.17	279	272	561	551	34%
X14	1500	400	200	400	44.22	275	68	0.53	0.34	0.17	88	86	178	175	39%
X15	2800	400	200	400	44.22	527	134	0.51	0.34	0.17	177	172	356	349	38%
X16	1350	400	200	400	44.22	234	36	0.51	0.34	0.17	78	76	157	154	23%
Y01	4550	400	200	400	44.22	677	192	0.74	0.34	0.17	155	151	311	306	63%
Y02	2800	400	200	400	44.22	460	168	0.46	0.34	0.17	169	165	340	334	50%
Y03	2250	400	200	400	44.22	381	89	0.49	0.34	0.17	132	129	265	260	34%
Y04	4400	400	200	400	44.22	628	150	0.38	0.34	0.17	278	271	559	549	27%
Y05	2000	400	200	400	44.22	468	59	0.69	0.34	0.17	115	112	231	227	26%
Y06	4400	400	200	400	44.22	628	149	0.38	0.34	0.17	278	271	559	549	27%
Y07	2000	400	200	400	44.22	467	58	0.69	0.34	0.17	115	112	231	227	26%
Y08	4550	400	200	400	44.22	659	173	0.39	0.34	0.17	288	281	580	569	30%
Y09	2800	400	200	400	44.22	461	155	0.46	0.34	0.17	169	165	340	334	46%
Y10	2250	400	200	400	44.22	379	83	0.49	0.34	0.17	132	129	265	260	32%

Tabella 6.32: Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,15$.

$\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,15$															
PARETE	B	t	c	s	$T_{yd} (\phi 12)$	N	V	σ_n	f_{vk}	f_{vd}	$V_{t,M}$	$V_{t,S}$	$V_{t,c}$	V_{Rd}	VERIFICA
	mm	mm	mm	mm	kN	kN	kN	MPa	MPa	MPa	kN	kN	kN	kN	%
X01	1350	400	200	400	44.22	135	70	0.29	0.34	0.17	78	76	157	154	45%
X02	2450	400	200	400	44.22	705	299	0.78	0.34	0.17	153	149	308	302	99%
X03	1800	400	200	400	44.22	341	161	0.53	0.34	0.17	109	106	219	215	75%
X04	1800	400	200	400	44.22	223	163	0.35	0.34	0.17	109	106	219	215	76%
X05	2450	400	200	400	44.22	703	294	0.78	0.34	0.17	153	149	308	302	97%
X06	1350	400	200	400	44.22	140	68	0.30	0.34	0.17	78	76	157	154	44%
X07	600	400	200	400	44.22	129	5	0.80	0.34	0.17	27	27	55	54	8%
X08	600	400	200	400	44.22	128	5	0.80	0.34	0.17	27	27	55	54	8%
X09	2800	400	200	400	44.22	394	96	0.38	0.34	0.17	177	172	356	349	28%
X10	1350	400	200	400	44.22	281	63	0.61	0.34	0.17	78	76	157	154	41%
X11	2800	400	200	400	44.22	590	250	0.57	0.34	0.17	177	172	356	349	72%
X12	1500	400	200	400	44.22	292	130	0.56	0.34	0.17	88	86	178	175	74%
X13	4300	400	200	400	44.22	689	364	0.42	0.34	0.17	279	272	561	551	66%
X14	1500	400	200	400	44.22	291	128	0.56	0.34	0.17	88	86	178	175	73%
X15	2800	400	200	400	44.22	592	248	0.57	0.34	0.17	177	172	356	349	71%
X16	1350	400	200	400	44.22	284	62	0.62	0.34	0.17	78	76	157	154	40%
Y01	4550	400	200	400	44.22	812	331	0.47	0.34	0.17	296	289	595	584	57%
Y02	2800	400	200	400	44.22	481	308	0.46	0.34	0.17	177	172	356	349	88%
Y03	2250	400	200	400	44.22	507	150	0.62	0.34	0.17	139	136	280	275	54%
Y04	4400	400	200	400	44.22	643	288	0.38	0.34	0.17	286	279	575	564	51%
Y05	2000	400	200	400	44.22	525	112	0.73	0.34	0.17	122	119	246	242	47%
Y06	4400	400	200	400	44.22	643	285	0.38	0.34	0.17	286	279	575	564	50%
Y07	2000	400	200	400	44.22	525	112	0.73	0.34	0.17	122	119	246	242	46%
Y08	4550	400	200	400	44.22	785	298	0.45	0.34	0.17	296	289	595	584	51%
Y09	2800	400	200	400	44.22	481	282	0.46	0.34	0.17	177	172	356	349	81%
Y10	2250	400	200	400	44.22	503	138	0.61	0.34	0.17	139	136	280	275	50%

Tabella 6.33: Risultati delle verifiche a taglio per lo scenario con $\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,25$.

PARETE	B mm	t mm	c mm	s mm	T _{yd} (φ12) kN	$\frac{a_{gs}}{S \cdot g} = 0,25$									VERIFICA %
						N kN	V kN	σ _n MPa	f _{vk} MPa	f _{vd} MPa	V _{t,M} kN	V _{t,S} kN	V _{t,c} kN	V _{Rd} kN	
X01	1350	400	200	400	44.22	83	101	0.18	0.34	0.17	78	76	157	154	65%
X02	2450	400	200	400	44.22	809	444	0.90	0.34	0.17	153	149	308	302	147%
X03	1800	400	200	400	44.22	366	240	0.57	0.34	0.17	109	106	219	215	111%
X04	1800	400	200	400	44.22	191	243	0.30	0.34	0.17	109	106	219	215	113%
X05	2450	400	200	400	44.22	807	437	0.90	0.34	0.17	153	149	308	302	144%
X06	1350	400	200	400	44.22	89	99	0.19	0.34	0.17	78	76	157	154	64%
X07	600	400	200	400	44.22	130	7	0.81	0.34	0.17	27	27	55	54	12%
X08	600	400	200	400	44.22	129	7	0.81	0.34	0.17	27	27	55	54	12%
X09	2800	400	200	400	44.22	352	144	0.34	0.34	0.17	177	172	356	349	41%
X10	1350	400	200	400	44.22	331	91	0.72	0.34	0.17	78	76	157	154	59%
X11	2800	400	200	400	44.22	654	367	0.63	0.34	0.17	177	172	356	349	105%
X12	1500	400	200	400	44.22	308	192	0.59	0.34	0.17	88	86	178	175	110%
X13	4300	400	200	400	44.22	711	545	0.43	0.34	0.17	279	272	561	551	99%
X14	1500	400	200	400	44.22	307	189	0.59	0.34	0.17	88	86	178	175	108%
X15	2800	400	200	400	44.22	657	362	0.63	0.34	0.17	177	172	356	349	104%
X16	1350	400	200	400	44.22	335	89	0.73	0.34	0.17	78	76	157	154	58%
Y01	4550	400	200	400	44.22	949	473	0.55	0.34	0.17	296	289	595	584	81%
Y02	2800	400	200	400	44.22	503	450	0.48	0.34	0.17	177	172	356	349	129%
Y03	2250	400	200	400	44.22	635	211	0.77	0.34	0.17	139	136	280	275	77%
Y04	4400	400	200	400	44.22	659	427	0.39	0.34	0.17	286	279	575	564	76%
Y05	2000	400	200	400	44.22	584	167	0.81	0.34	0.17	122	119	246	242	69%
Y06	4400	400	200	400	44.22	659	422	0.39	0.34	0.17	286	279	575	564	75%
Y07	2000	400	200	400	44.22	583	166	0.81	0.34	0.17	122	119	246	242	69%
Y08	4550	400	200	400	44.22	912	424	0.52	0.34	0.17	296	289	595	584	73%
Y09	2800	400	200	400	44.22	501	410	0.48	0.34	0.17	177	172	356	349	117%
Y10	2250	400	200	400	44.22	628	194	0.77	0.34	0.17	139	136	280	275	70%

6.5 Discussione dei risultati

L'analisi comparativa condotta sul Caso Studio B permette di delineare con chiarezza i limiti operativi del sistema costruttivo in esame al variare dell'altezza dell'edificio e dell'intensità sismica. Dall'osservazione dei risultati emerge come la configurazione a tre e quattro piani non presenti criticità, risultando sempre verificata in ogni scenario di accelerazione. Al contrario, per gli edifici a cinque piani, l'incremento delle masse sismiche sposta il comportamento strutturale verso i limiti tecnologici del materiale.

Tabella 6.34: Sintesi comparativa delle percentuali di sfruttamento per il Caso Studio B.

RIASSUNTO CASO STUDIO B							
		3 PIANI		4 PIANI		5 PIANI	
SLU	MATERIALE	Ytong® Thermo 450	62%	Ytong® Thermo 450	77%	Ytong® Thermo 450	91%
$a_{gs}/(S \cdot g) = 0,075$	MATERIALE	Ytong® Thermo 450		Ytong® Thermo 450		Ytong® Thermo 450	
	RINFORZO VERTICALE	$\phi 12^*$	47%	$\phi 12^*$	55%	$\phi 12^*$	68%
	RINFORZO ORIZZONTALE	ogni due corsi ($\phi 12$)	41%	ogni due corsi ($\phi 12$)	52%	ogni due corsi ($\phi 12$)	63%
$a_{gs}/(S \cdot g) = 0,15$	MATERIALE	Ytong® Thermo 450		Ytong® Thermo 450		Ytong® Thermo 450	
	RINFORZO VERTICALE	$\phi 14^*$	78%	$\phi 16^*$	85%	$\phi 16^*$	99%
	RINFORZO ORIZZONTALE	ogni due corsi ($\phi 12$)	67%	ogni due corsi ($\phi 12$)	89%	ogni due corsi ($\phi 12$)	92%
$a_{gs}/(S \cdot g) = 0,25$	MATERIALE	Ytong® Thermo 450		Ytong® Thermo 450		Ytong® Thermo 450	
	RINFORZO VERTICALE	$\phi 18^*$	92%	$\phi 20^*$	98%	$\phi 22^*$	132%
	RINFORZO ORIZZONTALE	ogni due corsi ($\phi 12$)	88%	ogni due corsi ($\phi 12$)	116%	ogni corso ($\phi 12$)	147%

* Armatura posta alle estremità; dove necessario vengono aggiunte armature intermedie.

Un aspetto di fondamentale importanza riguarda la verifica a taglio, la quale presenta fallimenti che non possono essere risolti attraverso un semplice incremento dell'armatura orizzontale. In questo specifico sistema, infatti, la resistenza è determinata dal contributo limite V_{tc} fornito dalla sola muratura, parametro che dipende esclusivamente dalla sezione trasversale del maschio murario e dalla sua resistenza a compressione. Una volta saturata tale capacità, l'armatura non è più in grado di sopperire alla richiesta sismica, rendendo necessario un intervento sulla qualità del materiale di base. Per ovviare a tali limiti, specialmente nei casi di edifici multipiano in zone ad alta sismicità, una soluzione efficace consiste nell'impiego di blocchi con prestazioni meccaniche superiori. Anche in questo si osserva infatti che i rapporti di verifica riguardanti la pressoflessione risultano quasi sempre superiori; ciò predilige una rottura di tipo duttile con snervamento delle barre in acciaio. Oltre a quanto già discusso in §5.1, si ribadisce l'importanza di non disporre eccessiva armatura verticale, la quale potrebbe anticipare la rottura fragile a compressione della muratura prima dello snervamento delle barre.

Tuttavia, come si può osservare nei casi più critici, essendo già al limite il rapporto di verifica del taglio, la gerarchia delle resistenze non può essere pienamente rispettata. In ogni caso, è consigliabile non fare eccessivo affidamento sulla capacità dissipativa della

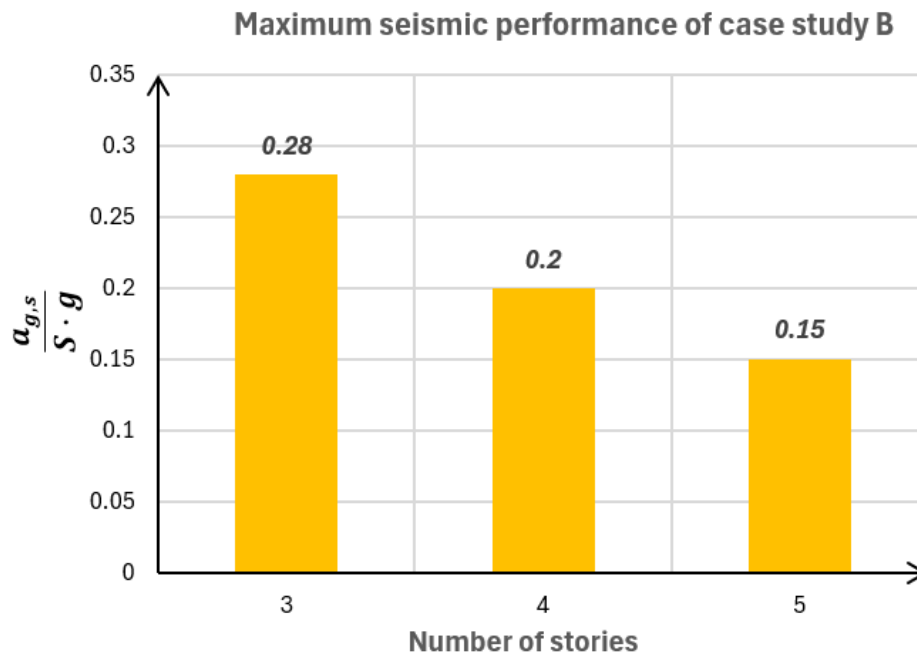


Figura 6.6: Performance sismica caso studio B.

struttura, progettando con valori del fattore di comportamento q non maggiori di 2,5, come adottato in questo caso studio.

Il grafico di sintesi relativo al Caso Studio B illustra la capacità sismica dell'organismo strutturale in termini di massime accelerazioni di picco al suolo $a_{g,s}/(S \cdot g)$ supportabili dalle diverse configurazioni tipologiche.

L'analisi di vulnerabilità condotta sull'edificio a tre impalcati non evidenzia criticità strutturali significative, con verifiche soddisfatte per l'intero spettro di accelerazioni considerato, fino al valore di progetto $a_{g,s} \cdot S = 0,25g$. Sebbene non riportato esplicitamente in forma tabellare, prove di sensibilità hanno permesso di individuare un'accelerazione limite di capacità pari a $a_{g,s} \cdot S = 0,28g$.

Per la configurazione a quattro impalcati, si riscontra una saturazione della capacità portante in corrispondenza di un'accelerazione sismica pari a $a_{g,s} \cdot S = 0,20g$.

Infine, il caso a cinque impalcati risulta verificato fino a un valore di picco pari a $a_{g,s} \cdot S = 0,15g$. È opportuno sottolineare come tale soglia, pur costituendo il limite prestazionale superiore per la specifica tipologia costruttiva, rappresenti un risultato di rilievo: un'accelerazione di $0,15g$ per un edificio di cinque piani realizzato con tecnologia in calcestruzzo aerato autoclavato (AAC) testimonia l'efficacia del sistema costruttivo anche per altezze considerevoli. In merito alle verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU), il raggiungimento di un rapporto di sfruttamento prossimo all'unità (91%) evidenzia come la configurazione attuale sia giunta al limite della propria riserva di capacità. Qualora

si rendesse necessario un incremento del numero di impalcati o si operasse in zone con una domanda sismica superiore, risulterebbe indispensabile l'adozione di componenti con prestazioni meccaniche più elevate. In tale scenario, la sostituzione del blocco standard con una tipologia più performante, quale il *SISMICO 575*, garantirebbe l'incremento di resistenza a compressione e taglio necessario per il soddisfacimento dei requisiti di sicurezza.

7 Introduzione ai test sperimentali

Il cuore del lavoro risiede nell'analisi dei test sperimentali condotti presso il laboratorio Xella di Emstal (*Germania*). Il presente capitolo introduce le caratteristiche dei sette campioni in muratura armata di blocchi in AAC, propedeutici alla discussione delle prove cicliche di taglio-compressione (*Schubversuch*). I pannelli, rappresentativi di maschi murari residenziali per geometria e dimensioni, si differenziano per la presenza di aperture, l'entità e la posizione del carico verticale, la natura monotonica o ciclica del protocollo e la tipologia di armatura orizzontale impiegata. I risultati verranno analizzati attraverso le curve forza-spostamento e i relativi inviluppi, correlando la risposta meccanica ai meccanismi di danneggiamento osservati.

7.1 Materiali

Gli elementi costruttivi impiegati nella fase di sperimentazione sono realizzati in calcestruzzo aerato autoclavato (AAC) denominato SismiCLIMA 350, prodotto da Xella. Le specifiche riportate nelle schede tecniche definiscono tali blocchi come elementi "lisci isolanti", concepiti primariamente per l'impiego in muratura ordinaria o tamponature monostrato caratterizzate da un elevato isolamento termico. La rispondenza al D.M. 17/01/2018 e la marcatura CE ai sensi della norma UNI EN 771-4 (Gruppo 1 secondo EN 1996-1-1) ne garantiscono l'idoneità all'uso in zona sismica.

Tuttavia, il blocco SismiCLIMA non è originariamente destinato alla realizzazione di costruzioni in muratura armata. Lo scopo della presente ricerca è validare, attraverso test di laboratorio, se le performance di tale materiale ne consentano l'adozione come soluzione tecnologica strutturale armata, ampliando le possibilità di impiego dell'AAC in contesti ad elevata attività sismica.

7.2 Geometria dei campioni

In Fig.7.1 vengono illustrati i disegni di progetto, sulla base dei quali sono stati prodotti i campioni.

Tabella 7.1: Caratteristiche tecniche blocchi Ytong® SismiClima350.

Ytong® SismiClima350			
Dimensioni ($b \times h \times t$)		625x200x400	[mm]
Densità muratura	ρ	450	[kg/m ³]
Densità blocchi	ρ_b	350	[kg/m ³]
Resistenza media a compressione blocco	f_b	3	[MPa]
Resistenza caratt. compressione blocco	f_{bk}	2.4*	[MPa]
Resistenza media a trazione flessione blocco	f_{bfm}	0.9**	[MPa]
Resistenza media a trazione blocco	f_{btm}	0.75*	[MPa]
Resistenza caratteristica a trazione blocco	f_{btk}	0.525*	[MPa]
Resistenza compressione caratt. muratura	f_k	1.6	[MPa]
Fattore parziale di sicurezza	γ_M	2	[-]
Resistenza compressione progetto muratura	f_d	0.8	[MPa]
Resistenza a taglio caratt. ($\sigma_v = 0$)	f_{vk0}	0.2	[MPa]
Resistenza a taglio caratteristica limite	$f_{vk,lim}$	0.34	[MPa]

* Valori calcolati ** Valori forniti da prove sperimentali

Tabella 7.2: Caratteristiche tecniche blocchi Ytong® Sismico575.

Ytong®Sismico575			
Dimensioni ($b \times h \times t$)		625x200x(240x300x360)	[mm]
Densità muratura	ρ	675	[kg/m ³]
Densità blocchi	ρ_b	575	[kg/m ³]
Resistenza media a compressione blocco	f_b	5.29	[MPa]
Resistenza caratt. compressione blocco	f_{bk}	4.23*	[MPa]
Resistenza media a trazione flessione blocco	f_{bfm}	0.9**	[MPa]
Resistenza media a trazione blocco	f_{btm}	0.75*	[MPa]
Resistenza caratteristica a trazione blocco	f_{btk}	0.525*	[MPa]
Resistenza compressione caratt. muratura	f_k	2.8	[MPa]
Fattore parziale di sicurezza	γ_M	2	[-]
Resistenza compressione progetto muratura	f_d	1.4	[MPa]
Resistenza a taglio caratt. ($\sigma_v = 0$)	f_{vk0}	0.3	[MPa]
Resistenza a taglio caratteristica limite	$f_{vk,lim}$	0.34	[MPa]

* Valori calcolati ** Valori forniti da prove sperimentali

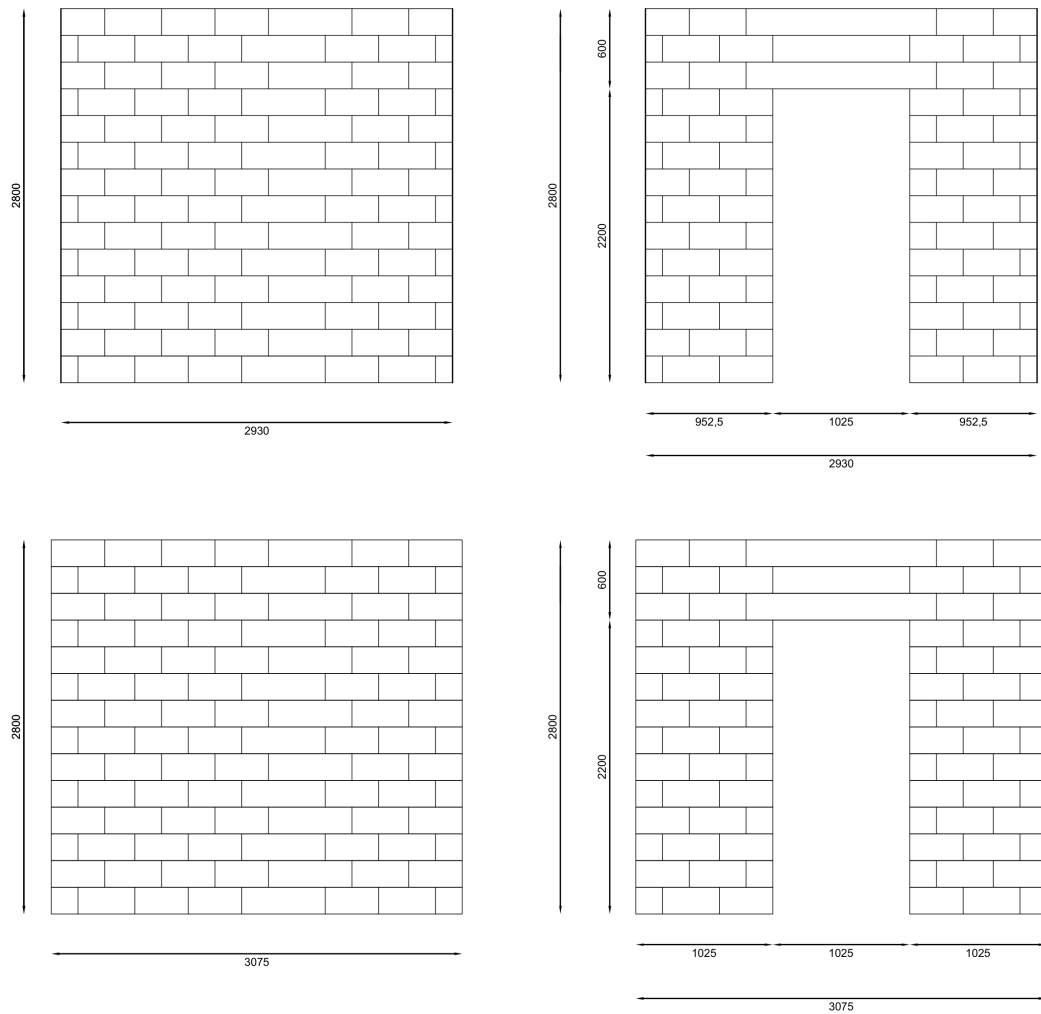


Figura 7.1: DWG dei provini analizzati.

Tabella 7.3: Specifiche geometriche dei campioni testati.

<i>PROVINO</i>	<i>Altezza H</i>	<i>Larghezza B</i>	<i>Spessore t</i>	<i>Altezza arch.</i>	<i>Altezza spalle</i>	<i>Largh. spalle</i>	<i>copriferro c</i>
	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>
V8 Typ 3	2800	3075	400	600	2200	1025	200
V9 Typ 3	2800	3075	400	600	2200	1025	200
V10 Typ 0	2800	3075	400	/	/	/	200
V11 Typ 0	2800	2930	240	/	/	/	120
V12 Typ 0	2800	2930	240	/	/	/	120
V13 Typ 1	2800	2930	240	/	/	/	120
V14 Typ 1	2800	2930	240	/	/	/	120
V15 Typ 2	2800	2930	240	/	/	/	120
V16 Typ 2	2800	2930	240	/	/	/	120
V17 Typ 2	2800	2930	240	600	2200	952.5	120
V18 Typ 2	2800	2930	240	600	2200	952.5	120

7.3 Armatura

7.3.1 Armatura verticale

Tutti i campioni sono dotati di armatura verticale in acciaio B450C, consistente in $4\Phi 20$ disposte come illustrato nelle Fig.7.2,7.3). Come si può notare, la disposizione rimane la medesima sia per i campioni pieni che per quelli con aperture. Le barre di armatura verticali sono ancorate al cordolo di base e al cordolo di sommità mediante boccole filettate annegate nel getto; in virtù di tale ancoraggio, l'armatura verticale collabora attivamente con la parete.

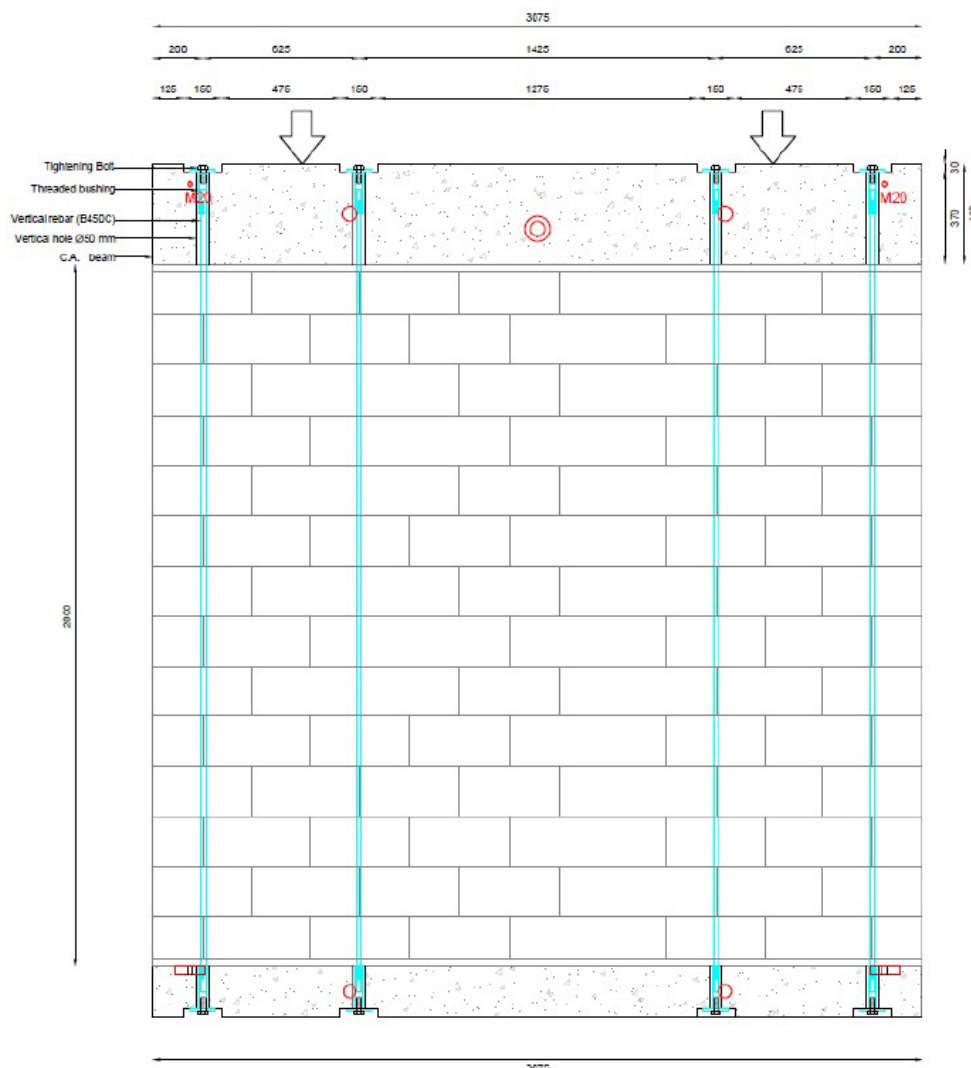


Figura 7.2: Dettaglio disposizione armatura verticale sui provini.

In merito a quanto espresso al §3.8, si calcola la percentuale geometrica di armatura per i suddetti campioni, al fine di verificare il rispetto dei limiti normativi:

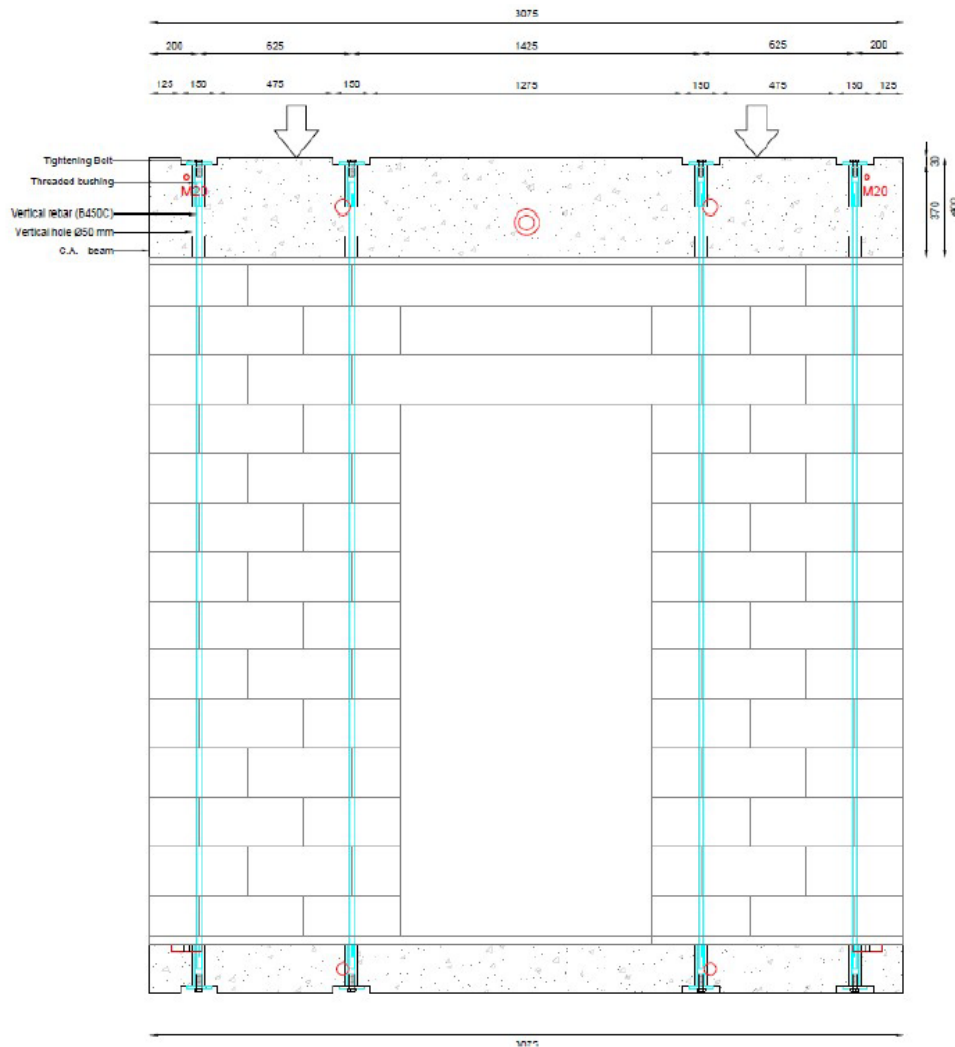


Figura 7.3: Dettaglio disposizione armatura verticale sui Provini con apertura.

$$\rho_v = \frac{A_s}{l \cdot t} = \frac{4\Phi 20}{3075 \cdot 400} = 0.10\% \quad (7.1)$$

L'armatura verticale risulta pertanto conforme ai limiti previsti dalle vigenti normative.

7.3.2 Armatura orizzontale

L'armatura orizzontale è realizzata mediante l'inserimento di barre in acciaio $\Phi 12$, disposte all'interno dei giunti di malta orizzontali. A seconda della specifica configurazione del campione, l'armatura viene collocata in corrispondenza di ogni giunto orizzontale oppure con cadenza alternata (ogni due giunti).

7.4 Apparato di prova

Le prove sperimentali sono state condotte in modalità pseudo-statica, applicando spostamenti ciclici con una gradualità tale da rendere trascurabili gli effetti inerziali. Il set-up, installato su un sistema *strong wall-strong floor* ed è stato progettato per simulare le reali condizioni di vincolo e di carico assiale di edifici residenziali. L'obiettivo principale è valutare la risposta ciclica delle pareti in AAC in termini di resistenza, rigidità e duttilità, analizzando l'influenza del carico verticale, dell'armatura orizzontale ($\Phi 12$) e della geometria dei pannelli. I campioni, realizzati su fondazioni in C.A. ancorate al piano rigido,



Figura 7.4: Apparato di prova.

sono stati sollecitati da un attuatore orizzontale collegato al cordolo di sommità, mentre il carico verticale è stato garantito da due attuatori connessi a un sistema di riscontro in acciaio. Il vincolo imposto è di "semplice incastro", consentendo la rotazione della trave superiore. Quest'ultima, con sezione 400×400 mm, presenta un'armatura longitudinale di base $4\Phi 16$ (integrata alle estremità con $4\Phi 12$ e $2\Phi 10$) e staffe $\Phi 10/200$ mm. La procedura di carico ha previsto una fase iniziale in controllo di forza (fino a $1/4$ della resistenza stimata), seguita da una fase in controllo di spostamento con tre cicli completi per ogni incremento di target. Gli input di spostamento sono stati definiti come multipli del valore registrato nel primo ciclo, così da ricostruire accuratamente la branca crescente della curva di involuppo. I test sono stati interrotti al manifestarsi di un significativo degrado della resistenza o di un quadro fessurativo critico.

La trave di base, che funge da fondazione per i campioni, presenta le medesime caratteristiche armature, fatta eccezione per l'altezza della sezione che risulta pari a 200 mm (esattamente la metà della trave superiore).

Per poter registrare i dati necessari alla caratterizzazione del comportamento meccanico, i campioni sono stati equipaggiati con appositi trasduttori di spostamento, disposti secondo lo schema riportato nelle Figg. 7.5 e 7.6.

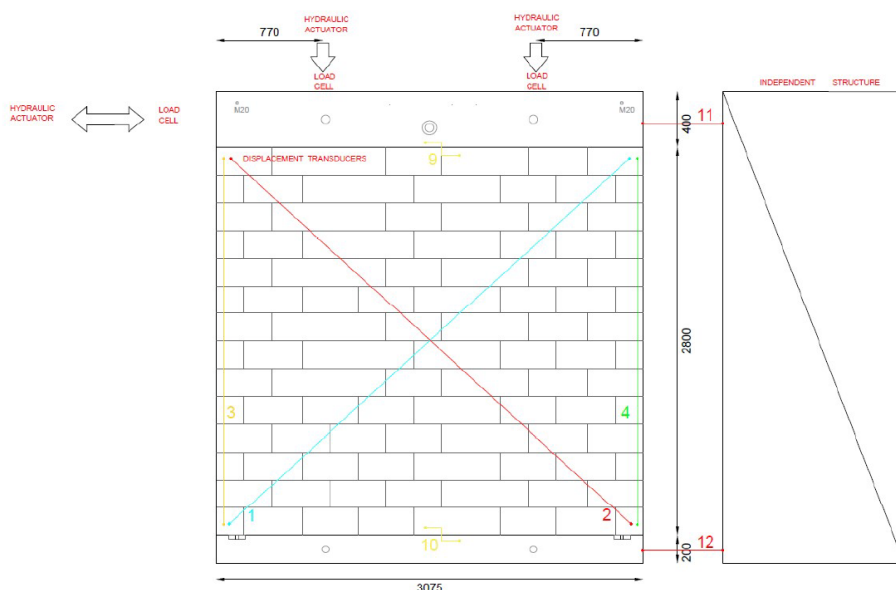


Figura 7.5: Posizionamento dei trasduttori di spostamento sulla faccia del provino.

Le prove di natura ciclica sono performati assegnando una storia temporale oscillatoria periodica che può essere definita ad andamento sinusoidale. Come descritto all'inizio di questo paragrafo, la natura della prova prevede di raggiungere gradualmente un valore prefissato di *drift*, ripetere tre cicli di carico, scarico e ricarico nella direzione opposta raggiungendo sempre questo valore e tornare per un breve periodo a una condizione di quiete, prima di riprendere una nuova serie di cicli, sempre tre, per un valore di *drift* maggiore. L'obiettivo di questa metodologia è quello di definire una serie di punti per rappresentare con sufficiente precisione la parte crescente della curva di involucro forza-spostamento. La prova si arresta al raggiungimento di un valore di *drift* limite o qualora il pannello risulti già eccessivamente danneggiato.

Il monitoraggio delle azioni verticali è garantito dall'impiego di due celle di carico, integrate nel sistema di applicazione del carico assiale. L'intera strumentazione descritta (trasduttori e celle di carico) è collegata a un sistema di acquisizione dati con una frequenza di campionamento pari a 4 Hz (4 misurazioni al secondo), garantendo una risoluzione temporale adeguata alla velocità di esecuzione della prova pseudo-statica.

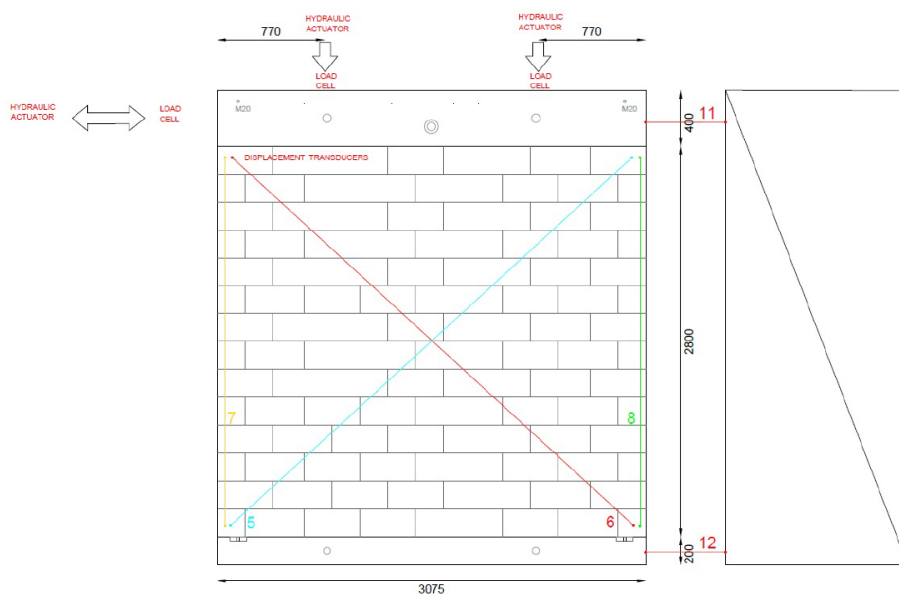


Figura 7.6: Posizionamento dei trasduttori di spostamento sul retro del provino.

Nr	Name	Sensor	Length (mm)
1	Diagonal front	S 50 - 2	3850
2	Diagonal front	S 40 - 1	3850
3	Vertical front	S 10 - 1	2205
4	Vertical front	S 20 - 2	2205
5	Diagonal back	S 50 - 1	3875
6	Diagonal back	S 50 - 3	3885
7	Vertical back	S 10 - 2	2205
8	Vertical back	S 20 - 1	2205
9	Horizontal top	S 100 - 1	250
10	Horizontal base	S 100 - 2	250
11	Horizontal top	S 200 - 7	-
12	Horizontal base	WA 100 - 2	-
-	Barra verticale di pre-tensione	FD 500 - 1	-
-	Barra verticale di pre-tensione	FD 500 - 2	-
-	Barra verticale di pre-tensione	FD 500 - 3	-
-	Barra verticale di pre-tensione	FD 500 - 4	-
-	Cella di carico 1	S Vertikal 1	-
-	Cella di carico 2	S Vertikal 2	-

Tabella 7.4: Legenda della strumentazione installata e specifiche dei sensori utilizzati nei test.

7.5 Costruzione della curva bilineare

Per interpretare i risultati delle prove cicliche e definire i parametri di duttilità, la normativa tecnica impone di schematizzare la risposta sperimentale "forza-spostamento" mediante un sistema elastico-perfettamente plastico equivalente.

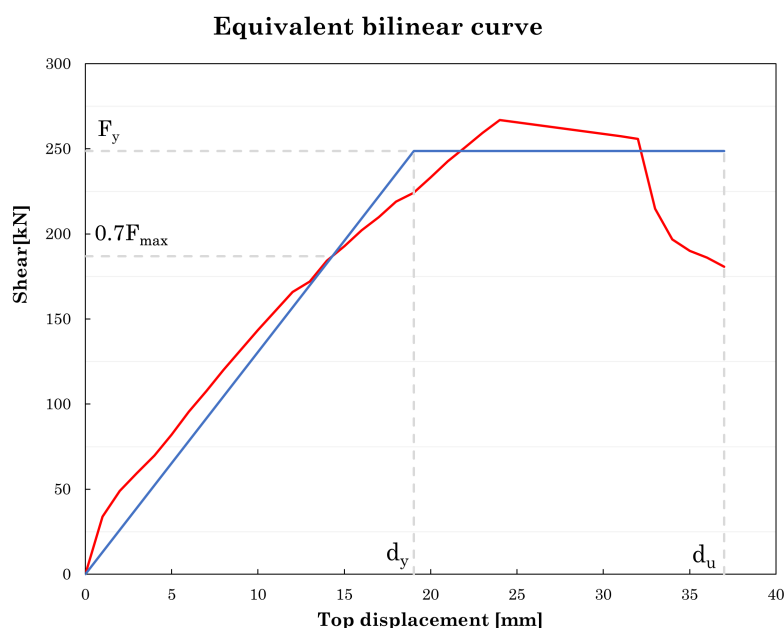


Figura 7.7: Esempio curva bilineare.

La costruzione della bilineare si basa sulla conservazione dell'energia di deformazione, garantendo che l'area sottesa dalla curva teorica sia equivalente a quella della risposta reale fino al collasso. La procedura operativa si articola nei seguenti punti:

- Resistenza di picco (F_{max}): Corrisponde al valore massimo del carico registrato durante l'intera prova sperimentale.
- Spostamento ultimo (d_u): Definito convenzionalmente come lo spostamento in cui la forza resistente decade del 30% rispetto al valore di picco F_{max}
- Rigidezza elastica (k): Calcolata come pendenza della retta secante passante per l'origine e per il punto della curva sperimentale corrispondente al 70% della forza di snervamento F_y
- Forza di snervamento (F_y): Determina il plateau plastico. Viene calcolata iterativamente affinché l'area del trapezio bilineare coincida con l'area A_{exp} della curva reale nell'intervallo $[0, d_u]$

Il bilancio energetico tra l'area sperimentale (A_{exp}) e quella bilineare (A_{bil}) è espresso dall'integrale:

$$A_{exp} = \int_0^{d_u} F(d) dd \quad (7.2)$$

Definito lo spostamento di prima plasticizzazione $d_y = F_y/k$, l'espressione dell'area bilineare risulta:

$$A_{bil} = F_y \cdot \left(d_u - \frac{d_y}{2} \right) \quad (7.3)$$

Il parametro fondamentale per la verifica della capacità dissipativa è il fattore di duttilità in spostamento μ_d , calcolato come:

$$\mu_d = \frac{d_u}{d_y} \quad (7.4)$$

8 Risultati dei test sperimentali

Si precisa che l'autore dispone esclusivamente dei dati numerici e della documentazione fotografica delle prove sperimentali, senza aver preso parte alla loro esecuzione né aver ricevuto descrizioni dettagliate sotto forma di testi o registrazioni video. L'analisi svolta si basa pertanto unicamente sull'interpretazione dei grafici derivanti dai dati sperimentali e sull'osservazione dello stato finale dei campioni documentato fotograficamente. Non è possibile, di conseguenza, ricostruire l'evoluzione del danneggiamento durante la prova né associare l'insorgenza delle fessurazioni a specifici valori di drift o di carico orizzontale; l'analisi si limita all'individuazione di variazioni nel comportamento globale, riconoscibili attraverso cambiamenti nella pendenza delle curve di inviluppo. I risultati sperimentali complessivi comprendono 18 prove. Le prime sette sono già state oggetto di analisi in un precedente lavoro di tesi [13]; la presente trattazione si concentra pertanto sulle restanti prove, a partire dall'ottava, che sono state integralmente analizzate dall'autore.

8.1 8° Test-V8 Typ3

La prova è di natura ciclica. Il carico verticale che viene applicato è di 350 kN, uniformemente suddiviso di modo da avere risultante baricentrica. Le specifiche del campione sono riportate in Tab.8.1.

Tabella 8.1: Specifiche campione - V8 typ3.

<i>Codice</i>	<i>Materiale</i>	<i>Tipo di prova</i>	<i>Tipo di campione</i>	<i>Armatura orizzontale</i>	<i>Armatura verticale</i>	<i>Carico Verticale iniziale</i>
V8 Typ 3	Ytong SismiCLIMA	ciclica	Apertura (con porta)	1 ϕ 12 ogni due corsi	4 ϕ 12 (B450C)	Centrato - 350 kN
		<i>Altezza H</i>	<i>Lunghezza B</i>	<i>Spessore t</i>	<i>Copriferro c</i>	<i>Altezza utile</i>
		mm	mm	mm	mm	mm
		2800	3075	400	200	2875

8.1.1 Curva di capacità Forza-Spostamento

In grigio si possono visualizzare i cicli isteretici del campione V8-typ3; quelli più chiari rappresentano i cicli eseguiti in seguito alla rottura del provino, mentre la curva rossa spesso individua l'inviluppo. Il valore massimo di taglio che la parete è riuscita a sostenere è pari a circa 155 kN, in corrispondenza di uno spostamento di circa 22.5 mm, che equivale a un drift dello 0.81%. Lo spostamento ultimo del campione è di 25 mm, corrispondente a un drift dello 0.89%. Si specifica che l'inviluppo è stato costruito individuando il massimo

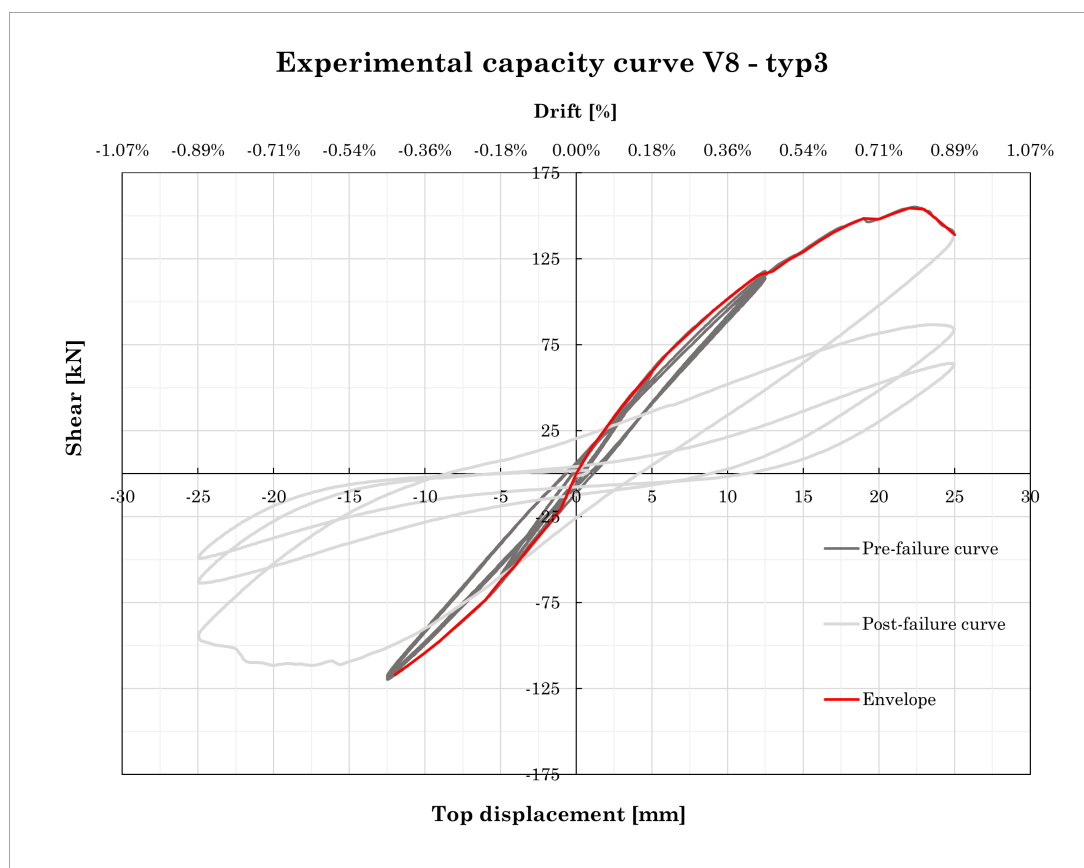


Figura 8.1: Curva di capacità per il campione V8 - typ3.

(o il minimo in caso di valori negativi) valore in un intorno di valori discreti di spostamento. Nello specifico, si sono riordinati i dati in ordine crescente in base allo spostamento; successivamente, si è individuato il valore massimo/minimo di forza orizzontale registrato in un intervallo di ampiezza 1 mm (ad esempio da -12 mm a -11 mm, da -11mm a -10 mm e così via). In questo modo, si individua il valore massimo/minimo di forza orizzontale in corrispondenza di un assegnato valore di spostamento tra tutti i cicli di carico. L'andamento della curva fino al raggiungimento del picco non ha una pendenza netta o dominante, né una diminuzione graduale lineare. Essendo difficile individuare una pendenza costante nel tratto iniziale, quando il campione è ancora integro, non si riesce a definire con chiarezza il limite del comportamento elastico lineare né il valore esatto di drift che indichi il cambiamento dello stato di integrità del pannello. Tali aspetti possono essere colti con più facilità osservando i grafici relativi alla costruzione della curva bilineare equivalente nel paragrafo successivo.

Considerando il ramo per spostamenti positivi, la curva mostra un significativo ammorbidimento (softening) nella fase avanzata, segno di una progressiva riduzione della rigidità dovuta alla fessurazione diffusa. Il ramo degli spostamenti negativi mostra inve-

ce un andamento crescente fino alla massima resistenza, dopodiché l'inviluppo si arresta in corrispondenza di circa -12.5 mm. Non si prende in esame il ciclo con cui il campione viene portato fino a -25 mm poiché l'integrità era ormai compromessa, evidenziando una differenza notevole nella forza orizzontale registrata.

Correttamente, si nota che i cicli isteretici, riconoscibili dalla classica forma ad S, riducono progressivamente la loro ampiezza, indice della perdita di capacità dissipativa all'avanzare del danneggiamento. Inoltre, la non perfetta chiusura dei cicli nell'origine è rappresentativa di una condizione non più elastica, per cui la deformazione allo scarico non può essere recuperata interamente.

Lo spostamento ultimo per tale prova è pari al 0,89 % dell'altezza totale del pannello ($h_{tot} = 2,8$ m). Se invece lo riferiamo all'altezza delle spalle, cioè sottraendo l'altezza dell'architrave, lo spostamento ultimo corrisponde al 1,1 % dell'altezza effettiva del pannello ($h_{spalle} = 2,2$ m).

Entrambi i valori sono inferiori, notevolmente, al valore stabilito dalla norma [10] che, per pareti in muratura armata che si rompono per pressoflessione, è 1,6 % (§3.5.2). Questo test dimostra essenzialmente che le pareti snelle, essendo predisposte alla crisi per pressoflessione, non rispettano tale aspettativa.

8.1.2 Evoluzione temporale

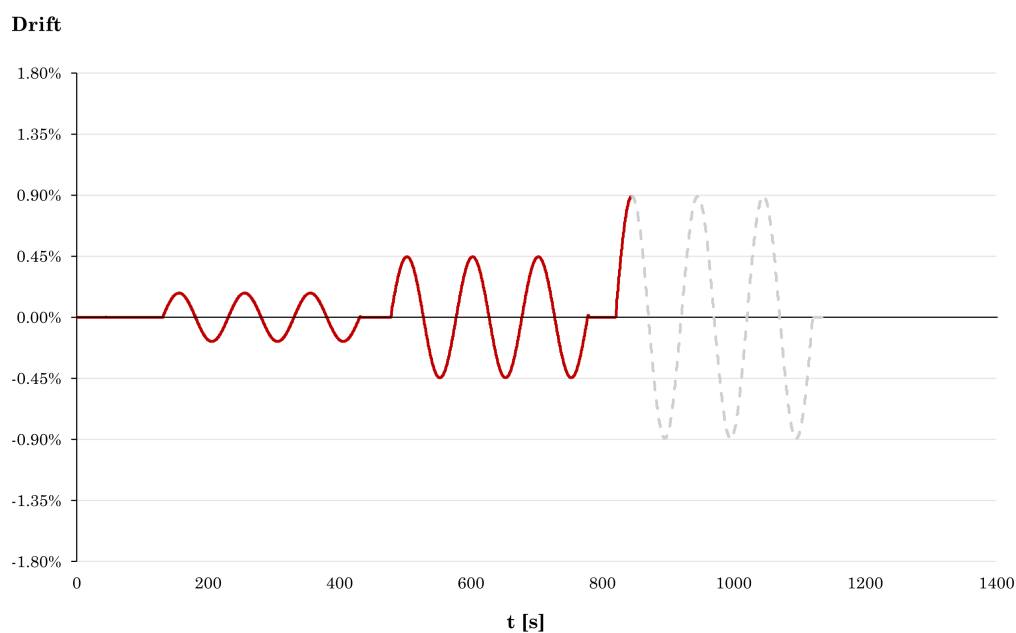


Figura 8.2: Evoluzione temporale del drift per provino V8-typ3.

Il grafico illustra l'andamento temporale della prova: il drift obiettivo per ogni tripletta di cicli è un multiplo dello 0,45 %, incrementato progressivamente fino a un massimo dell' 0,9 %.

Dal confronto dei grafici si osserva che l'ultima serie di cicli non è stata completata; la prova è stata infatti interrotta al raggiungimento dello spostamento ultimo, oltre il quale il danneggiamento risultava eccessivo.

8.1.3 Curva Bilineare equivalente

Le curve bilineari sono state costruite analizzando distintamente i due rami dell'involuppo. Ai fini della trattazione, si è scelto di riportare esclusivamente il grafico relativo al ramo degli spostamenti positivi, in quanto ritenuto il più significativo per la caratterizzazione meccanica del campione. (Fig.8.3)

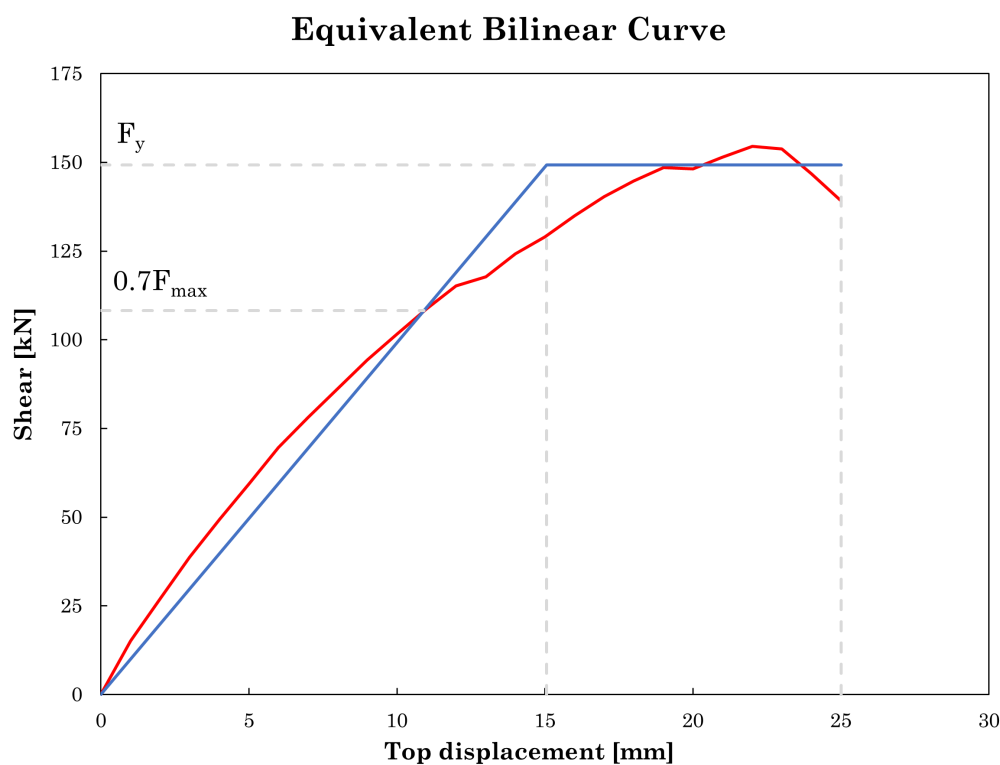


Figura 8.3: Curva bilineare V8 - typ3.

Tale scelta è motivata dal fatto che il ramo positivo presenta uno sviluppo completo della fase di post-picco, permettendo un'applicazione coerente e univoca dei criteri convenzionali per la determinazione dei parametri di calcolo. Al contrario, il ramo negativo è stato influenzato da fenomeni di danneggiamento precoce e instabilità del ciclo isteretico che ne avrebbero compromesso l'attendibilità statistica nella definizione dei punti di

Tabella 8.2: Parametri meccanici della curva bilineare equivalente per il campione V8 Typ3.

F_y	$0.7F_{\max}$	F_{\max}	d_y	d_u	k_{el}
<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>kN/mm</i>
149.23	108.19	154.55	15.06	25.00	9.91

snervamento e di rottura. La focalizzazione sul ramo più stabile garantisce quindi una valutazione più rigorosa della capacità dissipativa della parete.

Considerando dunque il ramo relativo agli spostamenti positivi, è possibile definire il fattore di duttilità in termini di spostamento attraverso il rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento allo snervamento:

$$\mu_d = \frac{d_u}{d_y} = \frac{25}{15.06} = 1.66 \quad (8.1)$$

8.1.4 Carico Verticale

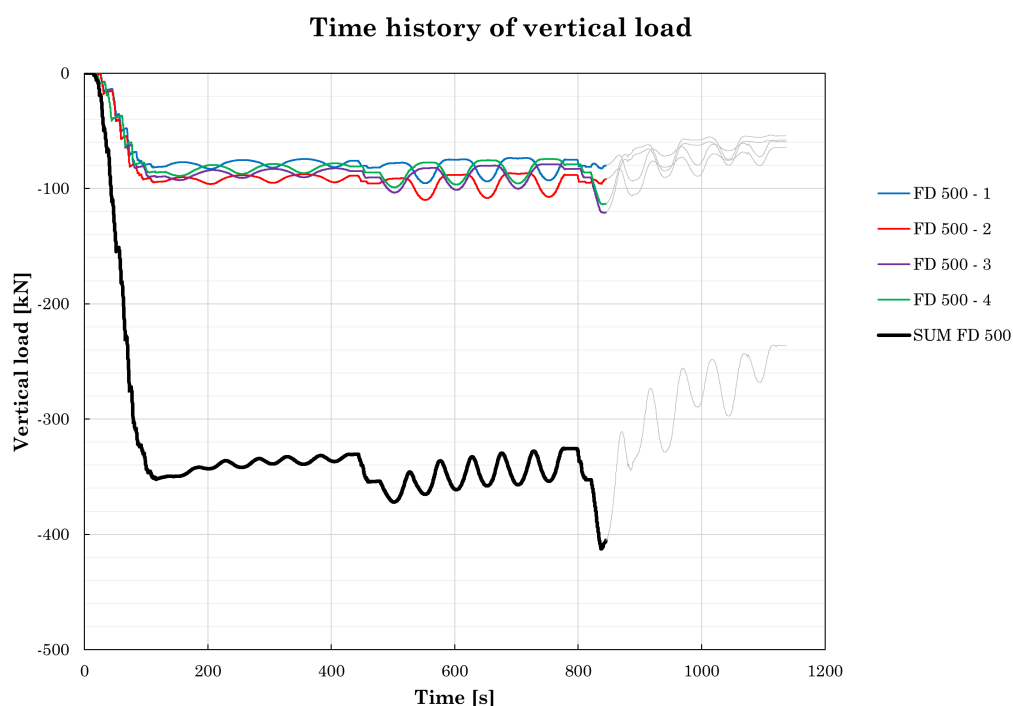


Figura 8.4: Evoluzione temporale del carico verticale V8 - Typ3.

L'entità del carico verticale segue la medesima oscillazione del carico orizzontale. Risulta di particolare interesse osservare come, nel corso della prova, le misurazioni dei sensori non presentino un andamento simmetrico: per ciascuna curva, infatti, la cresci-

ta fino al picco locale e il successivo ritorno appaiono sbilanciati verso valori negativi, con un'inversione di tale occorrenza ad ogni ciclo. Ciò implica che, in ogni fase ciclica, due barre risultino maggiormente caricate rispetto alle restanti, situazione che si inverte periodicamente con un aumento progressivo del valore massimo raggiunto in modulo.

Per effetto della spinta laterale il provino tende a sollevarsi; di conseguenza, sul lembo teso la muratura entra in trazione e il pannello esercita una pressione sul martinetto. Queste osservazioni permettono di formulare un'ipotesi specifica sulla procedura d'esecuzione del test: è verosimile che le prove siano state condotte con i rubinetti del circuito oleodinamico chiusi, mantenendo così costante il volume d'olio all'interno del circuito.

La procedura alternativa, ovvero il mantenimento della pressione dell'olio costante mediante l'apertura dei rubinetti per consentire il deflusso del fluido in eccesso, non avrebbe generato le irregolarità mostrate nel grafico di *Fig. 8.4*. Tuttavia, è proprio grazie a tali picchi impulsivi che si riesce a comprendere in corrispondenza di quale livello di drift/spostamento si ha la rottura.

8.1.5 Posizione della risultante della compressione verticale

In questa sezione non si fornisce un grafico per valutare la posizione della risultante del carico verticale durante lo svolgimento della prova. Le motivazioni di questa scelta sono molteplici: in primo luogo, il calcolo di un'unica risultante verticale non è significativo, poiché il campione non risponde agli spostamenti applicati come un unico pannello, ma come due maschi murari (spallette) snelli connessi all'estremità superiore. Inoltre, lo scopo di un'analisi di questo tipo è solitamente quello di fornire un'impressione rapida dell'escursione della posizione della risultante verticale per aiutare la definizione della modalità di crisi; nello specifico, serve a capire se l'eccentricità dello sforzo normale sia sufficiente a definire la sezione come parzializzata o se sia necessario considerare l'effetto della flessione da carico orizzontale.

In questo caso il grafico è superfluo poiché è noto, dalla geometria del pannello e dalla posizione della strumentazione, che esiste un'eccentricità fisica tra il martinetto e l'asse baricentrico della spalletta pari a $e = 257.5$ mm. Essendo tale valore superiore a $l/6$, l'asse neutro è certamente interno alla sezione resistente sommitale; questa condizione è ulteriormente esasperata dal contributo della flessione derivante dal carico orizzontale, rendendo di fatto inevitabile la parzializzazione della sezione.

$$M_{base,0} = V \cdot H + N \cdot e = M_1 + M_2 - N_1 \cdot e_1 + N_2 \cdot e_2 \quad (8.2)$$

$$N = N_1 + N_2 \quad (8.3)$$

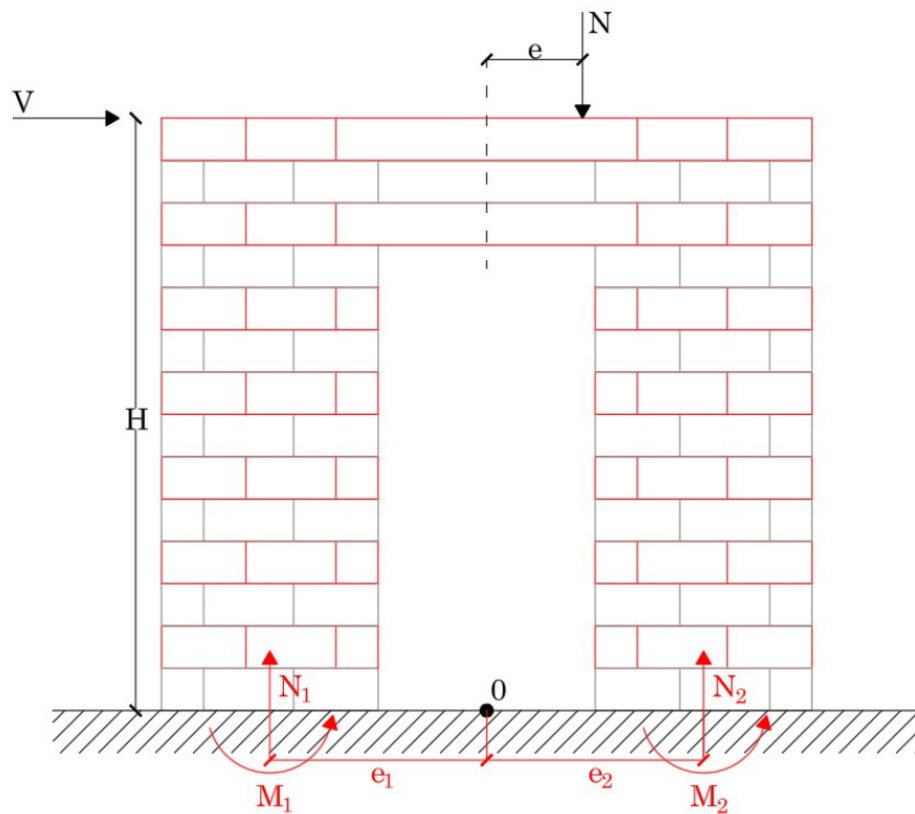


Figura 8.5: Posizione della risultante delle compressioni pannello con apertura, source:[13]

Il problema è retto da due equazioni di equilibrio in cui figurano quattro incognite (N_1 , N_2 , M_1 e M_2). Data la complessità del problema, si preferisce sfruttare la simmetria del pannello e ragionare in maniera semplificata, ipotizzando:

$$N_1 = N_2 = \frac{N}{2} \quad \text{e} \quad M_1 = M_2$$

Si ipotizza quindi che, per simmetria, ciascuna spalletta percepisca il carico proveniente dal martinetto più vicino. In questo modo, le incognite si riducono da quattro a una, determinabile tramite l'equilibrio. Tale scelta, sebbene arbitraria, non è distante dalla realtà e rappresenta una soluzione congruente. Quest'insieme di motivazioni e complessità giustifica la scelta di non tracciare il grafico eccentricità-tempo per il pannello V8 Typ3; inoltre, tale strumento risulterebbe superfluo, poiché il meccanismo di rottura è stato chiaramente individuato [13].

8.1.6 Quadro fessurativo

Le considerazioni esposte nei paragrafi precedenti trovano riscontro nell'analisi del quadro fessurativo rilevato in laboratorio in *Fig. 8.6*, che permette di identificare con precisione

la tipologia di danneggiamento occorsa.

Il pattern deformativo mostra come il meccanismo di crisi conduce all'espulsione del copriferro e alla conseguente scoperta della malta d'allettamento attorno alle barre d'armatura. Tale fenomeno è causato dal superamento della resistenza a compressione dei blocchi d'estremità, confermando un meccanismo di rottura per pressoflessione con crisi dei lembi compressi dei maschi murari.

Questa evidenza sperimentale risulta coerente con l'impostazione teorica adottata: la presenza dell'apertura modifica lo schema statico del sistema, trasformando l'originale pannello tozzo in due elementi snelli (spalle) vincolati superiormente dall'architrave e alla base dalla trave di fondazione. Il vincolo impone spostamenti congruenti alle estremità, favorendo per pareti con tale snellezza una crisi di tipo flessionale.

L'espulsione del materiale in corrispondenza delle barre verticali è favorita sia dall'assenza di un'efficace azione di contenimento dell'armatura orizzontale, sia dall'indebolimento localizzato del blocco, preforato per l'alloggiamento delle barre stesse. Sebbene si riscontrino diverse lesioni inclinate, queste non seguono la pendenza teorica di 45° tipica del taglio, bensì l'orientamento delle diagonali che congiungono i vertici delle spalle. L'estensione di tali fessure, unitamente alla localizzazione dei fenomeni di schiacciamento, conferma che il meccanismo di collasso del pannello è prevalentemente di tipo flessionale.

Un ulteriore approfondimento relativo al confronto tra il comportamento del pannello forato e quello della parete cieca è riportato nel capitolo §9.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 8.6: Quadro fessurativo per il campione V8-Typ3.

8.2 9° Test- V9 Typ3

La prova è analoga alla precedente illustrata al cap.§8.1. Le specifiche del campione sono riportate in Tab.8.3:

Tabella 8.3: Specifiche campione - V9 Typ3.

Codice	Materiale	Tipo di prova	Tipo di campione	Armatura orizzontale	Armatura verticale	Carico Verticale iniziale
		ciclica	Apertura (con porta)	1 ϕ 12 ogni due corsi	4 ϕ 12 (B450C)	Centrato - 350 kN
V9 Typ 3	Ytong SismiCLIMA 350	Altezza H	Lunghezza B	Spessore t	Copriferro c	Altezza utile
		mm	mm	mm	mm	mm
		2800	3075	400	200	2875

8.2.1 Curva di capacità Forza-Spostamento

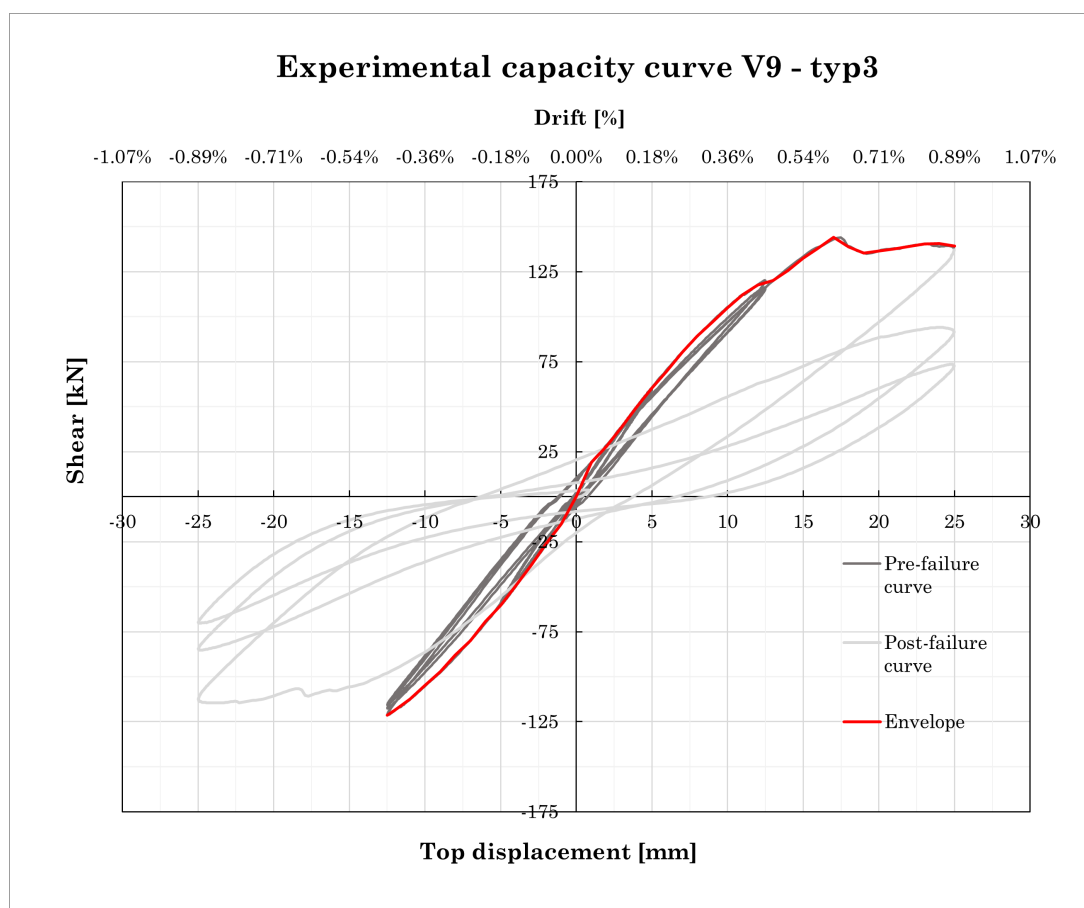


Figura 8.7: Curva di capacità per il campione V9 - typ3.

Per il campione V9-Typ3, nominalmente identico al precedente V8, la massima resistenza a taglio registrata è di circa 146 kN, valore raggiunto in corrispondenza di uno spostamento di 16 mm, cui corrisponde un drift dello 0,60%. Lo spostamento ultimo rilevato per il provino è pari a circa 25 mm. Le informazioni riguardo la costruzione della

curva sono le medesime per tutte le prove, descritte in dettaglio nella prova precedente, perciò per approfondimenti si rimanda a §8.1.1.

L'andamento dell'inviluppo conferma quanto osservato nel test precedente, evidenziando una riduzione progressiva di rigidezza e resistenza superato il valore di picco. La marcata degradazione della capacità portante dopo la rottura e la mancata sovrapposizione dei cicli confermano l'avvenuto superamento della resistenza massima del sistema. Anche in questo caso, lo spostamento associato alla rottura non rispetta la convenzione del calo del 30 % della forza massima, ma costituisce un limite irreversibile: la ripetizione dei cicli con un drift target di circa lo 0,89 % mostra infatti valori di forza orizzontale decrescenti. Le medesime considerazioni dedotte per il caso precedente restano valide anche per il provino attuale, non evidenziando scostamenti significativi nelle modalità di risposta strutturale.

8.2.2 Evoluzione temporale

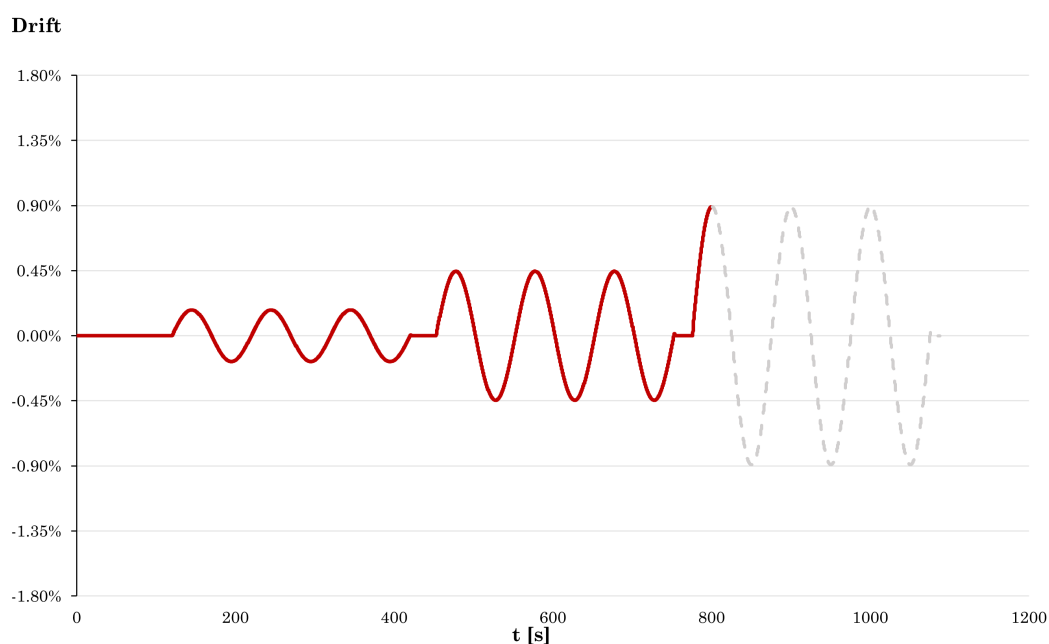


Figura 8.8: Evoluzione temporale del drift per provino V9-typ3.

Anche per questo grafico l'ultima serie di cicli non è stata completata; la prova è stata infatti interrotta al raggiungimento dello spostamento ultimo, oltre il quale il danneggiamento risultava eccessivo.

8.2.3 Curva Bilineare equivalente

Le curve bilineari sono state costruite analizzando distintamente i due rami dell'involuppo. Ai fini della trattazione, si è scelto di riportare esclusivamente il grafico relativo al ramo degli spostamenti positivi, in quanto ritenuto il più significativo per rappresentare il comportamento duttile del campione.

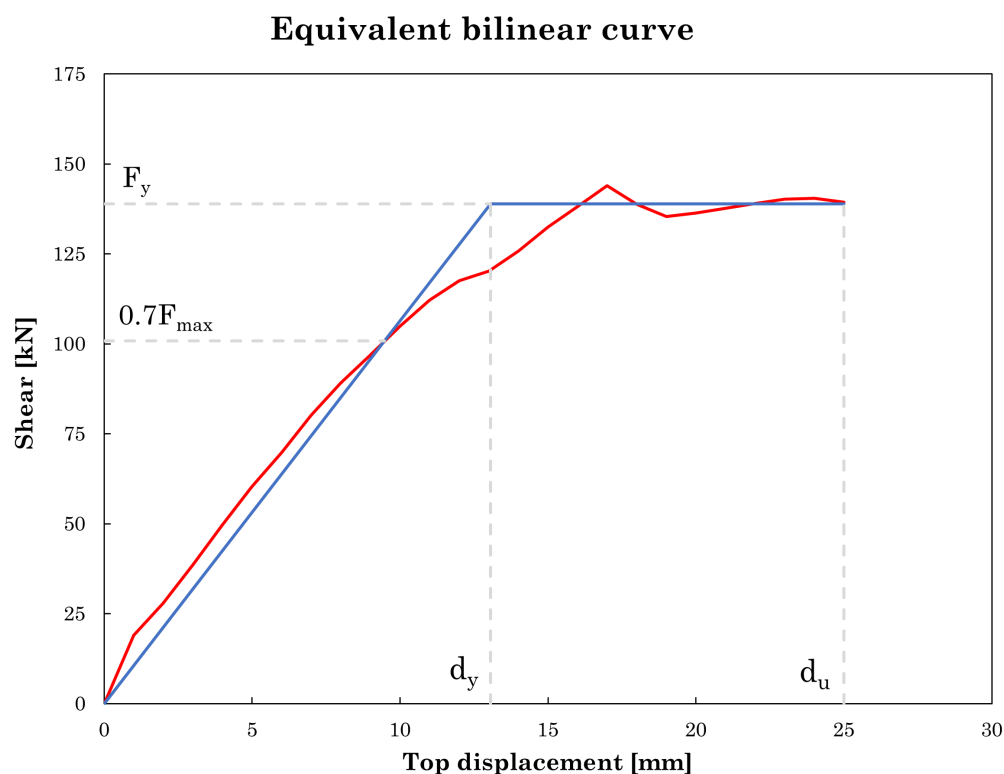


Figura 8.9: Curva bilineare V9 - typ3.

Tabella 8.4: Parametri meccanici della curva bilineare equivalente per il campione V9 Typ3.

F_y	$0.7F_{max}$	F_{max}	d_y	d_u	k_{el}
<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>kN/mm</i>
138.39	100.79	143.99	13.06	25.00	10.64

Considerando dunque il ramo relativo agli spostamenti positivi, è possibile definire il fattore di duttilità in termini di spostamento attraverso il rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento allo snervamento:

$$\mu_d = \frac{d_u}{d_y} = \frac{25}{13.06} = \mathbf{1.91} \quad (8.4)$$

8.2.4 Carico Verticale

L'entità del carico verticale per il campione V9-Typ3 segue la medesima oscillazione del carico orizzontale, confermando la ripetibilità del comportamento osservato nel provino gemello. Risulta di particolare interesse osservare come le misurazioni dei sensori FD 500-1, 2, 3 e 4 non presentino un andamento simmetrico nel tempo: la crescita fino ai picchi locali e il successivo ritorno appaiono sbilanciati, con un'inversione ciclica della distribuzione del carico. Ciò implica che, in ogni fase della prova, due barre risultino maggiormente caricate rispetto alle restanti, con un aumento progressivo dei valori massimi raggiunti in modulo all'aumentare dello spostamento imposto.

Analogamente a quanto riscontrato per il campione V8, l'effetto della spinta laterale induce una tendenza al sollevamento del provino; sul lembo teso, la muratura entra in trazione portando il pannello a esercitare una pressione sui martinetti. Tale fenomenologia supporta l'ipotesi che anche per questo test la procedura d'esecuzione prevedesse i rubinetti del circuito oleodinamico chiusi, mantenendo costante il volume d'olio.

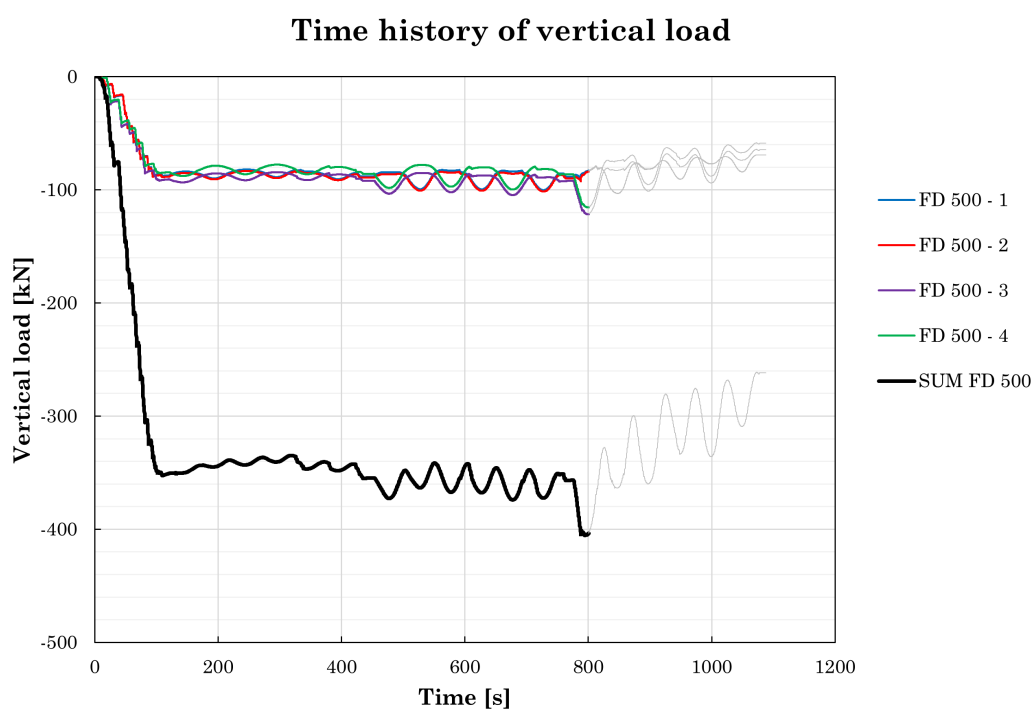


Figura 8.10: Evoluzione temporale del carico verticale V9 - Typ3.

8.2.5 Quadro fessurativo

Le considerazioni analitiche espresse per il campione precedente trovano piena conferma anche nell'analisi del quadro fessurativo del provino V9-typ3 (Fig. 8.11). La morfologia

gia delle lesioni e i fenomeni di espulsione del materiale ribadiscono la prevalenza del meccanismo di crisi per pressoflessione, in totale analogia con quanto già osservato.



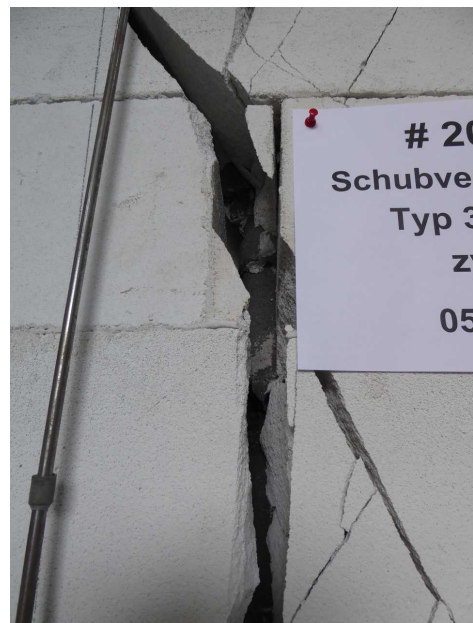
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 8.11: Quadro fessurativo per il campione V9-Typ3.

uno spostamento di 24 mm (drift dello 0,86 %). A differenza dei test precedenti, in questo caso la prova è stata protratta nel ramo post-picco fino al raggiungimento del criterio di rottura convenzionale, corrispondente a una degradazione della forza pari al 30 % del valore massimo.

Lo spostamento ultimo, identificato proprio in corrispondenza di una forza residua di circa 185 kN (70 % di F_{max}), risulta pari a 37 mm. Questo valore equivale a un drift dello 1,32 %, evidenziando una capacità di spostamento decisamente superiore rispetto alla configurazione con apertura, grazie alla maggiore continuità strutturale del pannello integro che permette una redistribuzione delle tensioni più efficace nel ramo plastico. Considerazioni riguardo le modalità di rottura seguiranno quando si analizzerà il quadro fessurativo. L'involuppo mostra una rigidità iniziale elevata e un ramo degradante molto esteso e regolare. Tuttavia, nonostante l'incremento di prestazioni, il drift ultimo di 1,32 % rimane ancora inferiore alla soglia dello 1,6 % prescritta dalla normativa NTC 2018 [10] per le pareti in muratura armata soggette a pressoflessione (§3.5.2).

8.3.2 Evoluzione temporale

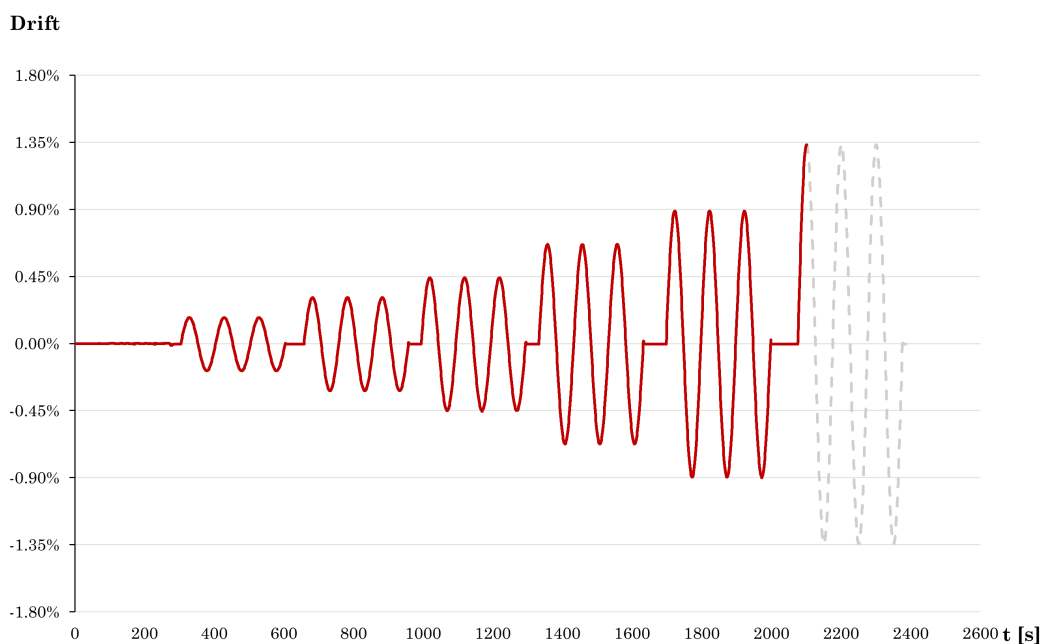


Figura 8.13: Evoluzione temporale del drift per provino V10-typ0

Anche in questo caso, la sequenza ciclica non è stata portata a compimento a causa dell'interruzione della prova al raggiungimento dello spostamento ultimo, oltre il quale il degrado strutturale risultava eccessivo. Tuttavia, il completamento di cinque serie di

carico-scarico evidenzia la maggiore capacità deformativa delle pareti piene: queste, a differenza dei campioni con apertura, riescono ad attingere a livelli di drift sensibilmente più elevati prima della crisi. In più i cicli di carico da come si può vedere in Fig.8.13 vengono effettuati a multipli di 0.225% di drift.

8.3.3 Curva Bilineare equivalente

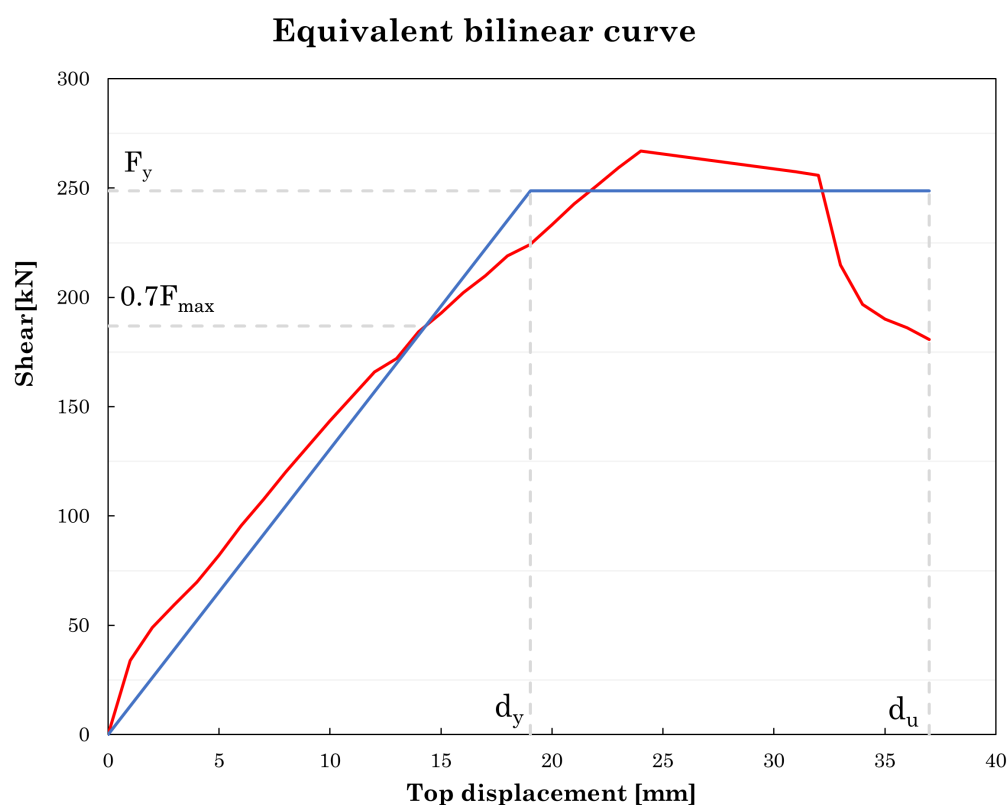


Figura 8.14: Curva bilineare V10 - typ0.

Tabella 8.6: Parametri meccanici della curva bilineare equivalente per il campione V10 Typ0.

F_y	$0.7F_{max}$	F_{max}	d_y	d_u	k_{el}
<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>kN/mm</i>
248.69	186.81	266.87	19.03	37.04	13.07

Considerando il ramo relativo agli spostamenti positivi, è possibile definire il fattore di duttilità in termini di spostamento attraverso il rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento allo snervamento:

$$\mu_d = \frac{d_u}{d_y} = \frac{37.04}{19.03} = 1.94 \quad (8.5)$$

8.3.4 Carico Verticale

In linea con le analisi condotte per i campioni precedenti, si riporta il grafico dell'andamento dello sforzo normale nelle barre verticali in funzione dello spostamento orizzontale (Fig. 8.15). Il diagramma conferma che il carico verticale in condizioni di quiete si attesta sul valore nominale di 350 kN.

Per quanto concerne il comportamento complessivo, restano valide le considerazioni di carattere generale già esposte per le prove precedenti, pertanto al fine di garantire una maggiore fluidità nella lettura, si omette in questa sede la ripetizione.

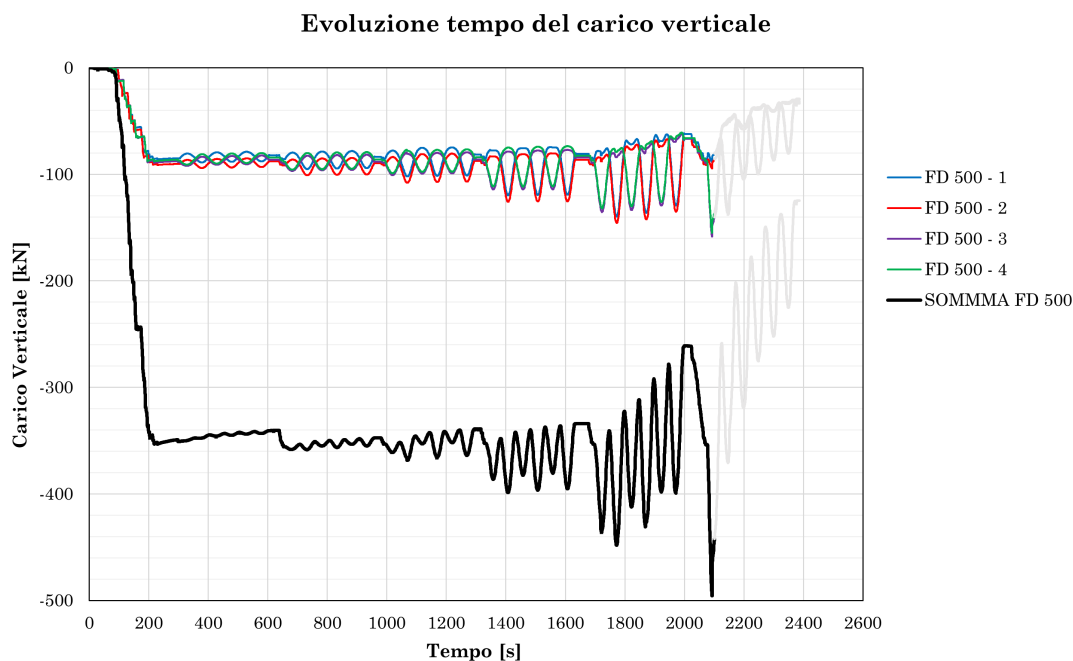


Figura 8.15: Evoluzione temporale del carico verticale V10 Typ0.

8.3.5 Posizione della risultante del carico verticale

Per le prove cicliche è inoltre importante valutare la posizione della risultante del carico verticale durante lo svolgimento del test. Si spiegano alcune caratteristiche generali di questa tipologia di grafico, che verrà presentata anche per i successivi test. Innanzitutto, è importante chiarire com'è stata valutata la posizione della risultante: partendo dai valori di sforzo normale forniti dalle barre verticali di pretensione, si effettua la somma a due a

due, ossia:

$$F_{12} = F_{D500-1} + F_{D500-2}$$

$$F_{34} = F_{D500-3} + F_{D500-4}$$

per ogni istante. In questo modo si ottengono i valori di carico rilevati dai martinetti. L'entità della risultante è chiaramente la somma dei due valori; per valutare la sua posizione si impone l'equilibrio alla rotazione rispetto al baricentro del pannello [13].

Denominando b la distanza delle celle di carico rispetto al baricentro, pari a 770 mm, ed e l'eccentricità della risultante, si ha:

$$-|F_{12}| \cdot b + |F_{34}| \cdot b = (|F_{12}| + |F_{34}|) \cdot e \quad (8.6)$$

dove il segno $-$ del primo contributo è dovuto al sistema di riferimento adottato, indicato in Fig.8.16. L'eccentricità dunque si calcola come:

$$e = \frac{-|F_{12}| + |F_{34}|}{|F_{12}| + |F_{34}|} \cdot b \quad (8.7)$$

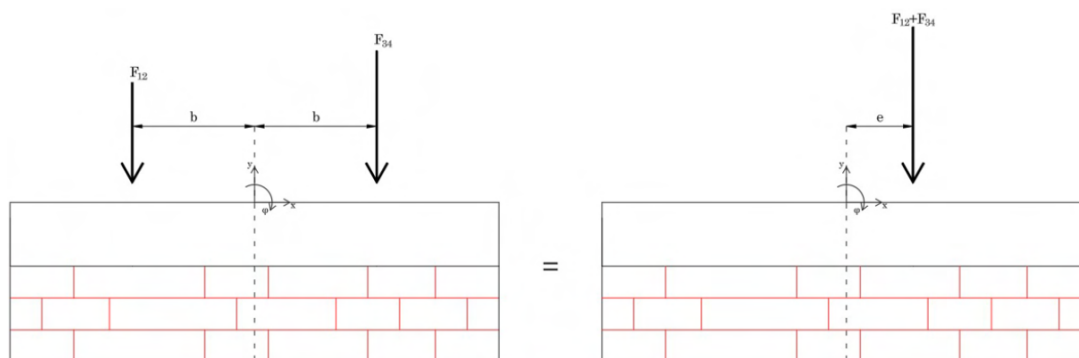


Figura 8.16: *Eccentricità del carico, sistema di forze equivalenti.*

Va fatto notare che il carico che registrano le barre F_{D500} è la differenza tra la forza verticale esercitata dalle celle di carico e il peso della struttura in acciaio su cui sono installati i martinetti.

Il grafico in Fig.8.17 è concepito per mostrare l'escursione orizzontale della risultante del carico verticale; il pannello sullo sfondo permette di avere una rapida comprensione della distanza che raggiunge la risultante rispetto all'asse baricentrico durante la prova. Come per gli altri grafici, si segnala il punto di rottura, in questo caso con il cerchio a riempimento rosso.

La massima eccentricità raggiunta è circa pari a 192 mm per cui si può considerare l'intera sezione reagente in virtù della ridotta entità dell'eccentricità. In altre parole: la risultante di compressione è sempre interna al “terzo medio”; con tale termine si intende la porzione centrale della parete, evidenziata nel grafico, se si ipotizza di dividerla in tre parti uguali.

Esso corrisponde a quello che nella Scienza delle Costruzioni è noto come *nocciolo centrale d'inerzia*, definito come:

“la zona in cui deve cadere il carico per avere sollecitazioni di tipo omogeneo, per cui la sezione risulta o tutta compressa o tutta tesa; è il luogo geometrico dei punti che hanno asse neutro esterno o al più tangente alla sezione.”

Se invece il carico è esterno al nocciolo, la sezione è parzializzata, poiché la sezione percepisce delle tensioni di trazione che non è in grado di trasmettere. Le tensioni di compressione perciò si redistribuiscono nella sezione effettivamente reagente, tale per cui il carico risulta interno al nocciolo d'inerzia.

Stando all'analisi del carico verticale, il campione risulterebbe sempre compresso durante l'esecuzione della prova, per cui la sezione non parzializza. Tuttavia, è necessario tenere conto della flessione generata dall'azione orizzontale, la quale senza alcun dubbio causa la parzializzazione della sezione di base.

8.3.6 Quadro fessurativo

Come si evince dalla Fig. 8.18, l'evoluzione del quadro fessurativo mostra un comportamento marcatamente influenzato dalla componente di taglio. Nel nucleo centrale del pannello è chiaramente visibile un sistema di lesioni a “croce di Sant'Andrea” estremamente definito; l'ampiezza e l'estensione di queste diagonali indicano che il superamento della resistenza a trazione della muratura per sforzi tangenziali è stato il fenomeno cinematico dominante.

A differenza di altri campioni, dove la componente flessionale appariva paritetica, in questo caso le fessure diagonali solcano l'intera altezza dei maschi murari con una continuità che suggerisce una crisi prevalentemente per taglio. Sebbene ai lembi si riscontrino alcune lesioni verticali riconducibili alla compressione ciclica, queste appaiono secondarie rispetto alla severità del danneggiamento diagonale nel corpo centrale del pannello.

L'analisi visiva suggerisce quindi che, per il provino V10-Typ0, la resistenza al taglio sia stata attinta precocemente o che abbia comunque guidato l'evoluzione del collasso. Tale evidenza trova riscontro nelle verifiche analitiche del Capitolo §10, dove la prossimità dei valori di resistenza conferma la possibilità di un meccanismo ibrido, pur con una chiara

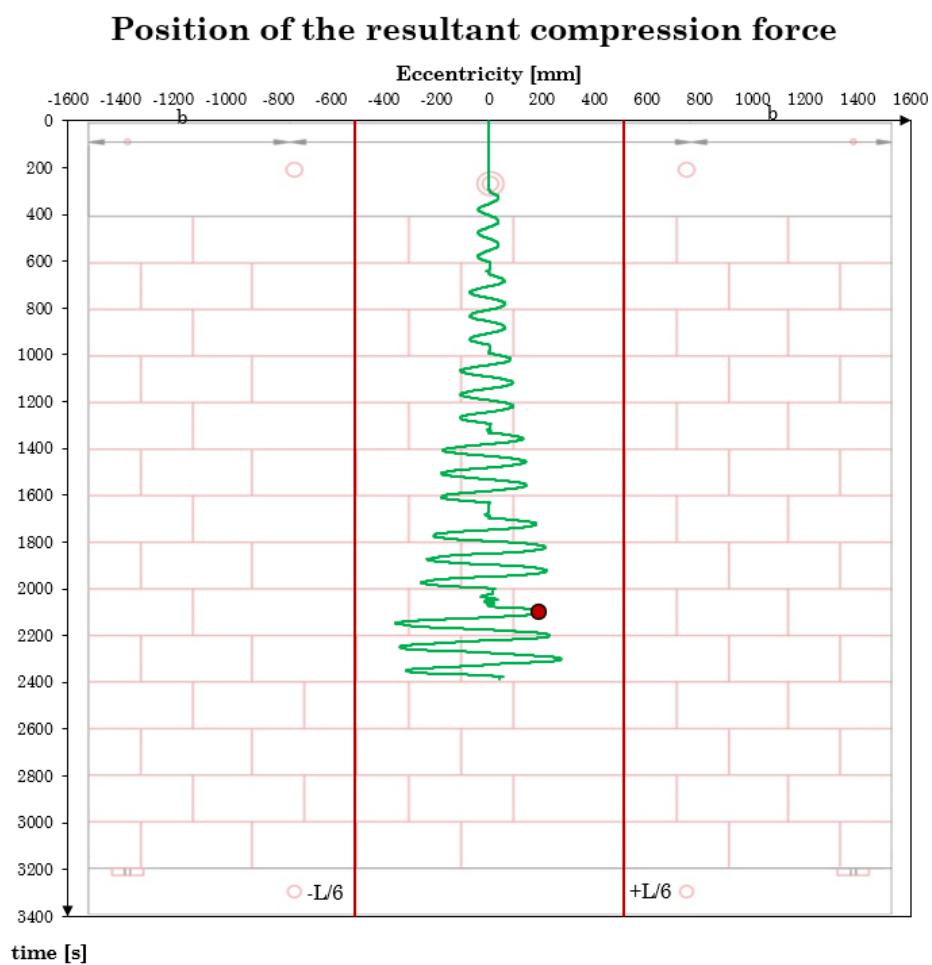


Figura 8.17: Posizione della risultante delle compressioni V10-typ0.

prevalenza morfologica della componente diagonale a 45° rispetto a quella flessionale di bordo.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 8.18: Quadro fessurativo per il campione V10-Typ0.

8.4 11° Test - V11 Typ0

Le specifiche del campione sono riportate in Tab.8.7:

Tabella 8.7: Specifiche campione - V11 Typ0

Codice	Materiale	Tipo di prova	Tipo di campione	Armatura orizzontale	Armatura verticale	Carico Verticale iniziale
V11 Typ 0	Ytong Sismico 575	ciclica	Pieno	no armatura	4 ϕ 12 (B450C)	Centrato - 200 kN
		<i>Altezza H</i>	<i>Lunghezza B</i>	<i>Spessore t</i>	<i>Copriferro c</i>	<i>Altezza utile</i>
		mm	mm	mm	mm	mm
		2800	2930	240	200	2875

8.4.1 Curva di capacità Forza-Spostamento

Rispetto al campione precedentemente analizzato, il provino V11-typ0 è caratterizzato dall'impiego di blocchi con prestazioni meccaniche superiori, sebbene contraddistinti da uno spessore ridotto.

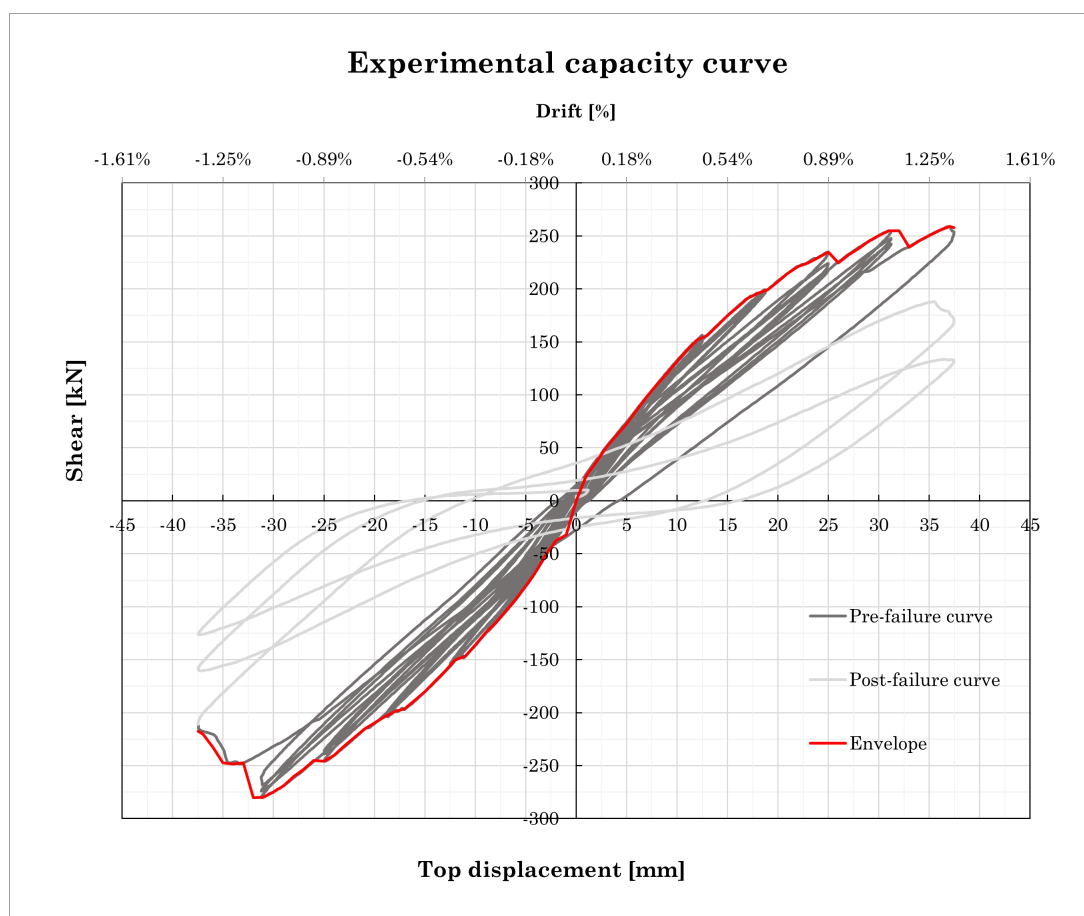


Figura 8.19: Curva di capacità per il campione V11 - typ0.

La massima resistenza a taglio, registrata in questo caso nel ramo degli spostamenti negativi, è di circa -280 kN ed è stata raggiunta per uno spostamento di -32 mm (drift dello $1,14\%$). A differenza dei test precedenti, la prova è stata protratta significativamente nel ramo post-picco fino al raggiungimento del criterio di rottura convenzionale, corrispondente a una degradazione della forza pari al 30% (circa) del valore massimo.

Lo spostamento ultimo, identificato in corrispondenza di una forza residua di circa -220 kN (70% di F_{max}), risulta pari a $-37,5$ mm. Tale valore equivale a un drift dello $1,32\%$, evidenziando una capacità di spostamento decisamente superiore rispetto alle configurazioni dotate di apertura; ciò è reso possibile dalla maggiore continuità strutturale del pannello integro, che permette una ridistribuzione delle tensioni più efficace nel campo plastico.

L'involuppo mostra una rigidezza iniziale elevata e un ramo degradante esteso e regolare. Tuttavia, nonostante l'incremento prestazionale e il sostanziale raggiungimento della soglia dello $1,6\%$ prescritta dalla normativa [10] per le pareti in muratura armata soggette a pressoflessione (§3.5.2), le considerazioni definitive sulle modalità di rottura saranno demandate all'analisi del quadro fessurativo nel paragrafo successivo.

8.4.2 Evoluzione temporale

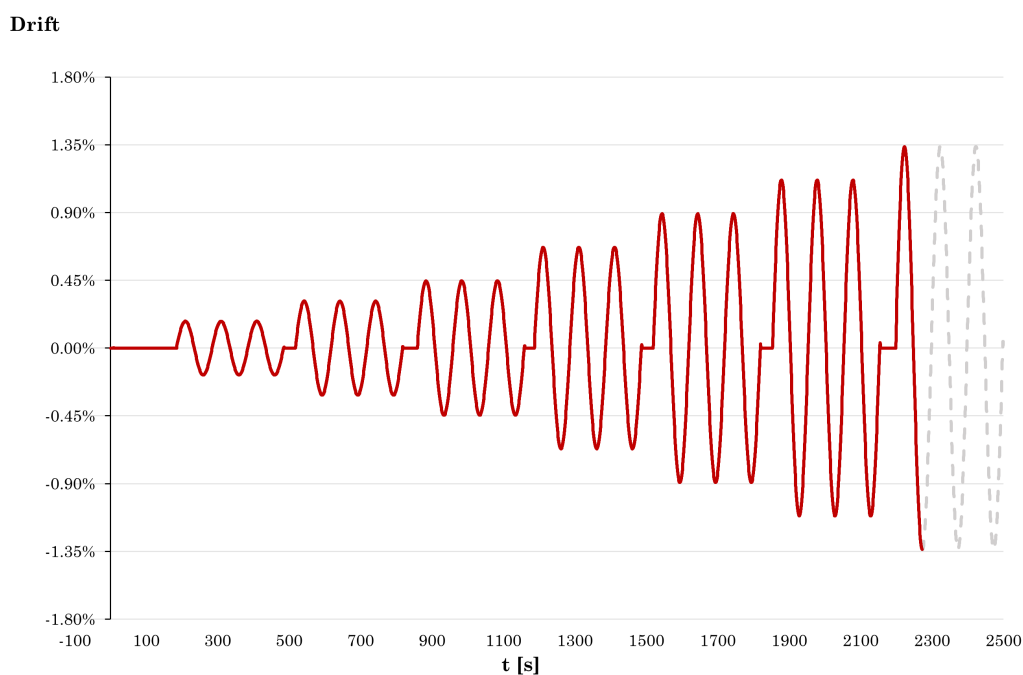


Figura 8.20: Evoluzione temporale del drift per provino V11-typ0.

Anche in questo caso, la sequenza ciclica non è stata portata a compimento a causa dell'interruzione della prova al raggiungimento dello spostamento ultimo, oltre il quale il degrado strutturale risultava eccessivo. Anche qui sono stati completati cinque cicli completi prima della rottura.

8.4.3 Curva Bilineare equivalente

Le curve bilineari sono state costruite analizzando distintamente i due rami dell'involuppo. Ai fini della trattazione, si è scelto di riportare esclusivamente il grafico relativo al ramo degli spostamenti negativi, in quanto ritenuto il più significativo per rappresentare il comportamento duttile del campione, se non altro perché per esso è possibile definire lo spostamento ultimo più vicino alla convenzione adottata dalle NTC 2018 [10].

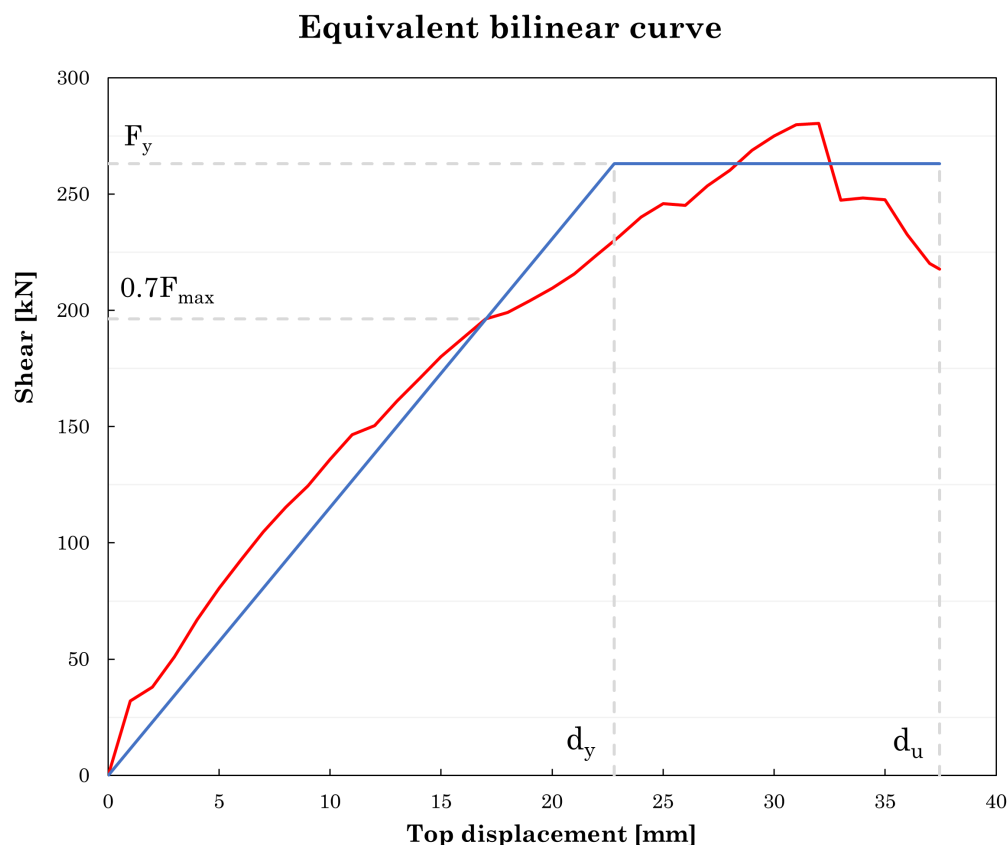


Figura 8.21: Curva bilineare per il campione V11 - typ0.

Considerando dunque il ramo relativo agli spostamenti positivi, è possibile definire il fattore di duttilità in termini di spostamento attraverso il rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento allo snervamento:

Tabella 8.8: Parametri meccanici della curva bilineare equivalente per il campione V11 Typ0.

F_y	$0.7F_{max}$	F_{max}	d_y	d_u	k_{el}
<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>kN/mm</i>
263.02	196.28	280.4	22.8	37.46	11.53

$$\mu_d = \frac{d_u}{d_y} = \frac{37.46}{22.8} = 1.64 \quad (8.8)$$

8.4.4 Carico Verticale

In linea con le analisi condotte per i campioni precedenti, si riporta il grafico dell'andamento dello sforzo normale nelle barre verticali in funzione dello spostamento orizzontale (Fig. 8.22). Il diagramma conferma che il carico verticale in condizioni di quiete si attesta sul valore nominale di 200 kN. Per quanto concerne il comportamento complessivo, restano valide le considerazioni di carattere generale già esposte per le prove precedenti, pertanto al fine di garantire una maggiore fluidità nella lettura, si omette in questa sede la ripetizione.

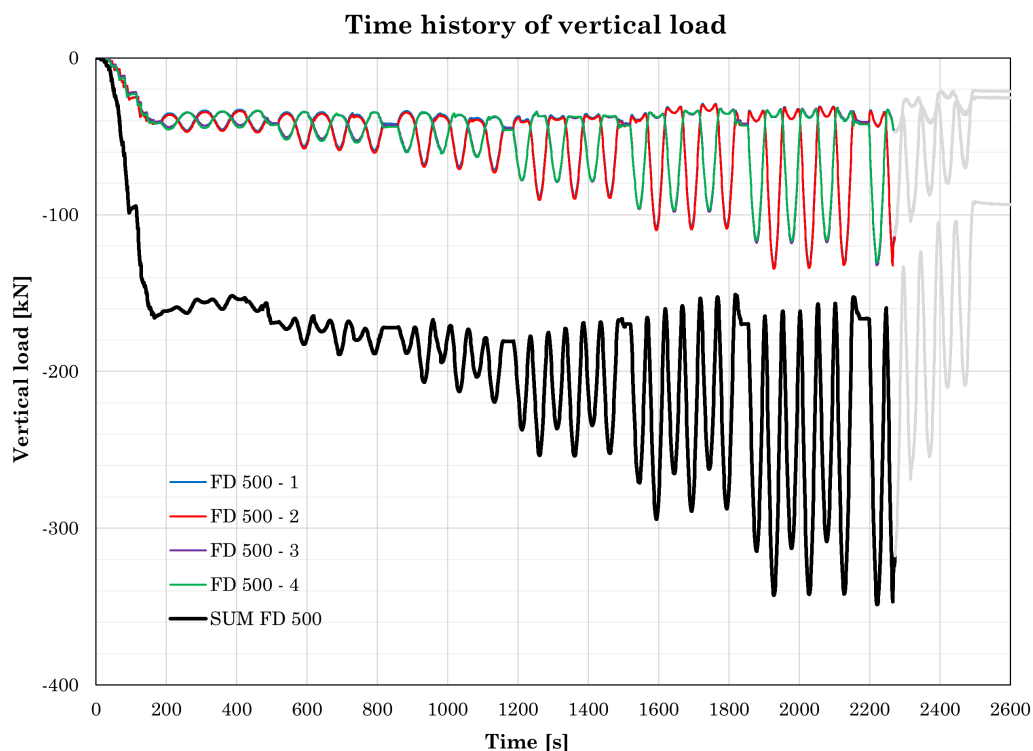


Figura 8.22: Evoluzione temporale del carico verticale V11 Typ0.

8.4.5 Posizione della risultante del carico verticale

Analogamente a quanto eseguito per il test precedente, si riporta il grafico relativo all'evoluzione della posizione della risultante del carico verticale durante lo svolgimento della prova (Fig.8.23). L'eccentricità massima registrata è pari a circa 286 mm, come già os-

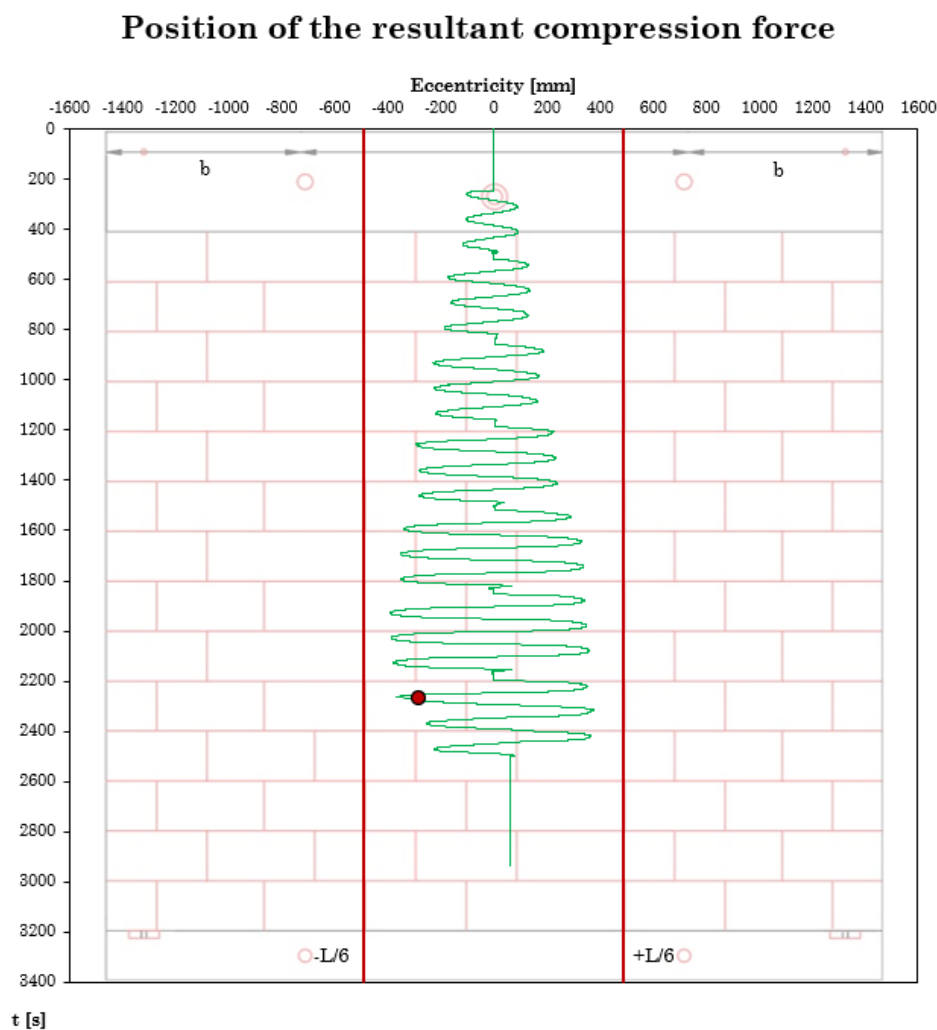


Figura 8.23: Posizione della risultante delle compressioni V11-tp0.

servato per il campione precedente, la risultante di compressione risulterebbe confinata all'interno del “terzo medio” se ci si limitasse all'analisi dell'eccentricità derivante dai soli sensori FD 500. Tuttavia, a tale valore va sommata l'aliquota prodotta dalla flessione del pannello, la quale sposta certamente la risultante al di fuori del nocciolo centrale d'inerzia, inducendo la parzializzazione della sezione di base.

8.4.6 Quadro fessurativo

Anche per questo campione l'analisi del quadro fessurativo (Fig. 8.24) conferma le previsioni teoriche, evidenziando una fessurazione diagonale che segue l'inclinazione del puntone compresso. Nonostante la sollecitazione sia di tipo ciclico, il pattern deformativo non presenta la classica "croce di Sant'Andrea" simmetrica; ciò suggerisce che la crisi sia stata guidata da un meccanismo di rottura ibrido tra taglio e pressoflessione.

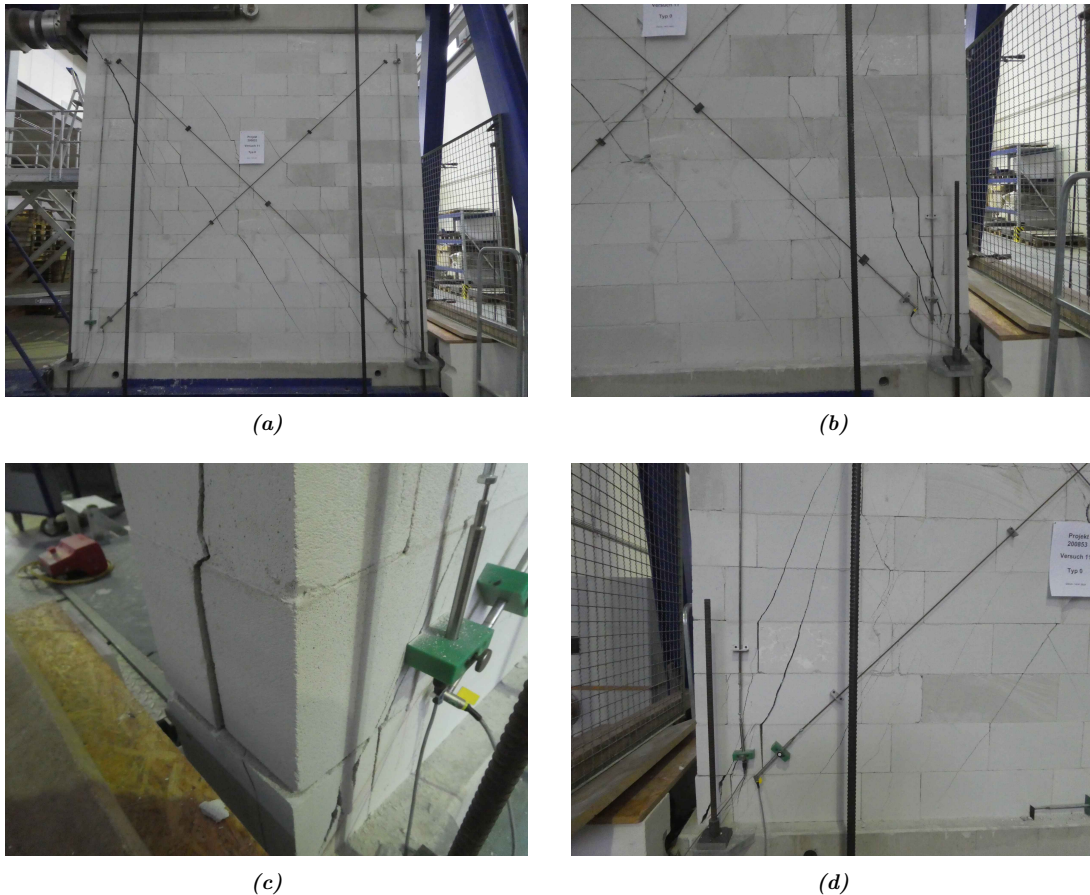


Figura 8.24: Quadro fessurativo per il campione V11-Typ0.

Nello specifico, il collasso è riconducibile allo schiacciamento del lembo compresso, manifestatosi con un fenomeno di rottura per "splitting". Tale fessurazione, netta e profonda, è causata dal superamento della resistenza a compressione della muratura, favorita dall'indebolimento dei blocchi in corrispondenza dei fori per l'alloggiamento delle barre d'armatura.

Il quadro fessurativo evidenzia quindi come la crisi per pressoflessione (compressione del lembo) e il taglio non siano disaccoppiati: l'ampia apertura delle lesioni diagonali e il contemporaneo splitting del bordo indicano un esaurimento della capacità portante per il raggiungimento dello stato limite del materiale sotto sforzi combinati. La presenza di

danni sia nei blocchi che nei giunti conferma, infine, la natura ibrida e paritetica della resistenza dei componenti della muratura. Ulteriori approfondimenti in merito alla rottura di questo provino vengono riportati in seguito nel capitolo §10.

8.5 12° Test-V12 Typ0

La prova è analoga alla precedente V11-typ0. Le specifiche del campione sono riportate in Tab.8.9:

Tabella 8.9: Specifiche campione - V12 typ0.

Codice	Materiale	Tipo di prova	Tipo di campione	Armatura orizzontale	Armatura verticale	Carico Verticale iniziale
V12 Typ 0	Ytong Sismico 575	ciclica	Pieno	no armatura	4φ12 (B450C)	Centrato - 200 kN
		Altezza <i>H</i>	Lunghezza <i>B</i>	Spessore <i>t</i>	Copriferro <i>c</i>	Altezza utile
		mm	mm	mm	mm	mm
		2800	2930	240	200	2730

8.5.1 Curva di capacità Forza-Spostamento

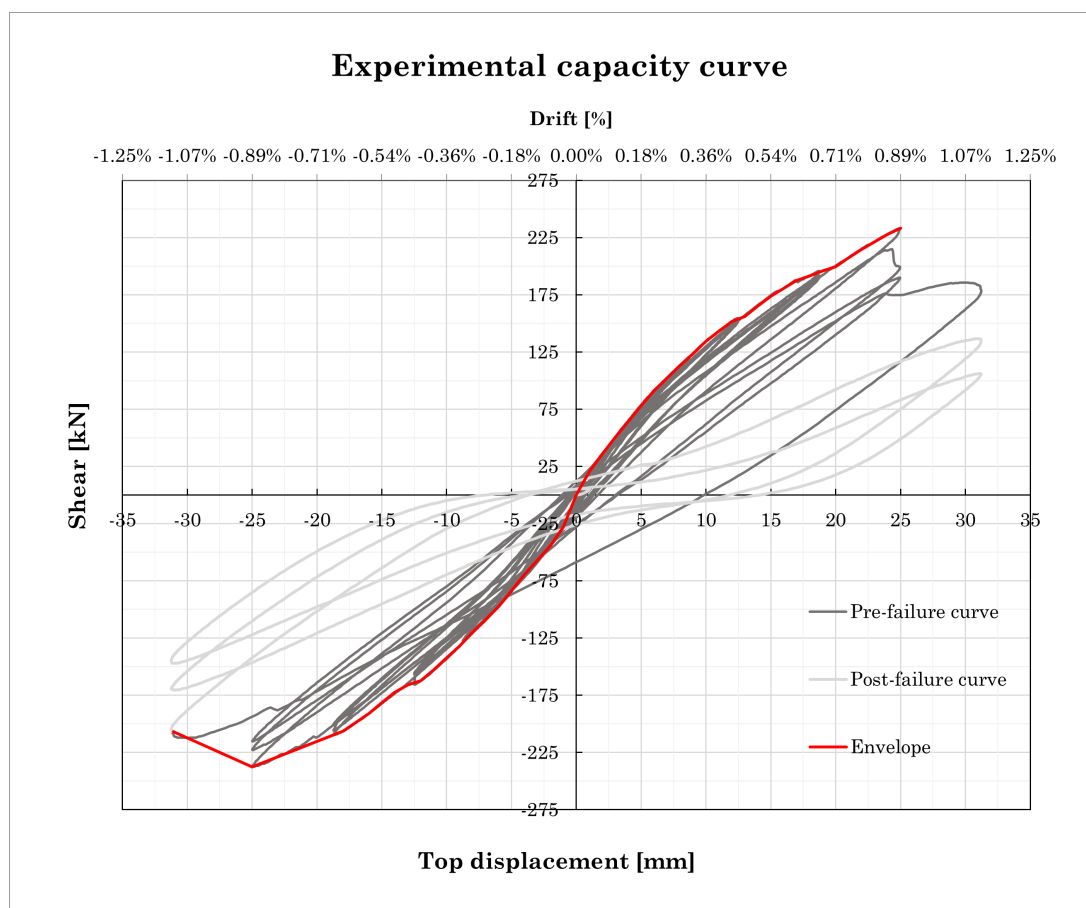


Figura 8.25: Curva di capacità per il campione V12 - typ0.

La massima resistenza a taglio registrata per la parete è di circa 233 kN, valore raggiunto per uno spostamento di 25 mm, corrispondente a un *drift* dello 0,89%. Lo spostamento ultimo rilevato per il campione è invece pari a circa 33 mm.

L'andamento dell'inviluppo conferma quanto osservato nei test precedenti, con una riduzione progressiva di rigidità e resistenza una volta superato il valore di picco. È possibile notare una marcata degradazione della capacità portante dopo la rottura; la mancata sovrapposizione dei cicli evidenzia infatti l'avvenuto superamento della resistenza massima del sistema.

Si riscontra che lo spostamento associato alla rottura non rispetta la convenzione adottata in precedenza, che prevedeva una riduzione del 30 % della forza massima. Ciononostante, tale punto costituisce un limite irreversibile: la ripetizione dei cicli con un *drift* target di circa lo 1,1 % mostra valori di forza orizzontale via via decrescenti. Rispetto al caso precedentemente analizzato, si riscontra una riduzione sia della forza massima che della capacità di spostamento ultimo, nonostante i provini siano nominalmente identici e siano stati sottoposti al medesimo protocollo di carico. Tale variabilità nei risultati sperimentali, sebbene i parametri di progetto rimangano invariati, è riconducibile alla natura stessa del materiale murario e a potenziali imperfezioni intrinseche alla fase di realizzazione dei campioni.

In particolare, le differenze prestazionali possono essere imputate a:

- Tolleranze esecutive: lievi difformità nella disposizione dei blocchi o nello spessore dei giunti di malta possono alterare la regolarità della distribuzione degli sforzi;
- Difetti di posa: l'eventuale presenza di vuoti localizzati nella malta o un non perfetto allineamento delle barre di armatura nei fori può innescare concentrazioni di tensione precoci;
- Condizioni di maturazione: variazioni, anche minime, del grado di umidità e della temperatura durante il processo di presa della malta e della boiaccia possono influenzare l'aderenza all'interfaccia blocco-armatura;
- Eterogeneità dei componenti: la resistenza a trazione e a taglio della muratura risente della variabilità stocastica delle proprietà meccaniche dei singoli blocchi e della malta utilizzata.

8.5.2 Evoluzione temporale

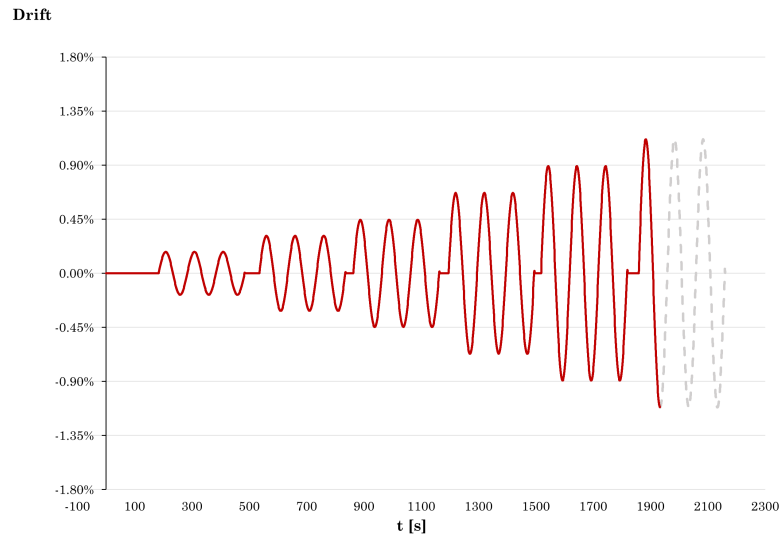


Figura 8.26: Evoluzione temporale del drift per provino V12-typ0.

Anche in questo caso, la sequenza ciclica non è stata portata a compimento a causa dell'interruzione della prova al raggiungimento dello spostamento ultimo, oltre il quale il degrado strutturale risultava eccessivo. Anche qui sono stati completati cinque cicli completi prima della rottura.

8.5.3 Curva Bilineare equivalente

Le curve bilineari sono state costruite analizzando distintamente i due rami dell'involuppo. Ai fini della trattazione, si è scelto di riportare esclusivamente il grafico relativo al ramo degli spostamenti negativi, in quanto ritenuto il più significativo per la caratterizzazione meccanica del campione.

Tabella 8.10: Parametri meccanici della curva bilineare equivalente per il campione V12 Typ0.

F_y	$0.7F_{max}$	F_{max}	d_y	d_u	k_{el}
<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>kN/mm</i>
233.76	166.22	237.46	18.40	31.00	12.70

Considerando dunque il ramo relativo agli spostamenti positivi, è possibile definire il fattore di duttilità in termini di spostamento attraverso il rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento allo snervamento:

$$\mu_d = \frac{d_u}{d_y} = \frac{31.00}{18.40} = \mathbf{1.68} \quad (8.9)$$

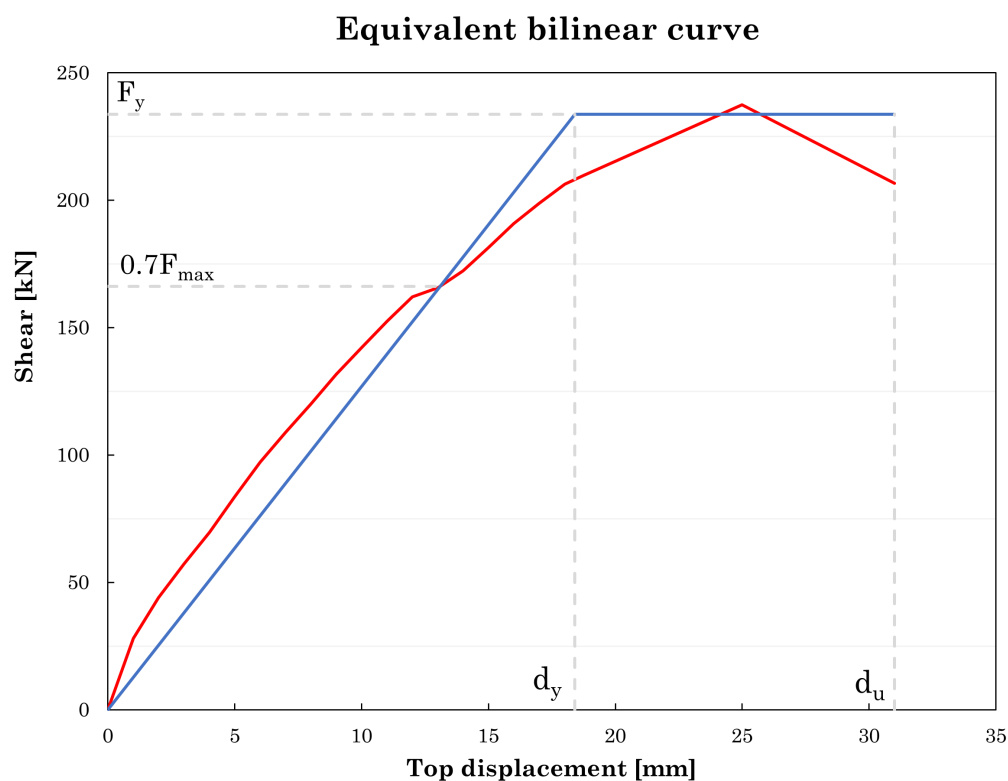


Figura 8.27: Curva bilineare V12- typ0.

8.5.4 Carico Verticale

In linea con le analisi condotte per i campioni precedenti, si riporta il grafico dell'andamento dello sforzo normale nelle barre verticali in funzione dello spostamento orizzontale (Fig.8.22). Il diagramma conferma che il carico verticale in condizioni di quiete si attesta sul valore nominale di 200 kN. Per quanto concerne il comportamento complessivo, restano valide le considerazioni di carattere generale già esposte per le prove precedenti, pertanto al fine di garantire una maggiore fluidità nella lettura, si omette in questa sede la ripetizione.

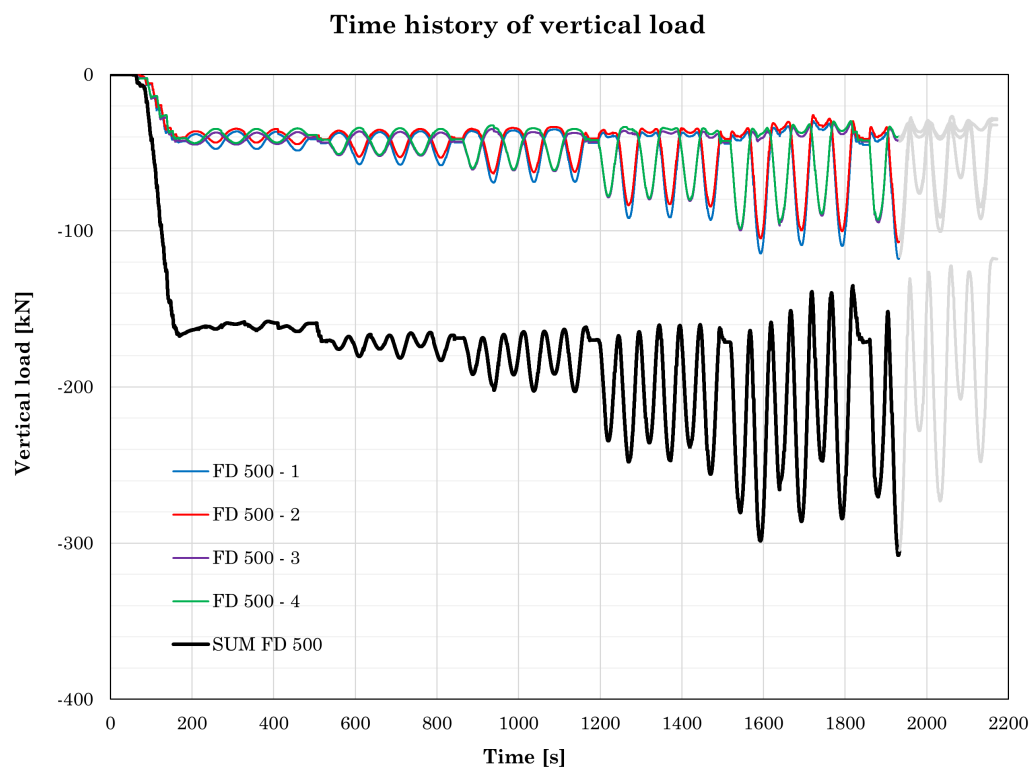


Figura 8.28: Evoluzione temporale del carico verticale V12 - Typ0.

8.5.5 Posizione della risultante delle compressioni

Si riporta il grafico relativo all'evoluzione della posizione della risultante del carico verticale durante lo svolgimento della prova.

Nuovamente, l'eccentricità massima registrata è pari a circa 319 mm. Come già osservato per il campione precedente, la risultante di compressione risulterebbe confinata all'interno del "terzo medio" se ci si limitasse all'analisi dell'eccentricità derivante dai soli sensori FD 500. Tuttavia, a tale valore va sommata l'aliquota prodotta dalla flessione del pannello, la quale sposta certamente la risultante al di fuori del nocciolo centrale d'inerzia, inducendo la parzializzazione della sezione di base.

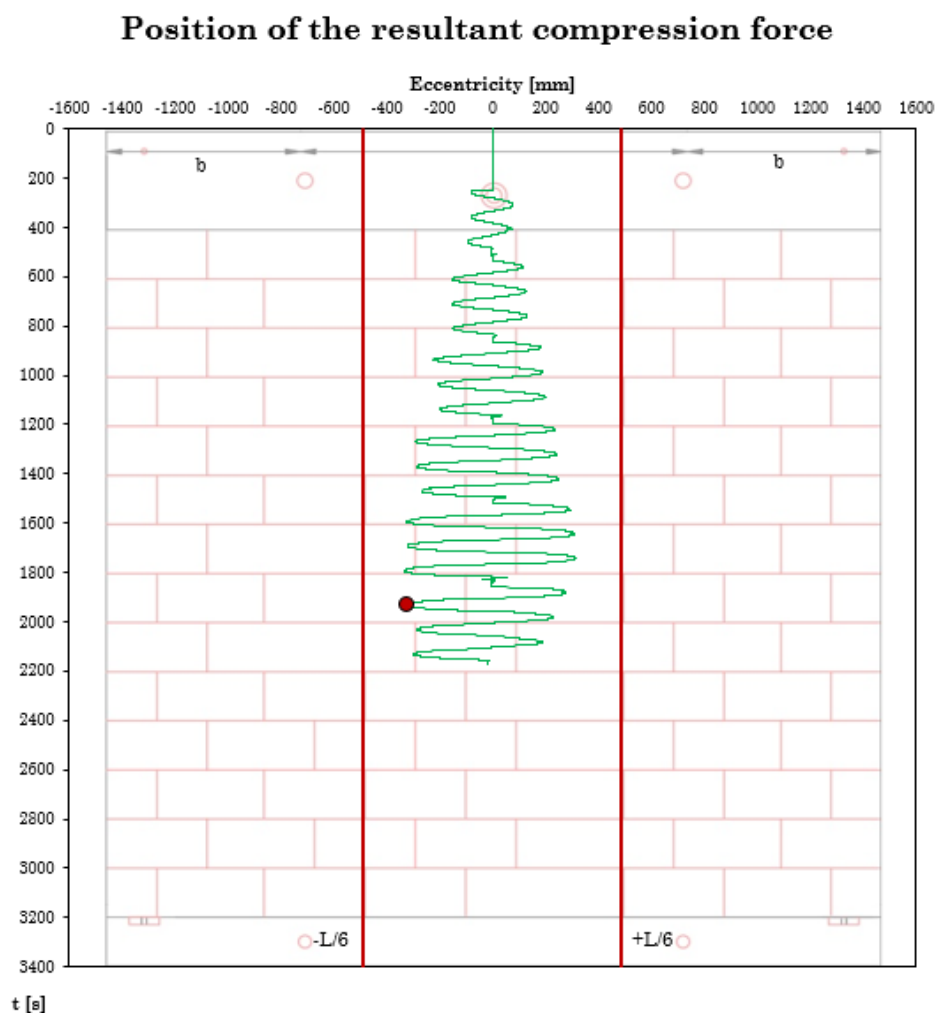


Figura 8.29: Posizione della risultante delle compressioni V12-typ0.

8.5.6 Quadro fessurativo

Le considerazioni precedentemente esposte possono essere estese anche al presente caso studio, poiché le evidenze documentate nel materiale fotografico fornito dall'azienda confermano la sostanziale identità dei meccanismi di collasso.

L'analisi visiva permette di riscontrare la medesima fenomenologia di danneggiamento osservata nei provini precedenti: la morfologia delle fessurazioni e la progressione del degrado strutturale indicano chiaramente che le modalità di rottura rimangono invariate.

Nello specifico, la crisi è nuovamente riconducibile a un meccanismo ibrido in cui lo splitting per compressione e il danneggiamento diagonale per taglio interagiscono, portando al raggiungimento dello stato limite ultimo del pannello.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 8.30: Quadro fessurativo per il campione V12-Typ0.

8.6 13° Test-V13 Typ1

Le specifiche del campione sono riportate in Tab.8.11:

Tabella 8.11: Specifiche campione - V13 typ1.

Codice	Materiale	Tipo di prova	Tipo di campione	Armatura orizzontale	Armatura verticale	Carico Verticale iniziale
V13 Typ 1	Ytong Sismico 575	ciclica	Pieno	1 ϕ 12 ogni due corsi	4 ϕ 12 (B450C)	Centrato - 370 kN
		Altezza <i>H</i>	Lunghezza <i>B</i>	Spessore <i>t</i>	Copriferro <i>c</i>	Altezza utile
		mm	mm	mm	mm	mm
		2800	2930	240	200	2730

8.6.1 Curva di capacità Forza-Spostamento

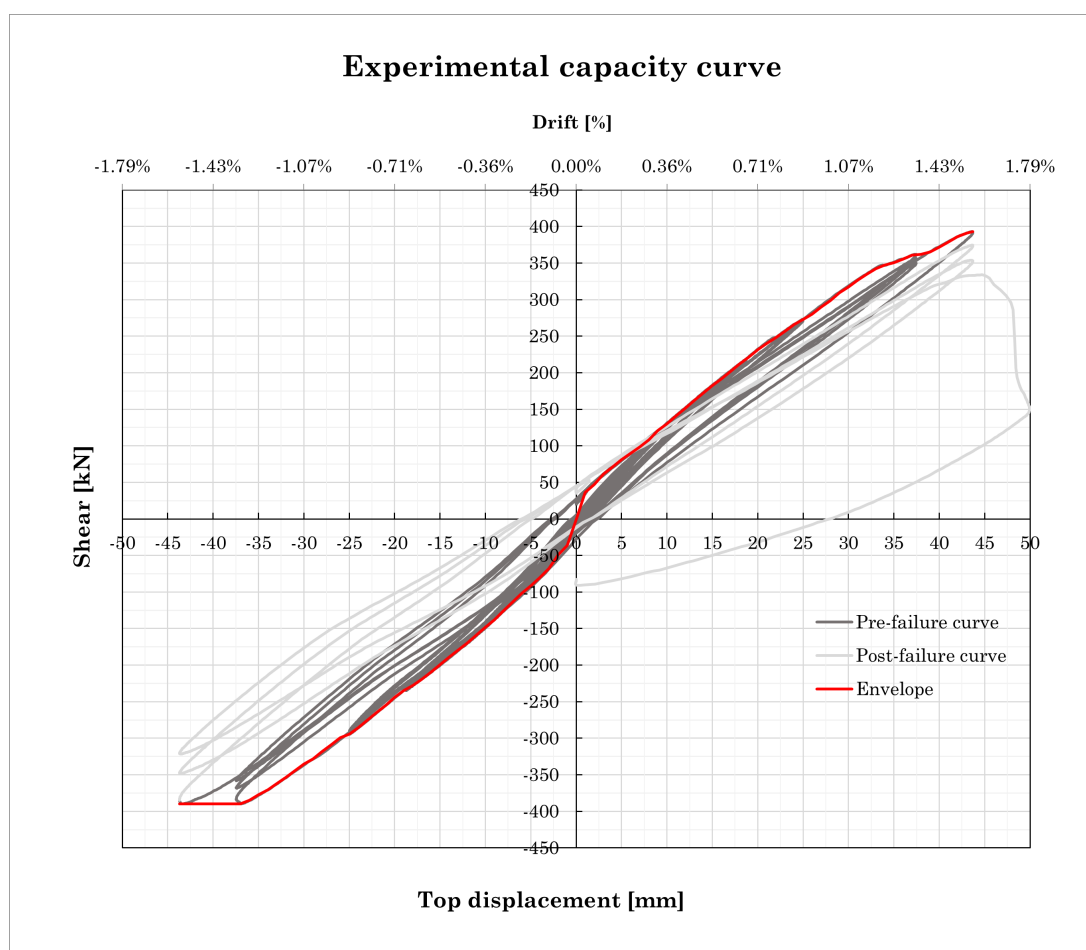


Figura 8.31: Curva di capacità per il campione V13 - typ1.

La massima resistenza a taglio registrata per la parete è di circa 393 kN, valore raggiunto per uno spostamento di 36 mm, corrispondente a un *drift* dello 1,29%. Lo spostamento ultimo rilevato per il campione è invece pari a circa 43 mm. Rispetto alle configurazioni

precedentemente esaminate, il presente provino si distingue per l'impiego di un'armatura orizzontale distribuita con cadenza regolare ogni due corsi di blocchi. Tale accorgimento costruttivo determina un sensibile miglioramento delle prestazioni meccaniche, traducendosi in un incremento sia della resistenza massima a taglio che della capacità di spostamento (*drift*) ultimo. L'adozione di un'armatura diffusa permette, infatti, una più efficace cucitura delle lesioni diagonali, favorendo una redistribuzione degli sforzi all'interno del pannello e ritardando la localizzazione del danno. Le considerazioni di dettaglio in merito alla specifica modalità di rottura e all'evoluzione del quadro fessurativo saranno approfondite nel prosieguo della trattazione. Si riscontra che lo spostamento associato alla rottura non rispetta la convenzione adottata in precedenza, che prevedeva una riduzione del 30 % della forza massima. Ciononostante, tale punto costituisce un limite irreversibile: la ripetizione dei cicli con un *drift* target di circa lo 1,54 % valore che risulta di poco inferiore al limite dello 1,6 % prescritto dalla normativa [10] per le pareti in muratura armata con rottura per pressoflessione (§3.5.2). L'esito del test fornisce dunque una conferma sperimentale della corretta taratura di tale limite normativo, dimostrando la capacità della parete di attingere a livelli di duttilità coerenti con le previsioni legislative.

8.6.2 Evoluzione temporale

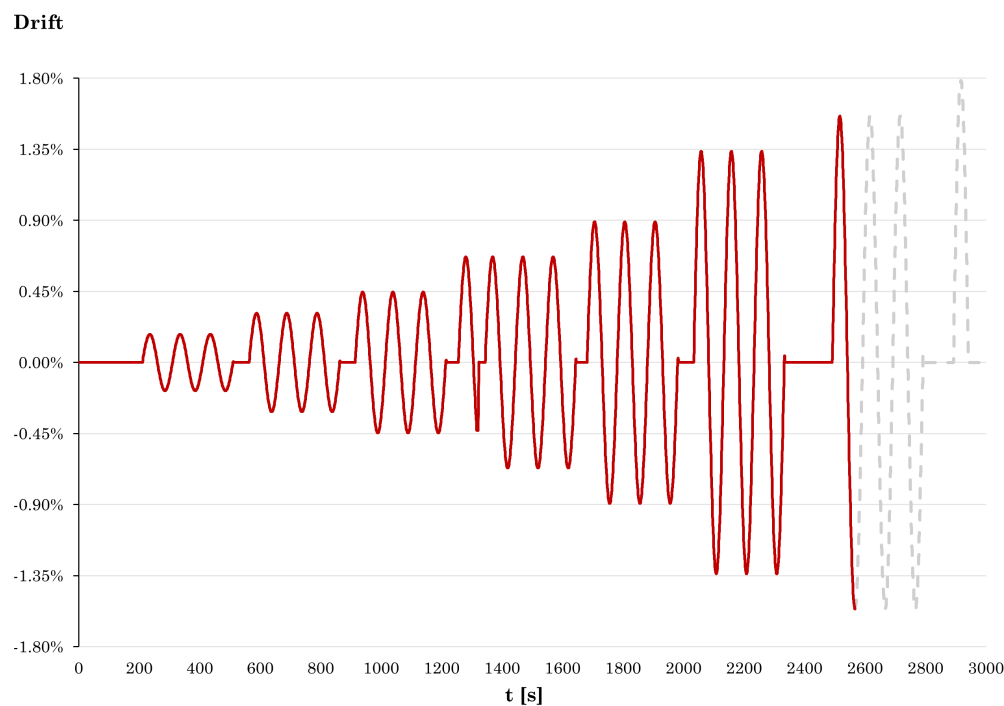


Figura 8.32: Evoluzione temporale del drift per provino V13-typ1.

Anche in questo caso, la sequenza ciclica non è stata portata a compimento a causa dell'interruzione della prova al raggiungimento dello spostamento ultimo, oltre il quale il degrado strutturale risultava eccessivo. Qui sono stati completati sei cicli completi prima della rottura.

8.6.3 Curva Bilineare equivalente

Le curve bilineari sono state costruite analizzando distintamente i due rami dell'involuppo. Ai fini della trattazione, si è scelto di riportare esclusivamente il grafico relativo al ramo degli spostamenti positivi, in quanto ritenuto il più significativo per la caratterizzazione meccanica del campione.

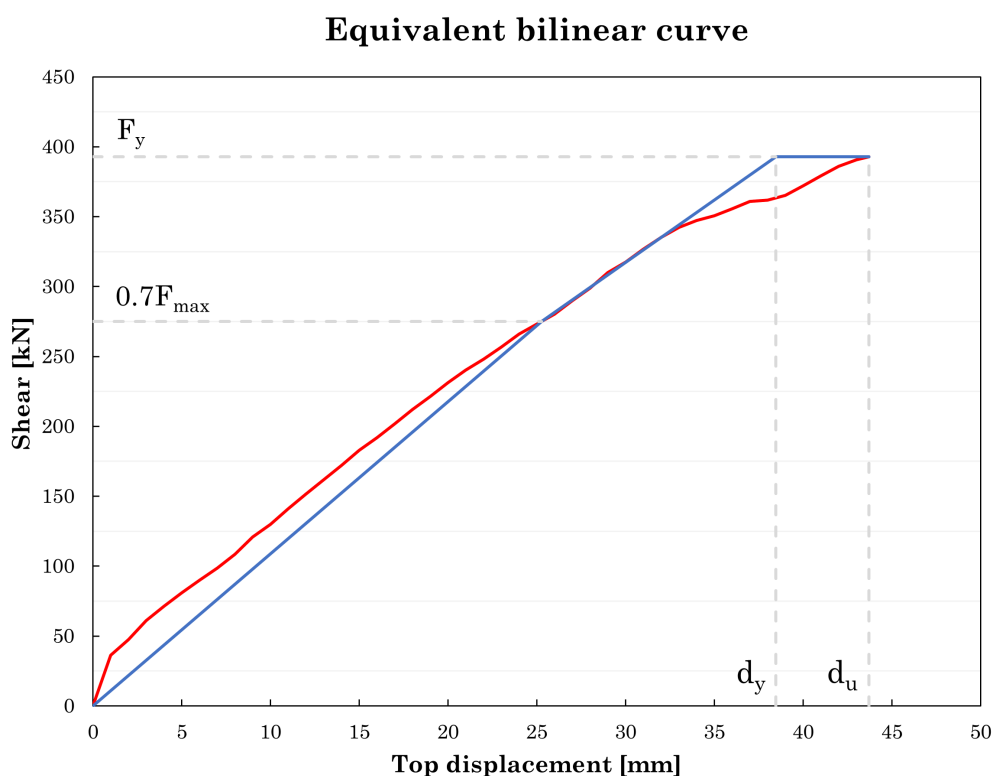


Figura 8.33: Curva bilineare V13- typ0

Tabella 8.12: Parametri meccanici della curva bilineare equivalente per il campione V13 Typ1.

F_y	$0.7F_{max}$	F_{max}	d_y	d_u	k_{el}
<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>kN/mm</i>
389.94	272.96	392.94	38.45	43.69	10.89

Considerando dunque il ramo relativo agli spostamenti positivi, è possibile definire il fattore di duttilità in termini di spostamento attraverso il rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento allo snervamento:

$$\mu_d = \frac{d_u}{d_y} = \frac{43.69}{38.45} = \mathbf{1.13} \quad (8.10)$$

8.6.4 Carico Verticale

In linea con le analisi condotte per i campioni precedenti, si riporta il grafico dell'andamento dello sforzo normale nelle barre verticali in funzione dello spostamento orizzontale (Fig. 8.34). Il diagramma conferma che il carico verticale in condizioni di quiete si attesta sul valore nominale di 370 kN. Per quanto concerne il comportamento complessivo, restano valide le considerazioni di carattere generale già esposte per le prove precedenti, pertanto al fine di garantire una maggiore fluidità nella lettura, si omette in questa sede la ripetizione.

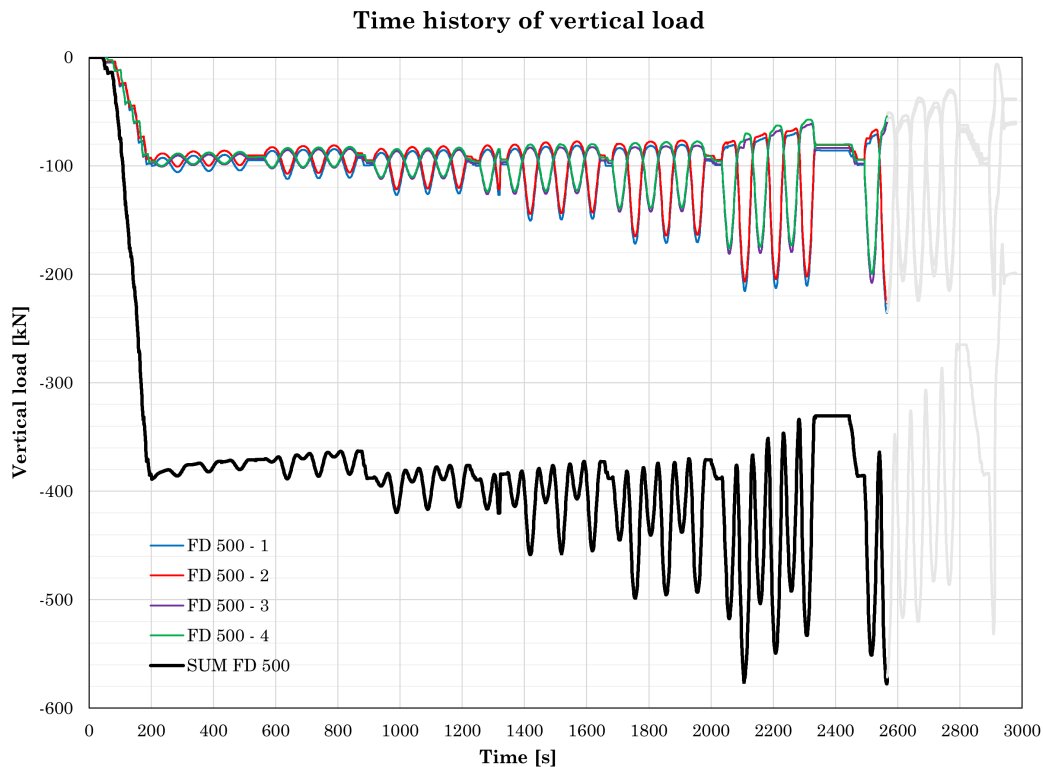


Figura 8.34: Evoluzione temporale del carico verticale V13 - Typ1.

8.6.5 Posizione della risultante delle compressioni

Analogamente ai casi precedenti, si riporta l'evoluzione della posizione della risultante del carico verticale durante la prova. In questo specifico test si registra un'escursione della compressione particolarmente significativa, con un valore massimo di 770 mm pari al 25 % della lunghezza del pannello.

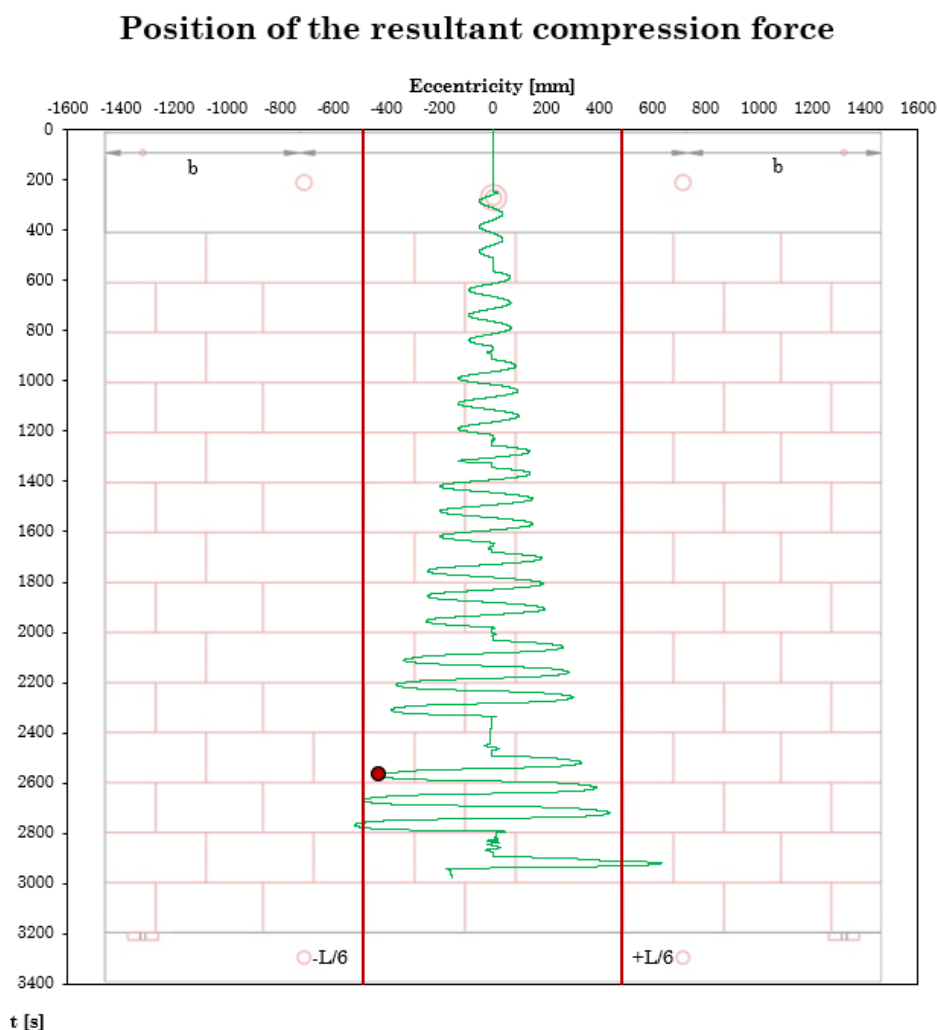


Figura 8.35: Posizione della risultante delle compressioni V13-typ1.

Tale evidenza conferma come la risultante non rimanga confinata nel “terzo medio”; l’aggiunta dell’eccentricità prodotta dalla flessione porta la sezione di base in regime di parzializzazione ($|e| > l/6$). I dati avvalorano l’ipotesi di una crisi governata dalla presflessione, con rottura localizzata sul lembo compresso, piuttosto che dal superamento della resistenza a taglio. D’altra parte, la presenza di una specifica armatura trasversale a taglio, a differenza del provino precedentemente analizzato, fornisce una solida base tecnica a supporto di tale ipotesi.

8.6.6 Quadro fessurativo

L'analisi fotografica del campione (Fig.8.36) evidenzia che la rottura è governata dalla pressoflessione: il collasso avviene infatti per crisi fragile del lembo compresso, con parziale l'espulsione delle porzioni esterne dei blocchi in corrispondenza di entrambe le estremità del pannello.

Tale distacco, favorito dall'indebolimento dei blocchi preforati per l'alloggiamento delle armature. Coerentemente con questo meccanismo flessionale, non si riscontra la presenza di fessurazioni a "croce di Sant'Andrea"; si osservano invece lesioni diagonali localizzate nella parte inferiore centrale e fessure orizzontali nei giunti di malta, provocate dalle tensioni di trazione non contrastate dal modesto carico verticale.

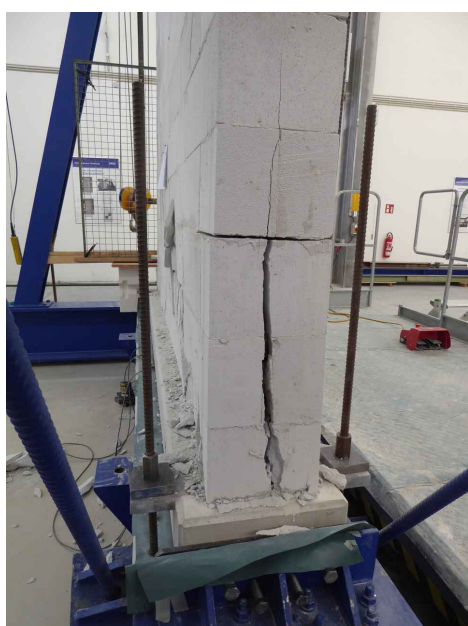
In definitiva, la combinazione tra un maggiore quantitativo di armatura orizzontale e una ridotta compressione assiale ha permesso alla parete di attingere a soglie di resistenza e deformabilità superiori, sebbene la crisi finale sia stata determinata dallo schiacciamento locale della muratura.



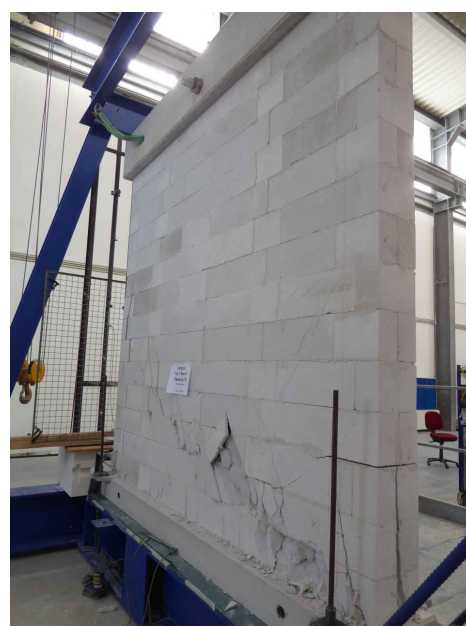
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 8.36: Quadro fessurativo per il campione V13-Typ1.

8.7 14° Test-V14 Typ1

La prova è analoga alla precedente V13-typ1. Le specifiche del campione sono riportate in Tab.8.13:

Tabella 8.13: Specifiche campione - V14 typ1.

Codice	Materiale	Tipo di prova	Tipo di campione	Armatura orizzontale	Armatura verticale	Carico Verticale iniziale
V14 Typ 1	Ytong Sismico 575	ciclica	Pieno	1 ϕ 12 ogni due corsi	4 ϕ 12 (B450C)	Centrato - 370 kN
		<i>Altezza H</i>	<i>Lunghezza B</i>	<i>Spessore t</i>	<i>Copriferro c</i>	<i>Altezza utile</i>
		mm	mm	mm	mm	mm
		2800	2930	240	200	2730

8.7.1 Curva di capacità Forza-Spostamento

La massima resistenza a taglio registrata per la parete è di circa 387 kN, valore raggiunto per uno spostamento di 43 mm, corrispondente a un *drift* dello 1,54%. Lo spostamento ultimo rilevato per il campione è invece pari a circa 50 mm.

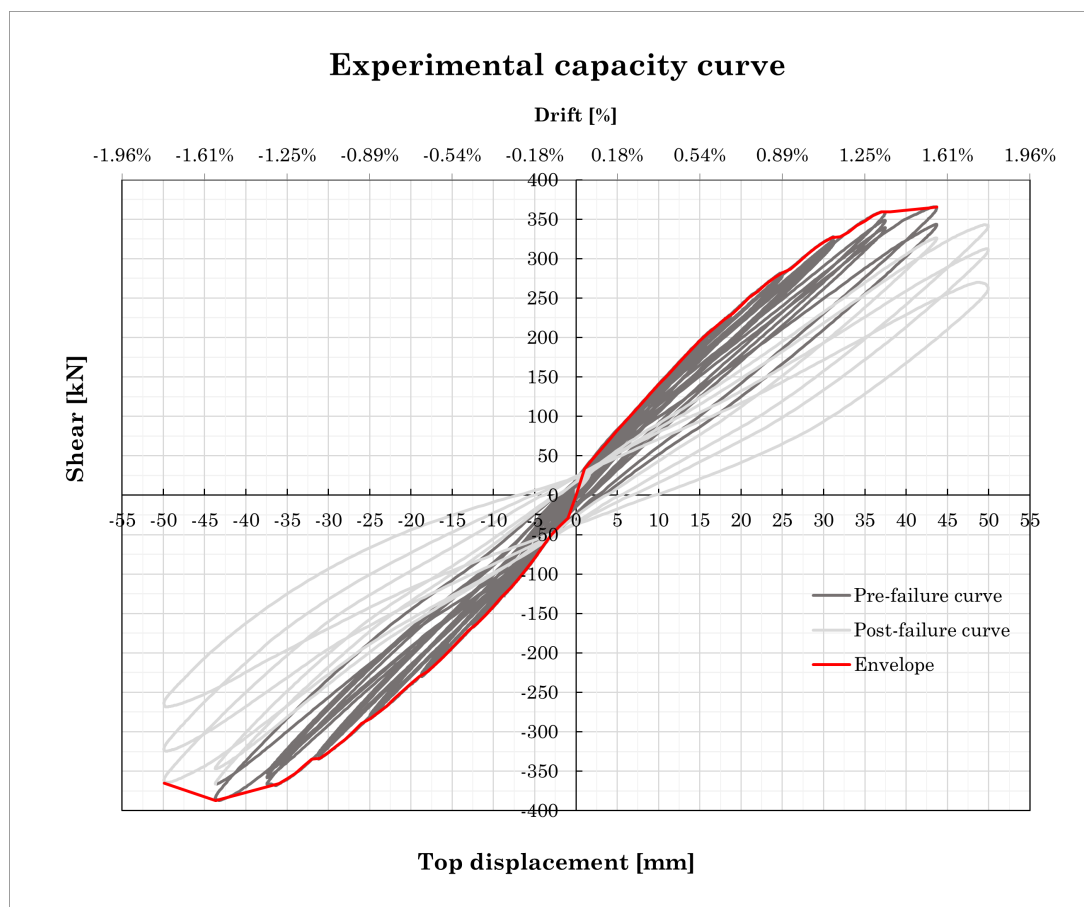


Figura 8.37: Curva di capacità per il campione V14 - typ1.

L'andamento dell'involuppo conferma quanto osservato nei test precedenti, con una riduzione progressiva di rigidezza e resistenza una volta superato il valore di picco. È possibile notare una marcata degradazione della capacità portante dopo la rottura; la mancata sovrapposizione dei cicli evidenzia infatti l'avvenuto superamento della resistenza massima del sistema.

Si riscontra che lo spostamento associato alla rottura non rispetta la convenzione adottata in precedenza, che prevedeva una riduzione del 30% della forza massima. Ciononostante, tale punto costituisce un limite irreversibile: la ripetizione dei cicli con un *drift* target di circa lo 1,79% valore che risulta di poco superiore al limite dello 1,6% prescritto dalla normativa [10] per le pareti in muratura armata con rottura per pressoflessione (§3.5.2). L'esito del test fornisce dunque una conferma sperimentale della corretta taratura di tale limite normativo, dimostrando la capacità della parete di attingere a livelli di duttilità coerenti con le previsioni legislative.

Sebbene la resistenza massima sia risultata analoga a quella del provino precedente, questo test si distingue per aver raggiunto spostamenti ultimi sensibilmente maggiori. La capacità di sostenere un numero superiore di cicli ha permesso al pannello di esplicitare una duttilità più elevata, confermando come la variabilità esecutiva possa influenzare non tanto la forza di picco, quanto la stabilità del ramo post-picco e la capacità deformativa finale.

8.7.2 Evoluzione temporale

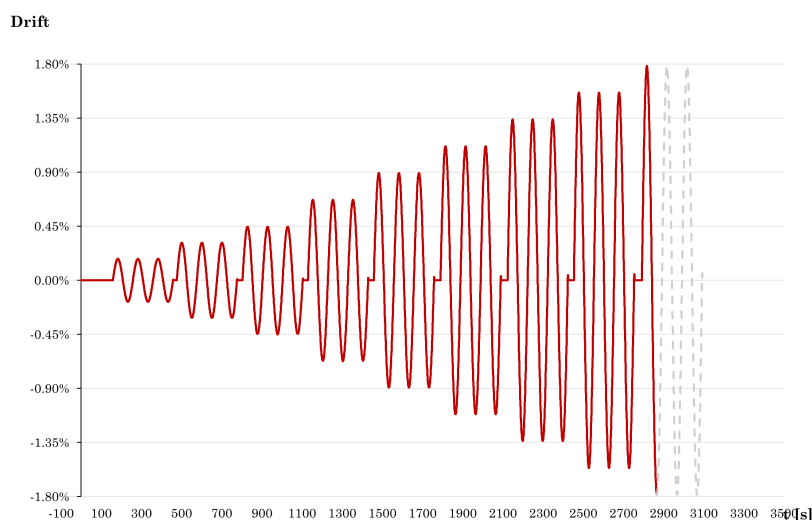


Figura 8.38: Evoluzione temporale del drift per provino V14-typ1.

Anche in questo caso, la sequenza ciclica è stata interrotta al raggiungimento dello spostamento ultimo per evitare un degrado strutturale eccessivo.

8.7.3 Curva Bilineare equivalente

Le curve bilineari sono state costruite analizzando distintamente i due rami dell'involuppo. Ai fini della trattazione, si è scelto di riportare esclusivamente il grafico relativo al ramo degli spostamenti positivi, in quanto ritenuto il più significativo per la caratterizzazione meccanica del campione.

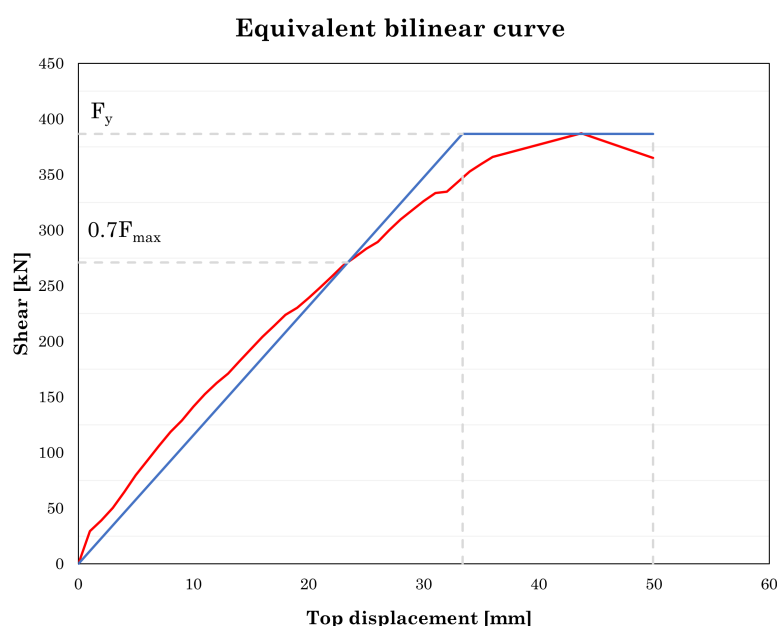


Figura 8.39: Curva bilineare V14- typ1.

Tabella 8.14: Parametri meccanici della curva bilineare equivalente per il campione V14 Typ1.

F_y	$0.7F_{max}$	F_{max}	d_y	d_u	k_{el}
<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>kN/mm</i>
386.55	271.09	387.27	33.37	49.97	11.59

Considerando dunque il ramo relativo agli spostamenti positivi, è possibile definire il fattore di duttilità in termini di spostamento attraverso il rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento allo snervamento:

$$\mu_d = \frac{d_u}{d_y} = \frac{49.92}{33.37} = \mathbf{1.50} \quad (8.11)$$

8.7.4 Carico Verticale

In linea con le analisi condotte per i campioni precedenti, si riporta il grafico dell'andamento dello sforzo normale nelle barre verticali in funzione dello spostamento orizzontale (Fig. 8.40). Il diagramma conferma che il carico verticale in condizioni di quiete si attesta sul valore nominale di 370 kN. Per quanto concerne il comportamento complessivo, restano valide le considerazioni di carattere generale già esposte per le prove precedenti, pertanto al fine di garantire una maggiore fluidità nella lettura, si omette in questa sede la ripetizione.

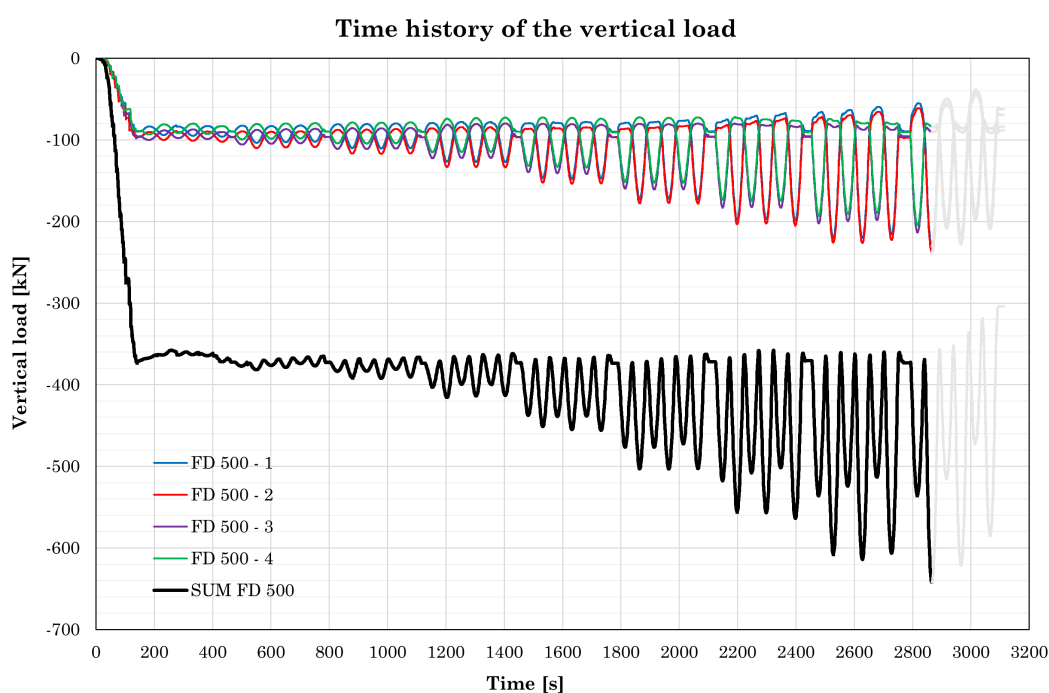


Figura 8.40: Evoluzione temporale del carico verticale V14 - Typ1.

8.7.5 Posizione della risultante delle compressioni

Analogamente ai casi precedenti, si riporta l'evoluzione della posizione della risultante del carico verticale durante la prova. In questo specifico test si registra un'escursione della compressione particolarmente significativa, con un valore massimo di 770 mm pari al 25 % della lunghezza del pannello.

Tale evidenza conferma come la risultante rimanga confinata nel "terzo medio"; tuttavia l'aggiunta dell'eccentricità prodotta dalla flessione porta la sezione di base in regime di parzializzazione. I dati avvalorano l'ipotesi di una crisi governata dalla pressoflessione, con

rottura localizzata sul lembo compresso, piuttosto che dal superamento della resistenza a taglio.

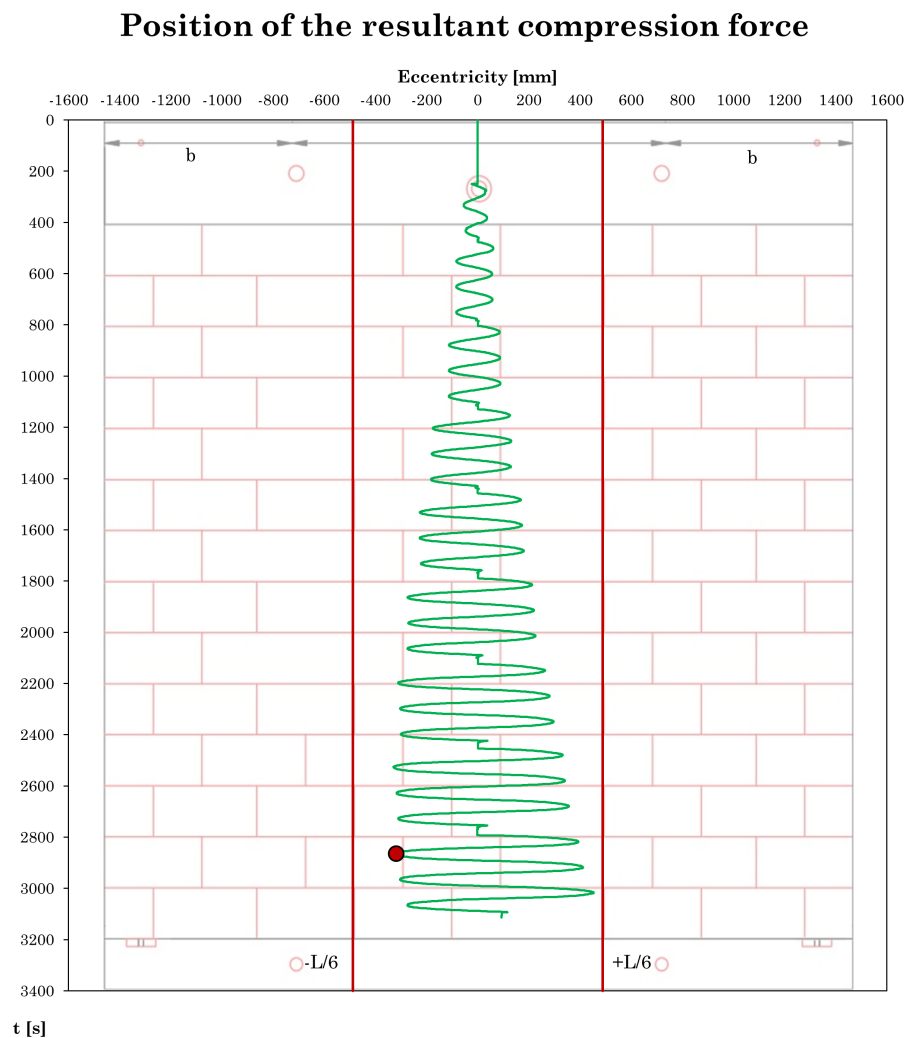


Figura 8.41: Posizione della risultante delle compressioni V14-typ1.

8.7.6 Quadro fessurativo

L'analisi del quadro fessurativo per questo campione (*Fig.8.42*) conferma la prevalenza del meccanismo di rottura per pressoflessione, sebbene con una distribuzione del danno meno concentrata rispetto ai test precedenti. Come visibile nei dettagli fotografici, la crisi si manifesta in modo fragile attraverso lo schiacciamento del lembo compresso e il conseguente distacco delle porzioni esterne dei blocchi (*splitting*).

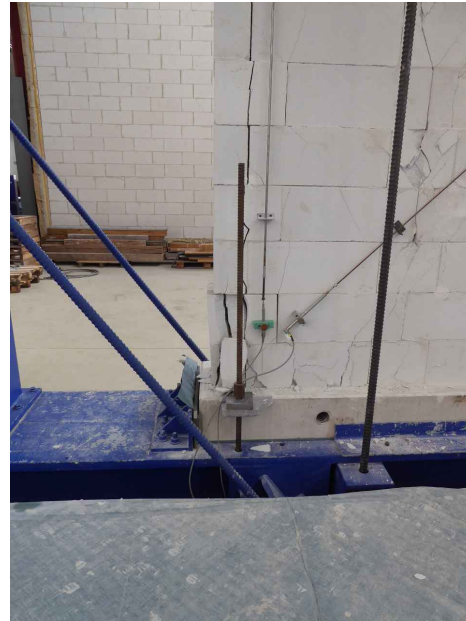
A differenza dei casi precedenti, si osserva una diffusione di fessure verticali più sparse lungo lo sviluppo del pannello, indice di un coinvolgimento più esteso della muratura

prima della localizzazione finale del danno. Nonostante tale dispersione, rimangono chiaramente individuabili aree di danneggiamento localizzato in corrispondenza delle estremità inferiori, dove l'effetto combinato del carico verticale e della flessione raggiunge i valori massimi.

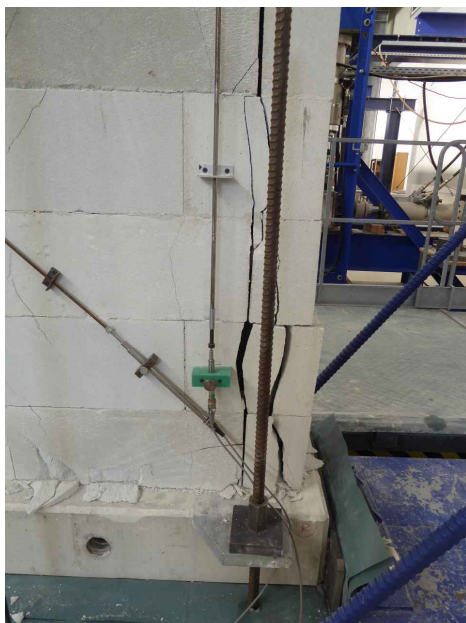
Anche in questa prova non si riscontra la formazione della tipica “croce di Sant'Andrea”, avvalorando la tesi di una rottura dominata dalle tensioni normali piuttosto che dal taglio puro. L'integrità della parte superiore del pannello e la fessurazione dei giunti orizzontali alla base ribadiscono la natura flessionale del collasso, favorita dalla ridotta compressione assiale e dalla configurazione dell'armatura.



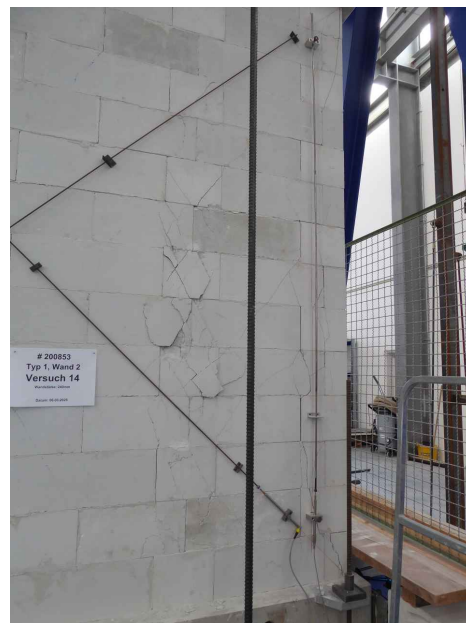
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 8.42: Quadro fessurativo per il campione V14-Typ1.

8.8 15° Test-V15 Typ2

Le specifiche del campione sono riportate in Tab.8.15.

Tabella 8.15: Specifiche campione - V15 typ2.

Codice	Materiale	Tipo di prova	Tipo di campione	Armatura orizzontale	Armatura verticale	Carico Verticale iniziale
V15 Typ 2	Ytong Sismico 575	ciclica	Pieno	1 ϕ 12 ogni corso	4 ϕ 12 (B450C)	Centrato - 370 kN
		Altezza <i>H</i>	Lunghezza <i>B</i>	Spessore <i>t</i>	Copriferro <i>c</i>	Altezza utile
		mm	mm	mm	mm	mm
		2800	2930	400	200	2730

8.8.1 Curva di capacità Forza-Spostamento

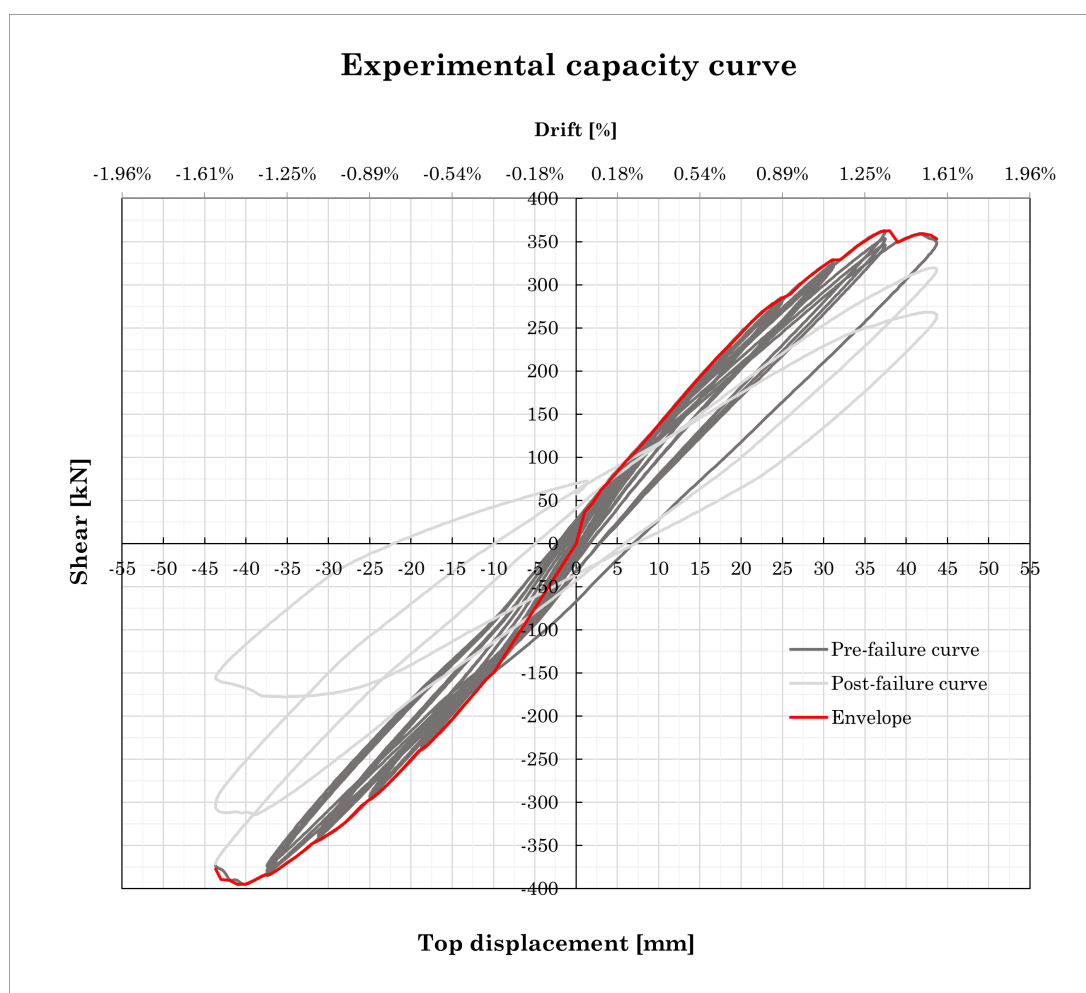


Figura 8.43: Curva di capacità per il campione V15 - typ2

La massima resistenza a taglio registrata per la parete è di circa 395 kN, valore raggiunto per uno spostamento di 40 mm, corrispondente a un *drift* dello 1,43 %. Lo spostamento

ultimo rilevato per il campione è invece pari a circa 44 mm. Rispetto alle configurazioni precedentemente esaminate, il presente provino si distingue per l'impiego di un'armatura orizzontale distribuita con cadenza regolare ogni corso di blocchi. Tale accorgimento costruttivo tuttavia non determina un aumento della resistenza taglio della parete e neanche dello spostamento ultimo.

Si riscontra che lo spostamento associato alla rottura non rispetta la convenzione adottata in precedenza, che prevedeva una riduzione del 30 % della forza massima. Ciononostante, tale punto costituisce un limite irreversibile: la ripetizione dei cicli con un *drift* target di circa lo 1,57 % valore che risulta di poco inferiore al limite dello 1,6 % prescritto dalla normativa [10] per le pareti in muratura armata con rottura per pressoflessione (§3.5.2). L'esito del test fornisce dunque una conferma sperimentale della corretta taratura di tale limite normativo, dimostrando la capacità della parete di attingere a livelli di duttilità coerenti con le previsioni legislative.

8.8.2 Evoluzione temporale

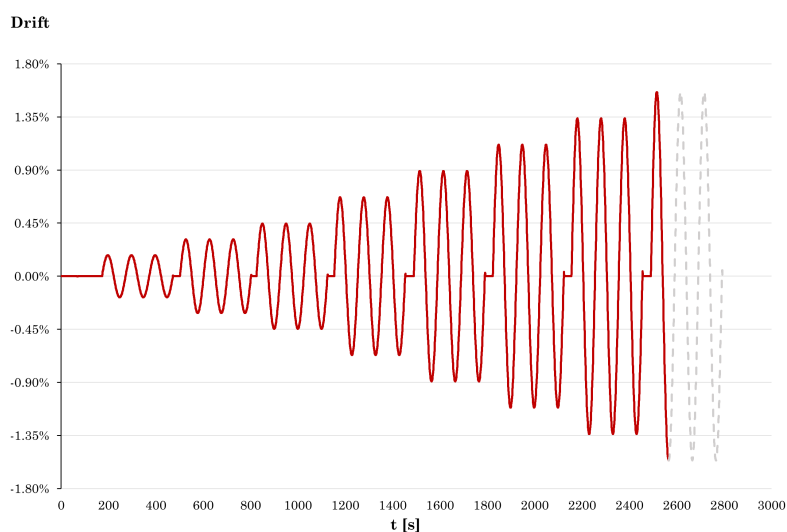


Figura 8.44: Evoluzione temporale del drift per provino V15-typ2.

Per questa prova sono state completate sette triplette di carico scarico complete. Anche in questo caso, la sequenza ciclica è stata interrotta al raggiungimento dello spostamento ultimo per evitare un degrado strutturale eccessivo.

8.8.3 Curva Bilineare equivalente

Le curve bilineari sono state costruite analizzando distintamente i due rami dell'involuppo. Ai fini della trattazione, si è scelto di riportare esclusivamente il grafico relativo al ramo

degli spostamenti negativi, in quanto ritenuto il più significativo per la caratterizzazione meccanica del campione.

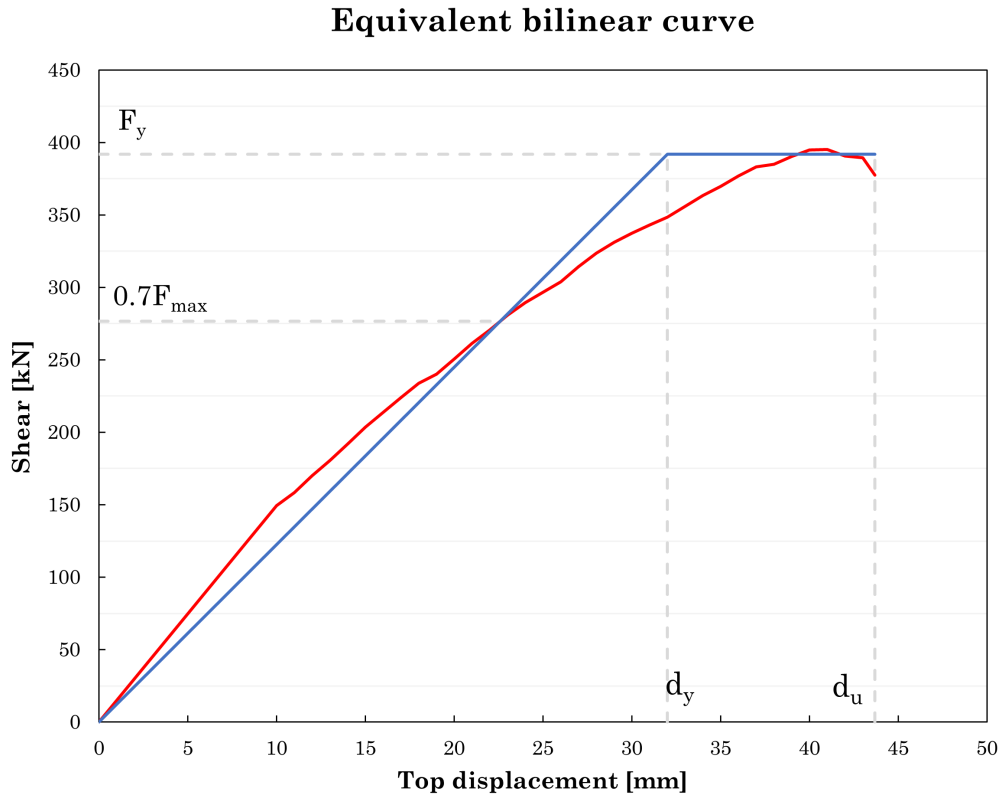


Figura 8.45: Curva bilineare V15- typ2.

Tabella 8.16: Parametri meccanici della curva bilineare equivalente per il campione V15 Typ2.

F_y	$0.7F_{max}$	F_{max}	d_y	d_u	k_{el}
<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>kN/mm</i>
392.01	276.60	395.14	32.00	43.69	12.25

Considerando dunque il ramo relativo agli spostamenti positivi, è possibile definire il fattore di duttilità in termini di spostamento attraverso il rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento allo snervamento:

$$\mu_d = \frac{d_u}{d_y} = \frac{43.69}{32.00} = \mathbf{1.36} \quad (8.12)$$

8.8.4 Carico Verticale

In linea con le analisi condotte per i campioni precedenti, si riporta il grafico dell'andamento dello sforzo normale nelle barre verticali in funzione dello spostamento orizzontale (Fig. 8.46). Il diagramma conferma che il carico verticale in condizioni di quiete si attesta sul valore nominale di 370 kN. Per quanto concerne il comportamento complessivo, restano valide le considerazioni di carattere generale già esposte per le prove precedenti, pertanto al fine di garantire una maggiore fluidità nella lettura, si omette in questa sede la ripetizione.

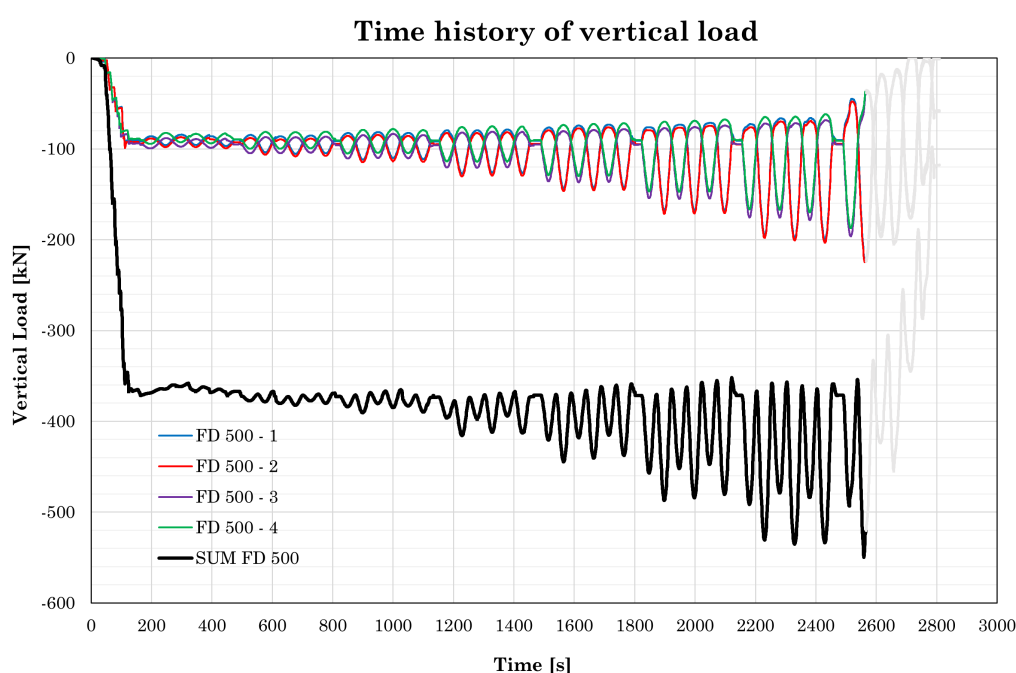


Figura 8.46: Evoluzione temporale del carico verticale V15 - Typ2.

8.8.5 Posizione della risultante delle compressioni

Analogamente ai casi precedenti, si riporta l'evoluzione della posizione della risultante del carico verticale durante la prova. In questo specifico test si registra un'escursione della compressione particolarmente significativa, con un valore massimo di 488 mm.

Tale evidenza conferma come la risultante non rimanga confinata nel “terzo medio”; in aggiunta, l'eccentricità prodotta dalla flessione porta la sezione di base in regime di parzializzazione. I dati complessivi avvalorano l'ipotesi di una crisi governata dalla presflessione, con una rottura localizzata per schiacciamento sul lembo compresso. D'altro canto l'armatura aumenta rispetto al caso precedente, passa da ogni due corsi ad ogni

corso e a maggior ragione si può affermare ancora con più certezza l'ipotesi di una rottura a pressoflessione.

Position of the resultant of compression force

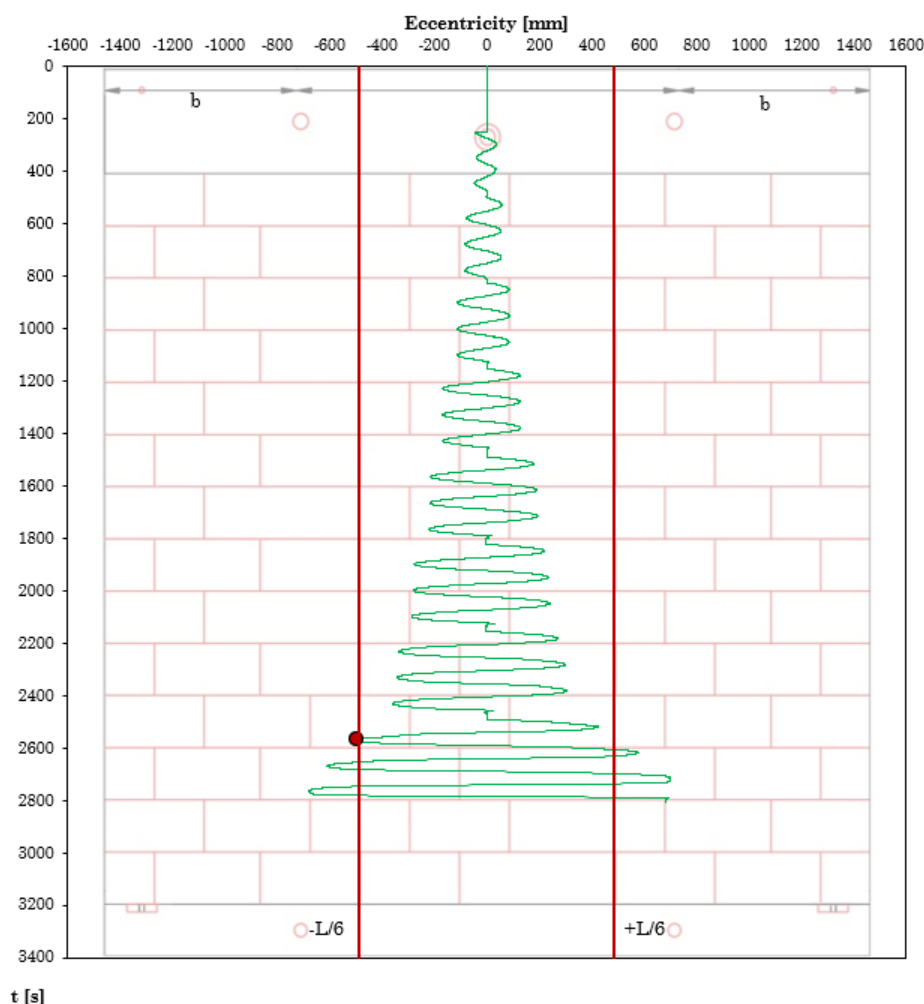
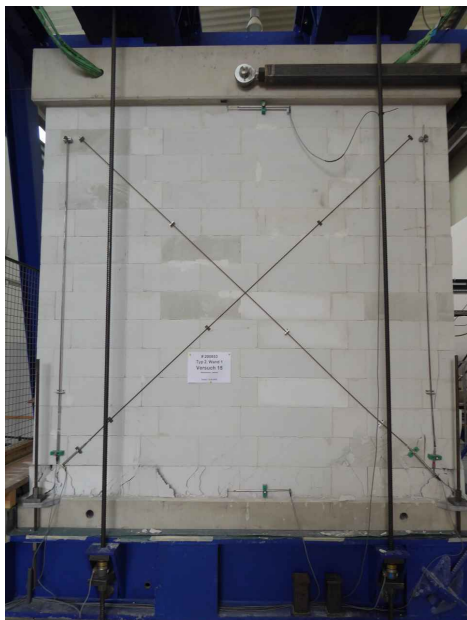


Figura 8.47: Posizione della risultante delle compressioni V15-typ2.

8.8.6 Quadro fessurativo

L'esame visivo del pannello in Fig.8.48 evidenzia una distribuzione del danno estremamente localizzata, fornendo la prova definitiva del regime flessionale che ha governato la prova. A differenza dei test caratterizzati da crisi di taglio, la porzione centrale del provino si presenta pressoché intatta, priva di fessurazioni diagonali o della classica configurazione a “croce di Sant’Andrea”. La crisi è riconducibile esclusivamente allo schiacciamento del lembo compresso alla base del pannello. Come evidenziato nei dettagli, il danneggiamento si concentra nelle zone d’angolo, dove le elevate tensioni normali indotte dal

momento flettente hanno portato al superamento della resistenza a compressione della muratura. Questo fenomeno si manifesta con una rottura fragile e lo spalling (espulsione) delle porzioni esterne dei blocchi di AAC in corrispondenza del primo corso. L'assenza di lesioni nel corpo centrale del pannello dimostra che le tensioni tangenziali sono rimaste ampiamente al di sotto della soglia di fessurazione per trazione diagonale.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 8.48: Quadro fessurativo per il campione V15-Typ2.

8.9 16° Test-V16 Typ2

La prova è analoga alla precedente V13-typ1. Le specifiche del campione sono riportate in Tab.8.17:

Tabella 8.17: Specifiche campione - V16 typ2.

<i>Codice</i>	<i>Materiale</i>	<i>Tipo di prova</i>	<i>Tipo di campione</i>	<i>Armatura orizzontale</i>	<i>Armatura verticale</i>	<i>Carico Verticale iniziale</i>
V16 Typ 2	Ytong Sismico 575	ciclica	Pieno	1 ϕ 12 ogni corso	4 ϕ 12 (B450C)	Centrato - 200 kN
		<i>Altezza H</i>	<i>Lunghezza B</i>	<i>Spessore t</i>	<i>Copriferro c</i>	<i>Altezza utile</i>
		mm	mm	mm	mm	mm
		2800	2930	400	200	2730

8.9.1 Curva di capacità Forza-Spostamento

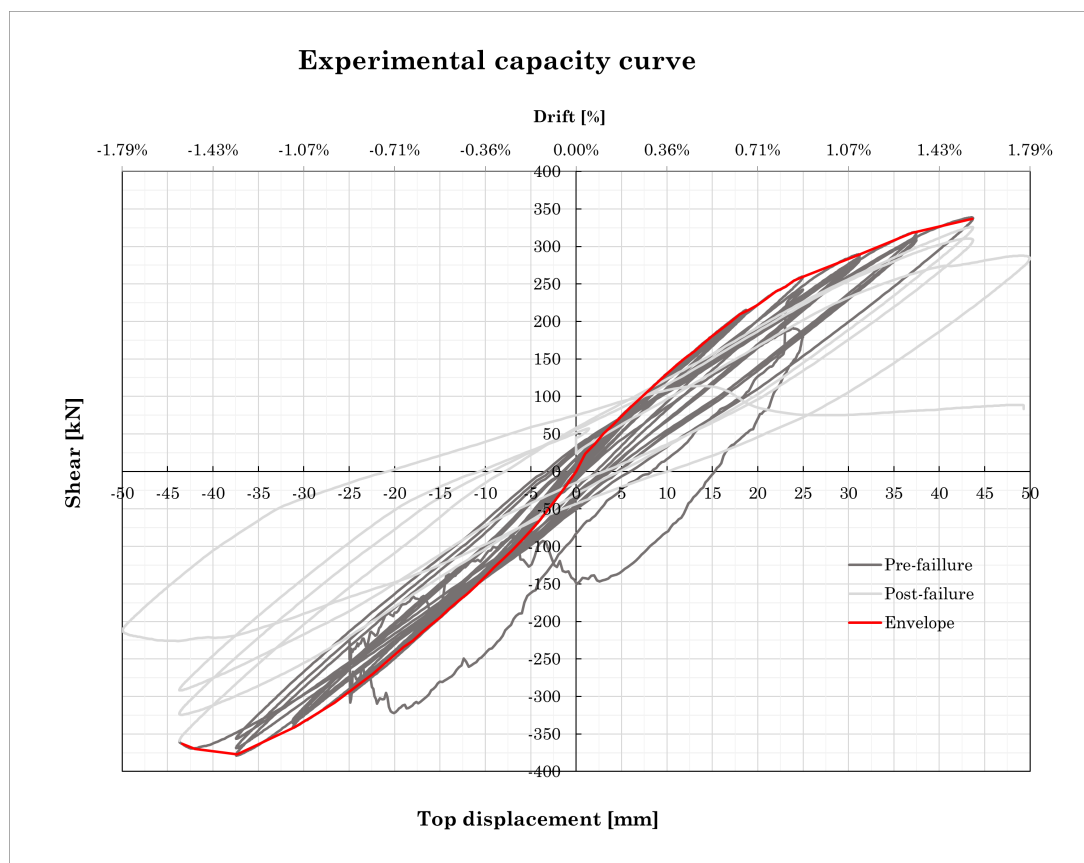


Figura 8.49: Curva di capacità per il campione V16 - typ2.

La massima resistenza a taglio registrata per la parete è di circa 375 kN, valore raggiunto per uno spostamento di 38 mm, corrispondente a un *drift* dello 1,36%. Lo spostamento ultimo rilevato per il campione è invece pari a circa 43 mm. Si riscontra che lo spostamento associato alla rottura non rispetta la convenzione adottata in precedenza,

che prevedeva una riduzione del 30% della forza massima. Ciononostante, tale punto costituisce un limite irreversibile: la ripetizione dei cicli con un *drift* target di circa lo 1,54% valore che risulta di poco inferiore al limite dello 1,6% prescritto dalla normativa [10] per le pareti in muratura armata con rottura per pressoflessione (§3.5.2). L'esito del test fornisce dunque una conferma sperimentale della corretta taratura di tale limite normativo, dimostrando la capacità della parete di attingere a livelli di duttilità coerenti con le previsioni legislative.

8.9.2 Evoluzione temporale

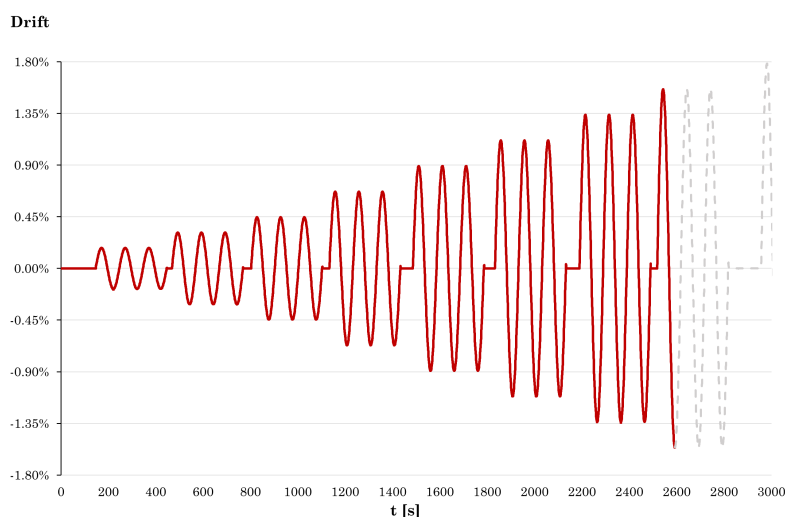


Figura 8.50: Evoluzione temporale del drift per provino V16-typ2.

Anche in questo caso, la sequenza ciclica è stata interrotta al raggiungimento dello spostamento ultimo per evitare un degrado strutturale eccessivo. Anche per questa prova il numero di cicli completi realizzati sono stati sette.

8.9.3 Curva Bilineare equivalente

Le curve bilineari sono state costruite analizzando distintamente i due rami dell'involuppo. Ai fini della trattazione, si è scelto di riportare esclusivamente il grafico relativo al ramo degli spostamenti negativi, in quanto ritenuto il più significativo per la caratterizzazione meccanica del campione.

Considerando dunque il ramo relativo agli spostamenti positivi, è possibile definire il fattore di duttilità in termini di spostamento attraverso il rapporto tra lo spostamento

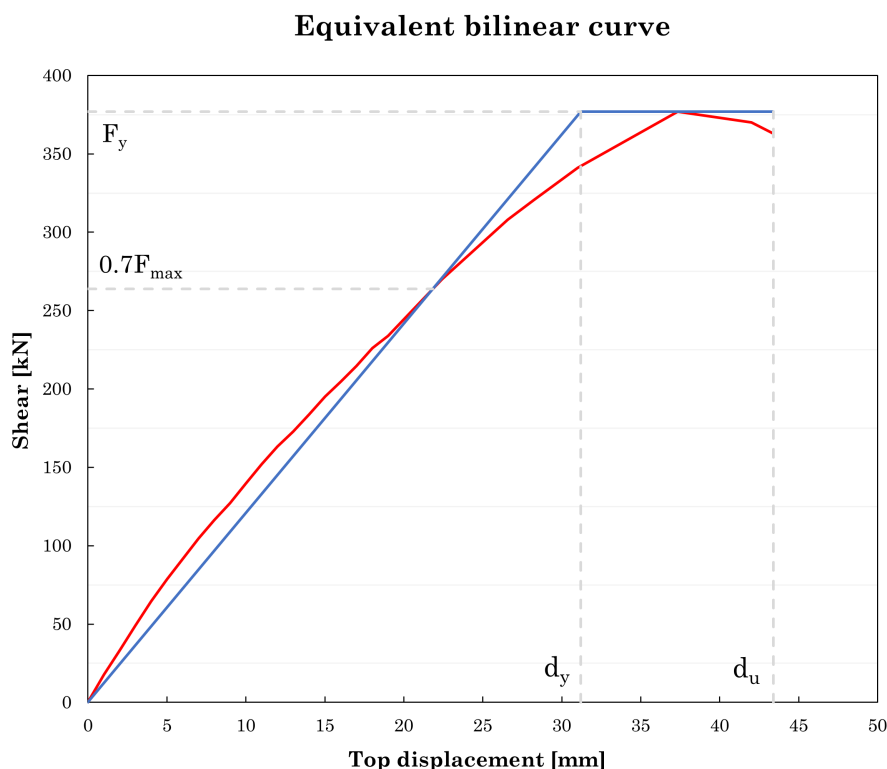


Figura 8.51: Curva bilineare V16- typ2.

Tabella 8.18: Parametri meccanici della curva bilineare equivalente per il campione V16 Typ2.

F_y	$0.7F_{max}$	F_{max}	d_y	d_u	k_{el}
<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>kN/mm</i>
369.92	263.90	377.00	31.19	43.40	12.08

ultimo e lo spostamento allo snervamento:

$$\mu_d = \frac{d_u}{d_y} = \frac{43.40}{31.19} = \mathbf{1.39} \quad (8.13)$$

8.9.4 Carico Verticale

In linea con le analisi condotte per i campioni precedenti, si riporta il grafico dell'andamento dello sforzo normale nelle barre verticali in funzione dello spostamento orizzontale (Fig. 8.46). Il diagramma conferma che il carico verticale in condizioni di quiete si attesta sul valore nominale di 370 kN. Per quanto concerne il comportamento complessivo, restano valide le considerazioni di carattere generale già espresse per le prove precedenti, pertanto al fine di garantire una maggiore fluidità nella lettura, si omette in questa sede

la ripetizione.

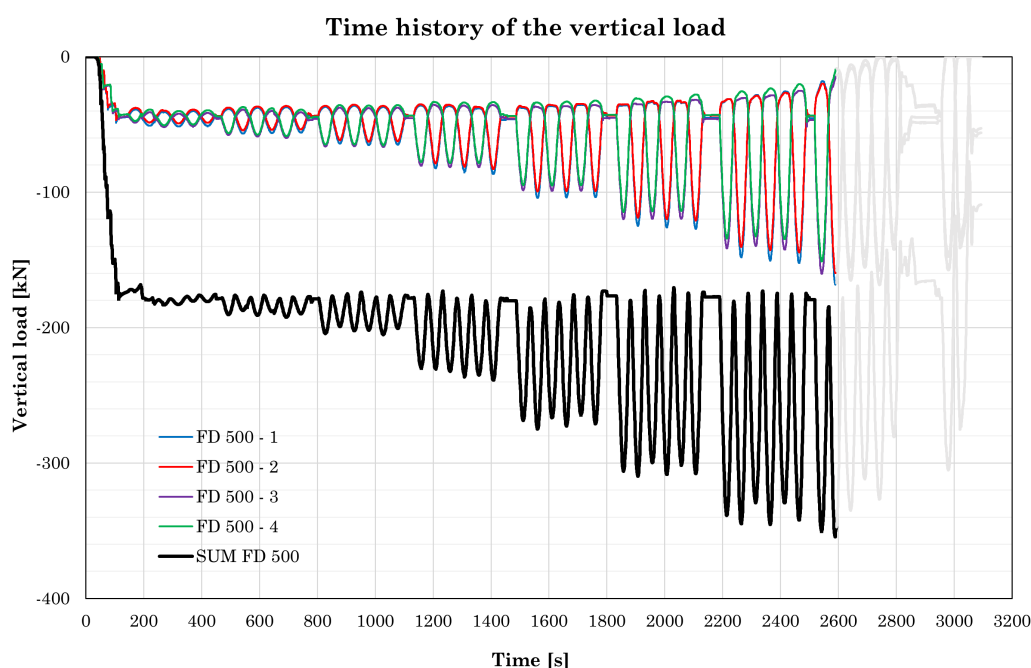


Figura 8.52: Evoluzione temporale del carico verticale V16 - Typ2.

8.9.5 Posizione della risultante delle compressioni

Analogamente ai casi precedenti, si riporta l'evoluzione della posizione della risultante del carico verticale durante la prova. In questo specifico test si registra un'escursione della compressione particolarmente significativa, con un valore massimo di 770 mm pari al 25 % della lunghezza del pannello.

Tale evidenza conferma come la risultante non rimanga confinata nel “terzo medio”; in più l'aggiunta dell'eccentricità prodotta dalla flessione porta la sezione di base in regime di parzializzazione. I dati avvalorano l'ipotesi di una crisi governata dalla pressoflessione, con rottura localizzata sul lembo compresso.

8.9.6 Quadro fessurativo

L'analisi del quadro fessurativo finale in Fig.8.54 fornisce una conferma visiva inequivocabile della cinematica di collasso per pressoflessione, evidenziando una distribuzione del danno marcatamente differente rispetto ai modelli di rottura per taglio. Come osservabile nelle immagini di insieme, la porzione centrale del pannello non presenta alcuna fessurazione diagonale, confermando che le tensioni tangenziali sono rimaste ampiamente al di

Position of the resultant compression force

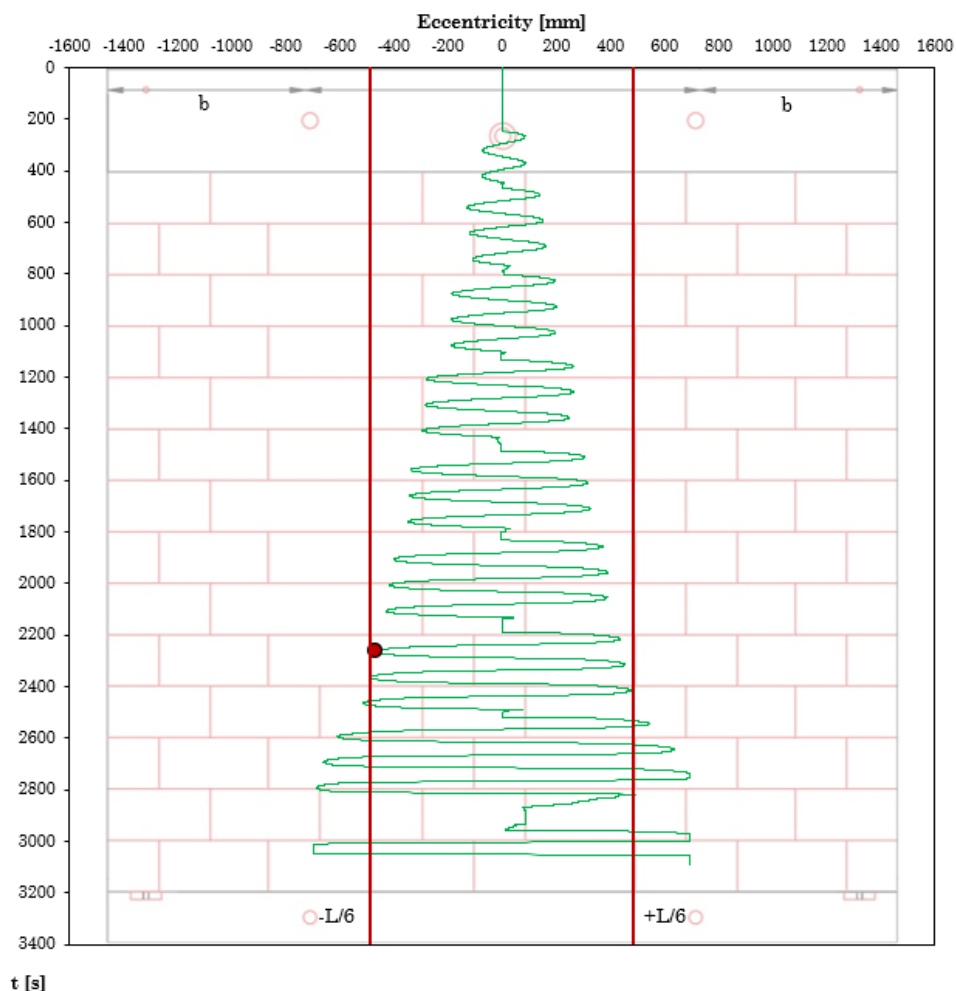


Figura 8.53: Posizione della risultante delle compressioni V16-typ2.

sotto della soglia di crisi del materiale murario e che la classica “croce di Sant’Andrea” non si è formata.

Il danneggiamento risulta infatti confinato esclusivamente ai lembi inferiori della parete, dove il raggiungimento della deformazione ultima a compressione del calcestruzzo aerato (AAC) ha causato lo schiacciamento localizzato del materiale. Le immagini di dettaglio mostrano chiaramente il fenomeno dello *spalling* severo del primo corso di blocchi, con una rottura per *splitting* verticale in corrispondenza dell’alloggiamento delle armature. L’espulsione delle cartelle esterne ha rimosso il confinamento laterale delle barre verticali, esponendole a fenomeni di instabilità locale sotto l’azione dei carichi ciclici, fatto che trova riscontro nelle irregolarità osservate nella curva di capacità.

In definitiva, l’ampia fessura orizzontale passante alla base testimonia l’elevata rotazione del pannello e la conseguente parzializzazione della sezione. La morfologia del

danno ribadisce che il limite di spostamento ultimo del 1,54 % è stato raggiunto esclusivamente a causa dell'esaurimento della capacità portante del lembo compresso, senza alcun coinvolgimento dei meccanismi resistenti a taglio nel corpo della parete.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 8.54: Quadro fessurativo per il campione V16-Typ2.

8.10 17° Test-V17 Typ3

Le specifiche del campione sono riportate in Tab.8.19:

Tabella 8.19: Specifiche campione - V17 typ3.

Codice	Materiale	Tipo di prova	Tipo di campione	Armatura orizzontale	Armatura verticale	Carico Verticale iniziale
V17 Typ 3	Ytong Sismico 575	ciclica	Apertura (con porta)	1 ϕ 12 ogni due corsi	4 ϕ 12 (B450C)	Centrato - 370 kN
		Altezza H	Lunghezza B	Spessore t	Copriferro c	Altezza utile
		mm	mm	mm	mm	mm
		2800	2930	400	200	2730

8.10.1 Curva di capacità Forza-Spostamento

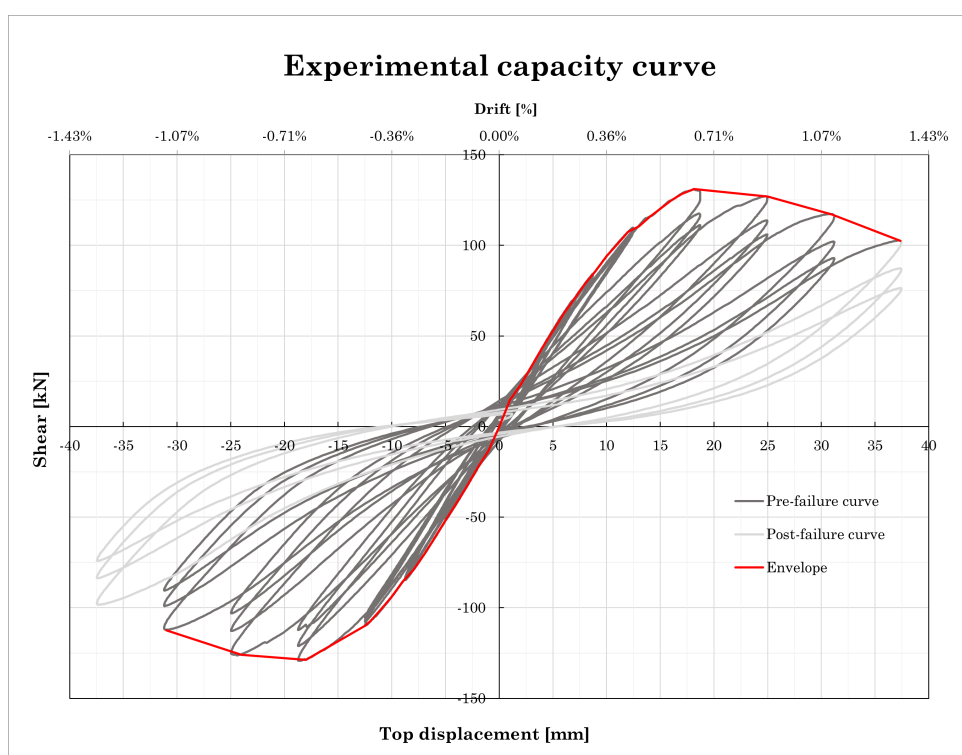


Figura 8.55: Curva di capacità per il campione V17 - typ3.

La massima resistenza a taglio registrata per la parete è di circa 130 kN nel ramo positivo, valore raggiunto per uno spostamento di 18 mm, corrispondente a un *drift* dello 0,64%. Lo spostamento ultimo rilevato per il campione si attesta invece intorno ai 37 mm.

Si riscontra che lo spostamento associato alla rottura non rispetta la convenzione del decadimento del 30% della forza massima a causa di una degradazione strutturale che, diversamente dalle pareti piene e dai provini V8-Typ3 e V9-Typ3, avviene in modo più graduale e duttile. Tale comportamento è favorito dall'utilizzo di blocchi caratterizzati da

uno spessore ridotto ma da una resistenza a compressione più elevata rispetto alle prime due prove citate. La combinazione tra l'alta resistenza del materiale e la fitta armatura orizzontale garantisce un migliore confinamento e una redistribuzione delle tensioni che ritarda la localizzazione del danno, evitando i crolli fragili e improvvisi riscontrati nelle prime serie sperimentali.

Nonostante questa maggiore duttilità, il raggiungimento di un *drift* target prossimo allo 1,32% costituisce un limite irreversibile per la stabilità del pannello. È significativo osservare come tale soglia risulti coerente con il limite dello 1,6% prescritto dalla normativa [10] per la rottura per pressoflessione (§3.5.2). Questo test dimostra essenzialmente che le pareti snelle, essendo predisposte alla crisi per pressoflessione, si allontanano anche se non di molto tale aspettativa; si è visto invece che i pannelli tozzi che vengono portati a rottura per pressoflessione possono garantire tale soglia di spostamento ultimo e anche superarlo.

8.10.2 Evoluzione temporale

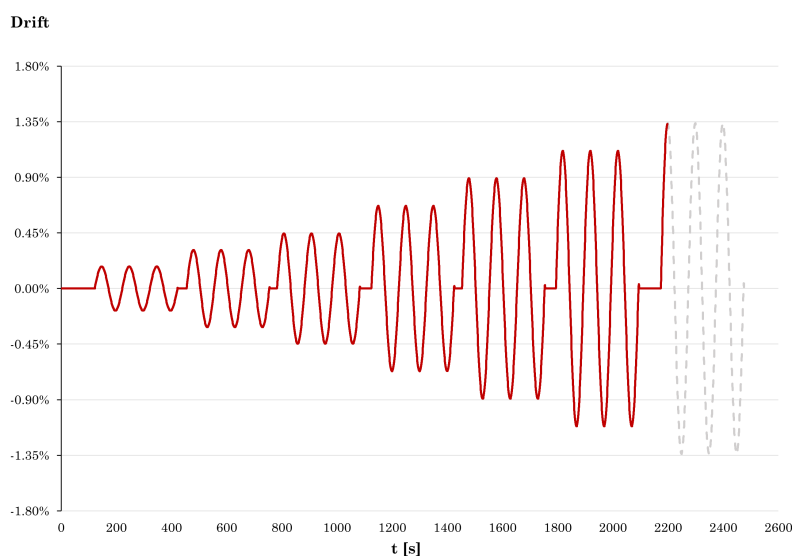


Figura 8.56: Evoluzione temporale del drift per provino V17-typ3.

Anche in questo caso, la sequenza ciclica è stata interrotta al raggiungimento dello spostamento ultimo per evitare un degrado strutturale eccessivo.

8.10.3 Curva Bilineare equivalente

Le curve bilineari sono state costruite analizzando distintamente i due rami dell'involuppo. Ai fini della trattazione, si è scelto di riportare esclusivamente il grafico relativo al ramo

degli spostamenti negativi, in quanto ritenuto il più significativo per la caratterizzazione meccanica del campione.

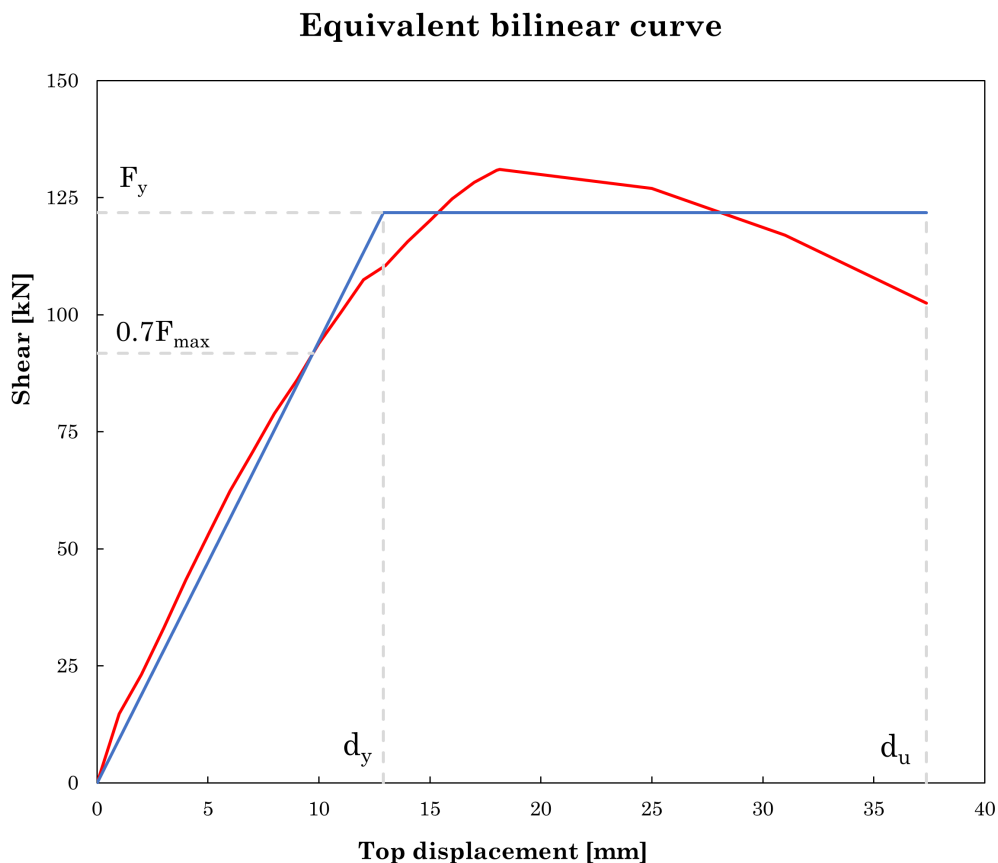


Figura 8.57: Curva bilineare V17- typ3.

Tabella 8.20: Parametri meccanici della curva bilineare equivalente per il campione V17 Typ3.

F_y	$0.7F_{max}$	F_{max}	d_y	d_u	k_{el}
<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>kN/mm</i>
121.82	91.73	131.04	12.91	37.37	9.43

Considerando dunque il ramo relativo agli spostamenti positivi, è possibile definire il fattore di duttilità in termini di spostamento attraverso il rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento allo snervamento:

$$\mu_d = \frac{d_u}{d_y} = \frac{37.37}{12.91} = \mathbf{2.89} \quad (8.14)$$

8.10.4 Carico Verticale

In linea con le analisi condotte per i campioni precedenti, si riporta il grafico dell'andamento dello sforzo normale nelle barre verticali in funzione dello spostamento orizzontale (Fig. 8.46). Il diagramma conferma che il carico verticale in condizioni di quiete si attesta sul valore nominale di 370 kN. Per quanto concerne il comportamento complessivo, restano valide le considerazioni di carattere generale già esposte per le prove precedenti, pertanto al fine di garantire una maggiore fluidità nella lettura, si omette in questa sede la ripetizione.

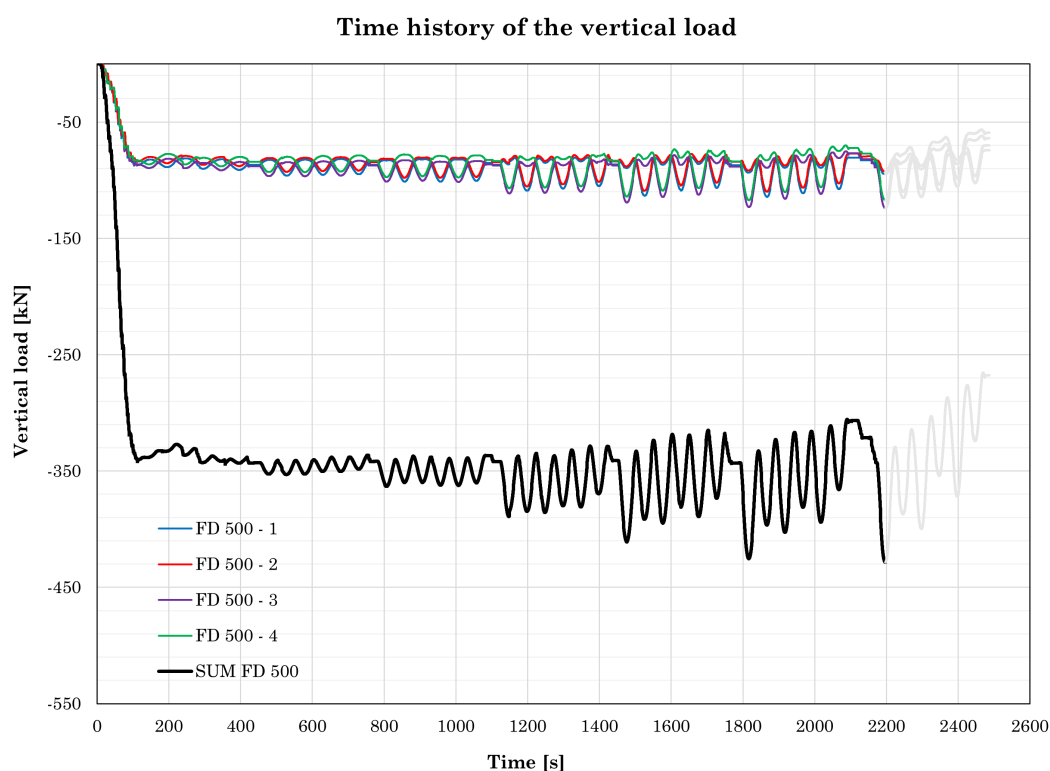


Figura 8.58: Evoluzione temporale del carico verticale V17 - Typ3.

8.10.5 Quadro fessurativo

L'analisi del quadro fessurativo per il campione con apertura (Fig.8.59) evidenzia un comportamento strutturale governato dalla concentrazione delle sollecitazioni nei maschi murari laterali. A differenza delle pareti piene precedentemente esaminate, la presenza del vano introduce una discontinuità che altera significativamente la distribuzione del danno, focalizzandolo quasi esclusivamente sugli elementi verticali portanti.

Si osserva una rottura di tipo fragile localizzata lungo i lembi esterni dei maschi, caratterizzata da fessurazioni verticali di splitting che corrono per quasi l'intera altezza

del primo e secondo corso di blocchi. Questo fenomeno è riconducibile all'elevata compressione eccentrica indotta dall'azione sismica simulata, che porta allo schiacciamento del materiale (toe crushing) e all'espulsione delle cartelle esterne in corrispondenza delle armature verticali. La parte superiore della parete e l'architrave si presentano invece sostanzialmente integri, confermando che la deformazione si è concentrata alla base dei ritzi.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 8.59: Quadro fessurativo per il campione V17-Typ3.

8.11 18° Test-V18 Typ3

La prova è analoga alla precedente. Le specifiche del campione sono riportate in Tab.8.21:

Tabella 8.21: Specifiche campione - V18 typ3.

Codice	Materiale	Tipo di prova	Tipo di campione	Armatura orizzontale	Armatura verticale	Carico Verticale iniziale
V18 Typ 3	Ytong Sismico 575	ciclica	Apertura (con porta)	1φ12 ogni due corsi	4φ12 (B450C)	Centrato - 370 kN
		Altezza <i>H</i>	Lunghezza <i>B</i>	Spessore <i>t</i>	Copriferro <i>c</i>	Altezza utile
		mm	mm	mm	mm	mm
		2800	2930	400	200	2730

8.11.1 Curva di capacità Forza-Spostamento

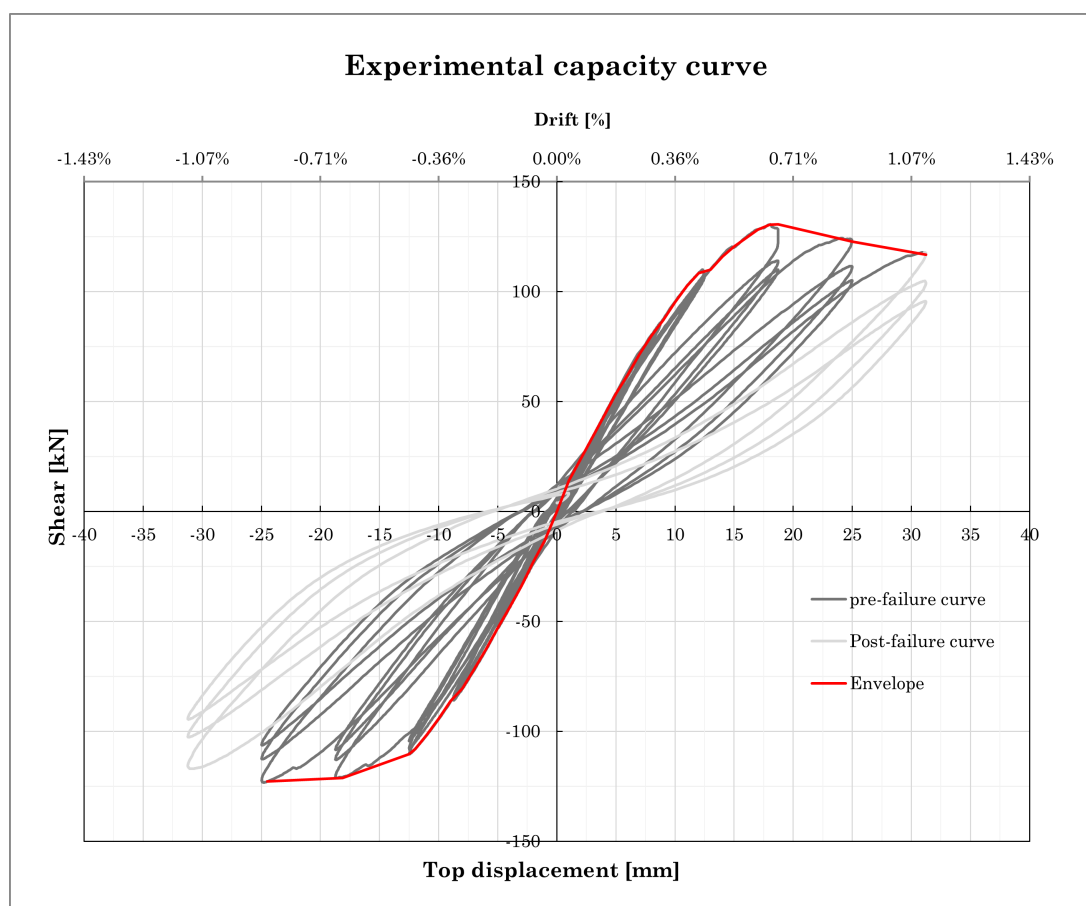


Figura 8.60: Curva di capacità per il campione V18 - typ3.

La massima resistenza a taglio registrata per la parete è di circa 130 kN nel ramo positivo, valore raggiunto per uno spostamento di 18 mm, corrispondente a un *drift* dello 0,64%. Lo spostamento ultimo rilevato per il campione si attesta invece intorno ai 37 mm.

Si riscontra che lo spostamento associato alla rottura non rispetta la convenzione del decadimento del 30% della forza massima a causa di una degradazione strutturale che, diversamente dalle pareti piene e dai provini V8-Typ3 e V9-Typ3, anche per questo provino avviene in modo più graduale e duttile. Ulteriori considerazioni, essendo simili ed evitare ripetizioni, vengono riportate nel provino precedente.

Nonostante questa maggiore duttilità, il raggiungimento di un *drift* target prossimo allo 1,11% costituisce un limite irreversibile per la stabilità del pannello. È significativo osservare come tale soglia risulti coerente con il limite dello 1,6% prescritto dalla normativa [10] per la rottura per pressoflessione (§3.5.2). Questo test dimostra essenzialmente che le pareti snelle, essendo predisposte alla crisi per pressoflessione, non rispettano tale aspettativa; si è visto invece che i pannelli tozzi che vengono portati a rottura per pressoflessione possono garantire tale soglia di spostamento ultimo e anche superarlo.

8.11.2 Evoluzione temporale

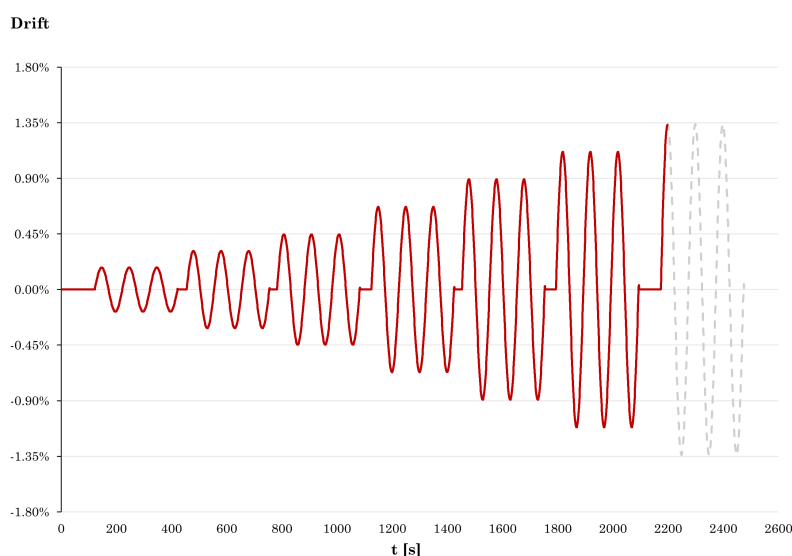


Figura 8.61: Evoluzione temporale del drift per provino V18-typ3.

Anche in questo caso, la sequenza ciclica è stata interrotta al raggiungimento dello spostamento ultimo per evitare un degrado strutturale eccessivo.

8.11.3 Curva Bilineare equivalente

Le curve bilineari sono state costruite analizzando distintamente i due rami dell'involuppo. Ai fini della trattazione, si è scelto di riportare esclusivamente il grafico relativo al ramo

degli spostamenti negativi, in quanto ritenuto il più significativo per la caratterizzazione meccanica del campione.

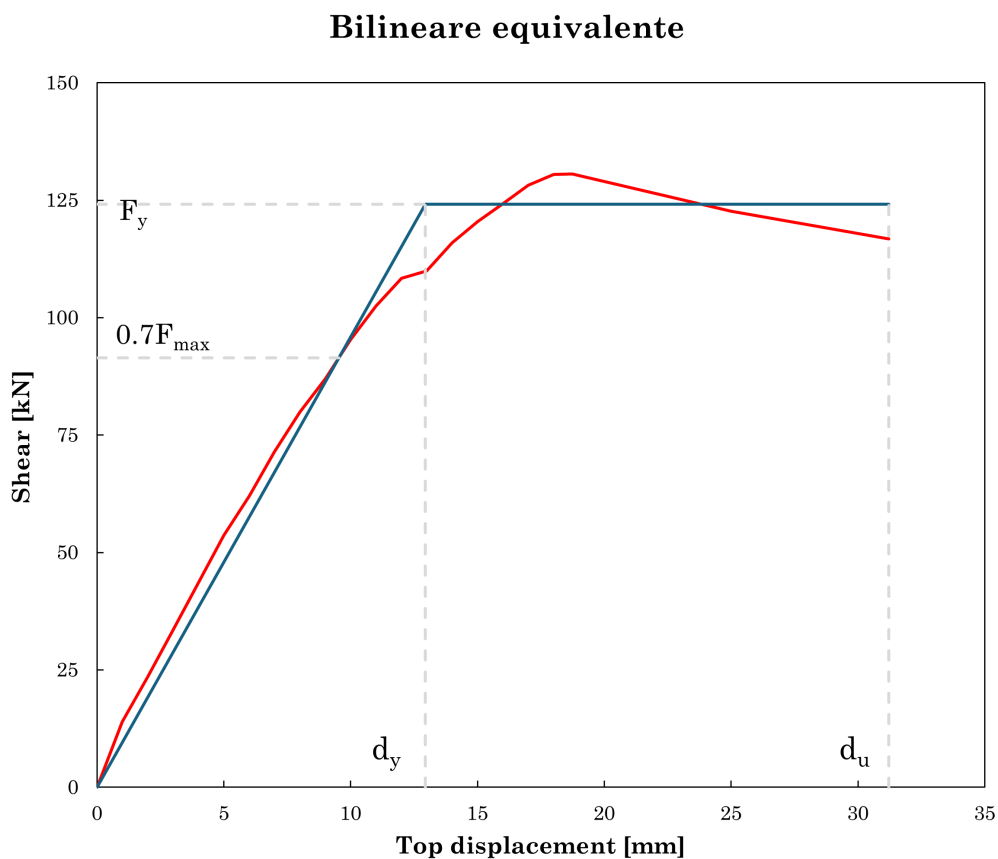


Figura 8.62: Curva bilineare V18- typ3

Tabella 8.22: Parametri meccanici della curva bilineare equivalente per il campione V18 Typ3

F_y	$0.7F_{\max}$	F_{\max}	d_y	d_u	k_{el}
<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>kN/mm</i>
124.15	91.39	130.56	12.95	31.22	9.59

Considerando dunque il ramo relativo agli spostamenti positivi, è possibile definire il fattore di duttilità in termini di spostamento attraverso il rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento allo snervamento:

$$\mu_d = \frac{d_u}{d_y} = \frac{31.22}{12.95} = \mathbf{2.41} \quad (8.15)$$

8.11.4 Carico Verticale

In linea con le analisi condotte per i campioni precedenti, si riporta il grafico dell'andamento dello sforzo normale nelle barre verticali in funzione dello spostamento orizzontale (Fig. 8.46). Il diagramma conferma che il carico verticale in condizioni di quiete si attesta sul valore nominale di 370 kN. Per quanto concerne il comportamento complessivo, restano valide le considerazioni di carattere generale già esposte per le prove precedenti, pertanto al fine di garantire una maggiore fluidità nella lettura, si omette in questa sede la ripetizione.

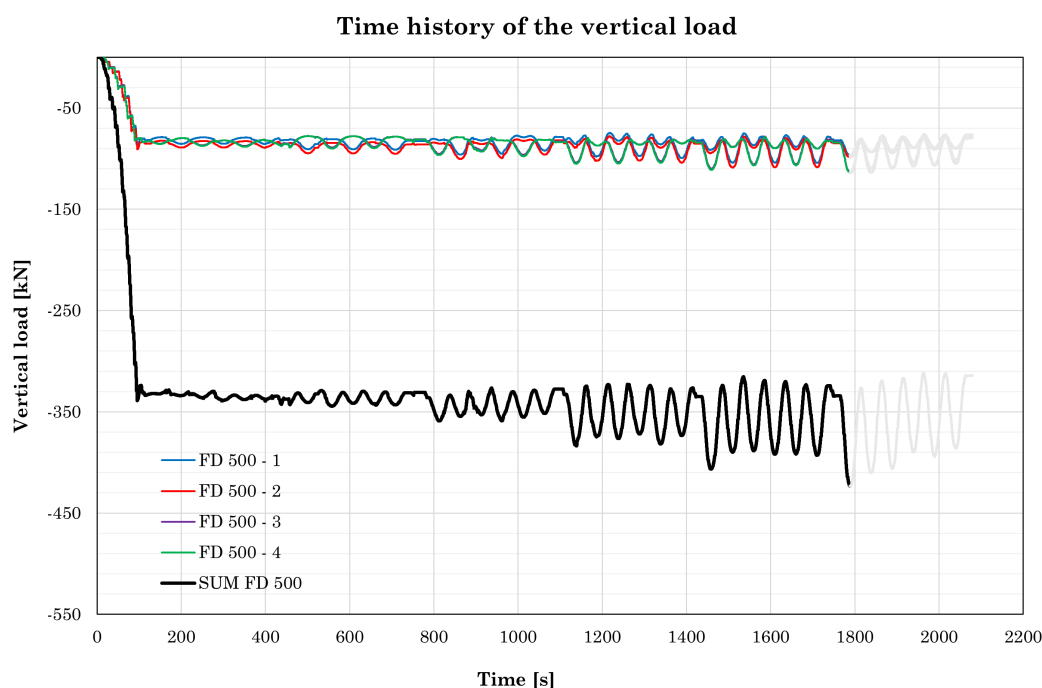


Figura 8.63: Evoluzione temporale del carico verticale V18 - Typ3

8.11.5 Quadro fessurativo

L'esame del quadro fessurativo finale (Fig. 8.64) conferma l'attivazione di un meccanismo di crisi per pressoflessione, con un danneggiamento che si concentra esclusivamente sui maschi murari laterali (ritti). Anche in questa configurazione, la porzione di parete al di sopra dell'apertura e l'architrave rimangono sostanzialmente integri, a dimostrazione di come la deformazione plastica si sia localizzata alla base e lungo l'altezza dei ritti.

Le lesioni principali si sviluppano verticalmente lungo i lembi compressi, manifestandosi attraverso lo schiacciamento dei blocchi di AAC e il conseguente fenomeno di *spalling*. Come evidenziato nel dettaglio della Fig. 8.64, lo *splitting* verticale è particolarmente

marcato in corrispondenza delle sedi delle armature, portando all'espulsione delle cartelle esterne e alla completa scopertura dei nuclei di malta e delle barre d'acciaio. Questa perdita di confinamento giustifica la pendenza negativa del ramo post-picco osservata nella curva di capacità, dove ogni espulsione di materiale corrisponde a un repentino calo del carico orizzontale.

In linea con le prove effettuate sui pannelli pieni, non si riscontra la formazione di fessure diagonali passanti nei maschi murari. La stabilità del corpo centrale dei ritte e la localizzazione del danno ai bordi ribadiscono che la capacità portante del sistema è limitata dalla resistenza a compressione del lembo murario e non dalla resistenza a taglio.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 8.64: Quadro fessurativo per il campione V18-Typ3.

9 Confronto tra test sperimentali

9.1 Pareti piene

Si riportano innanzitutto i grafici taglio-spostamento dei test su campioni ciechi; i rispettivi involuppi vengono inseriti nello stesso grafico per effettuare dei confronti tra le diverse scelte tecnologiche.

Tabella 9.1: Prospetto riassuntivo dei provini e dei parametri delle prove cicliche sui campioni pieni.

<i>Codice</i>	<i>Materiale</i>	<i>Tipo prova</i>	<i>Campione</i>	<i>Arm. orizz.</i>	<i>Arm. vert.</i>	<i>Carico vert. iniziale</i>
<i>V3 Typ 1*</i>	Ytong® SismiCLIMA 350	ciclica	Pieno	1 ϕ 12 ogni due corsi	4 ϕ 12 (B450C)	Centrato - 300 kN
<i>V4 Typ 2*</i>	Ytong® SismiCLIMA 350	ciclica	Pieno	1 ϕ 12 ogni corso	4 ϕ 12 (B450C)	Centrato - 300 kN
<i>V5 Typ 2*</i>	Ytong® SismiCLIMA 350	ciclica	Pieno	1 ϕ 12 ogni corso	4 ϕ 12 (B450C)	Centrato - 150 kN
<i>V7 Typ 0*</i>	Ytong® SismiCLIMA 350	ciclica	Pieno	no armatura	4 ϕ 12 (B450C)	Centrato - 350 kN
<i>V10 Typ 0</i>	Ytong® SismiCLIMA 350	ciclica	Pieno	no armatura	4 ϕ 12 (B450C)	Centrato - 350 kN
<i>V11 Typ 0</i>	Ytong® Sismico 575	ciclica	Pieno	no armatura	4 ϕ 12 (B450C)	Centrato - 200 kN
<i>V12 Typ 0</i>	Ytong® Sismico 575	ciclica	Pieno	no armatura	4 ϕ 12 (B450C)	Centrato - 200 kN
<i>V13 Typ 1</i>	Ytong® Sismico 575	ciclica	Pieno	1 ϕ 12 ogni due corsi	4 ϕ 12 (B450C)	Centrato - 370 kN
<i>V14 Typ 1</i>	Ytong® Sismico 575	ciclica	Pieno	1 ϕ 12 ogni due corsi	4 ϕ 12 (B450C)	Centrato - 370 kN
<i>V15 Typ 2</i>	Ytong® Sismico 575	ciclica	Pieno	1 ϕ 12 ogni corso	4 ϕ 12 (B450C)	Centrato - 370 kN
<i>V16 Typ 2</i>	Ytong® Sismico 575	ciclica	Pieno	1 ϕ 12 ogni corso	4 ϕ 12 (B450C)	Centrato - 370 kN

** Analizzati da precedente tesista*

Dall'analisi dei diagrammi taglio-spostamento relativi ai campioni pieni (solid walls) riportati in Fig. 9.1, si osserva preliminarmente che la rigidità iniziale dei diversi campioni risulta pressoché coincidente. Tale evidenza conferma che l'armatura orizzontale non concorre alla definizione della rigidità elastica del pannello, la quale rimane funzione della geometria e delle proprietà meccaniche della muratura.

Sotto il profilo del materiale, è opportuno precisare che il primo campione della serie, il V10 Typ 0, è stato realizzato con materiale Ytong SismiCLIMA 350, differente dal resto del set composto da Ytong Sismico 575. Nonostante tale variazione e l'assenza di rinforzo orizzontale, il provino esibisce un comportamento iniziale coerente con gli altri campioni Typ 0 (V11 e V12), pur palesando una crisi fragile per taglio-compressione con una resistenza che supera di poco la soglia dei 250 kN.

L'aspetto più rilevante emerge dal confronto tra i campioni privi di rinforzo e quelli armati. L'introduzione dell'armatura nei giunti garantisce un incremento della forza portante estremamente significativo, portando il carico orizzontale massimo dai circa 230-250 kN dei Typ 0 fino a valori prossimi o superiori ai 350-400 kN per i Typ 1 e Typ 2. Tut-

tavia, osservando gli involuipi dei campioni V13-V14 (Typ 1, armatura ogni due corsi) e V15-V16 (Typ 2, armatura ogni corso), si nota che le curve risultano quasi sovrapponibili.

Sebbene l'armatura orizzontale sia fondamentale per mutare la modalità di rottura e incrementare drasticamente la resistenza rispetto al caso non armato, non si riscontra una differenza proporzionale tra l'inserimento del rinforzo ogni due corsi rispetto a d'ogni corso. Il raddoppio del quantitativo di acciaio non si traduce in un pari incremento della capacità portante, suggerendo che il passo "ogni due corsi" sia già sufficiente a saturare il contributo del rinforzo ai fini della resistenza massima per questa specifica configurazione geometrica e di carico.

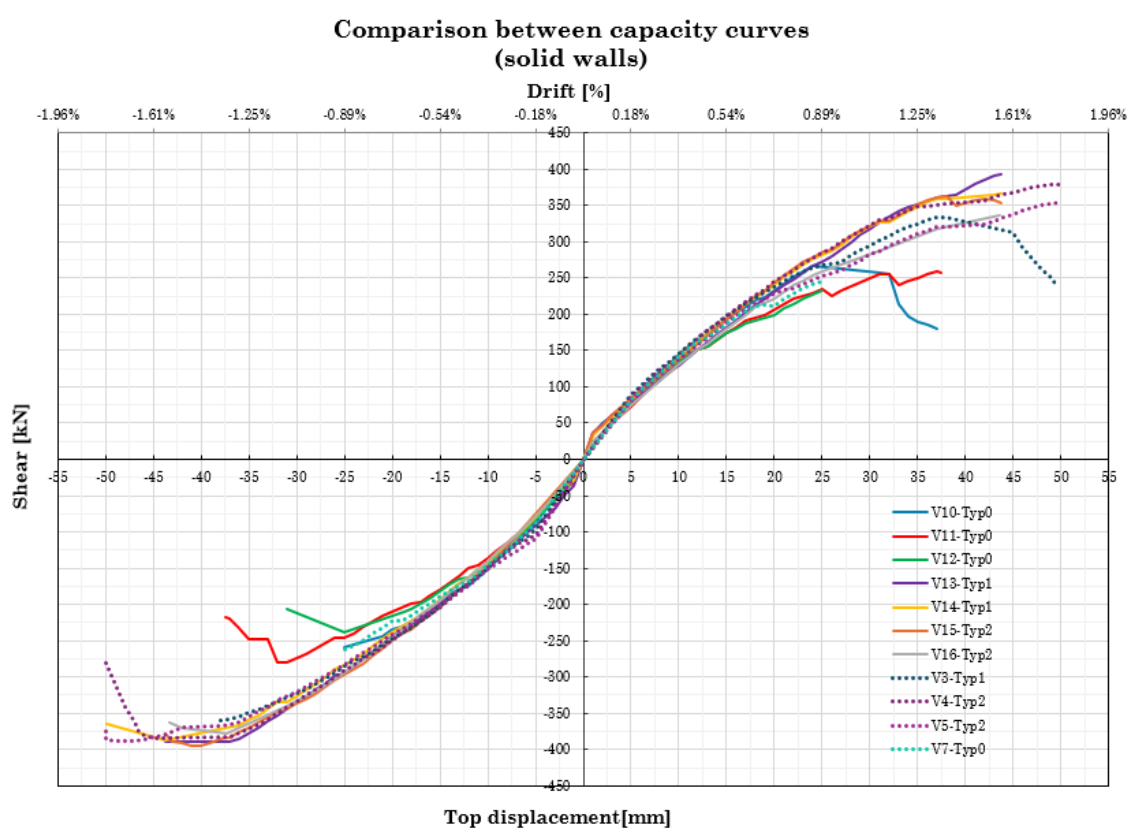


Figura 9.1: Confronto tra pareti piene curva di involucro.

9.2 Pareti con apertura

L'indagine sperimentale sui campioni dotati di apertura evidenzia un comportamento strutturale differente rispetto ai pannelli pieni. Nonostante la rigidezza elastica iniziale risulti coincidente per tutti i provini, la capacità portante e la duttilità variano in funzione della tipologia. I campioni V8-V9 (SismiCLIMA 350) raggiungono picchi di circa 150 kN, superando i 130 kN dei campioni V17-V18 (Sismico 575). Parallelamente, si osserva

che i provini con spessore ridotto (240 mm) esibiscono una duttilità superiore rispetto a quelli da 400 mm (Fig. 9.3). In una sezione più sottile, infatti, il meccanismo di crisi evolve più facilmente verso forme flessionali o ibride, allontanandosi dal comportamento di taglio-compressione fragile tipico delle pareti più tozze. La minore profondità del pannello permette all'armatura orizzontale di "cucire" le lesioni diagonali in modo più efficace, garantendo una redistribuzione delle tensioni più uniforme e un decadimento della rigidità più graduale nel ramo post-picco. Ciò si traduce in una capacità di spostamento ultimo d_u proporzionalmente maggiore e in livelli di drift fino a circa 1,35%, assicurando una migliore risposta dissipativa globale nonostante la minore forza portante massima.

Tabella 9.2: Prospetto dei provini con apertura (porta) e relativi parametri di prova.

Codice	Materiale	Tipo prova	Campione	Arm. orizz.	Arm. vert.	Carico vert. iniziale
V6 Typ 3*	Ytong® SismiCLIMA 350	ciclica	Apertura	1φ12 ogni due corsi	4φ12 (B450C)	Centrato - 350 kN
V8 Typ 3	Ytong® SismiCLIMA 350	ciclica	Apertura	1φ12 ogni due corsi	4φ12 (B450C)	Centrato - 350 kN
V9 Typ 3	Ytong® SismiCLIMA 350	ciclica	Apertura	1φ12 ogni due corsi	4φ12 (B450C)	Centrato - 350 kN
V17 Typ 3	Ytong® Sismico 575	ciclica	Apertura	1φ12 ogni due corsi	4φ12 (B450C)	Centrato - 370 kN
V18 Typ 3	Ytong® Sismico 575	ciclica	Apertura	1φ12 ogni due corsi	4φ12 (B450C)	Centrato - 370 kN

* Analizzati da precedente tesista

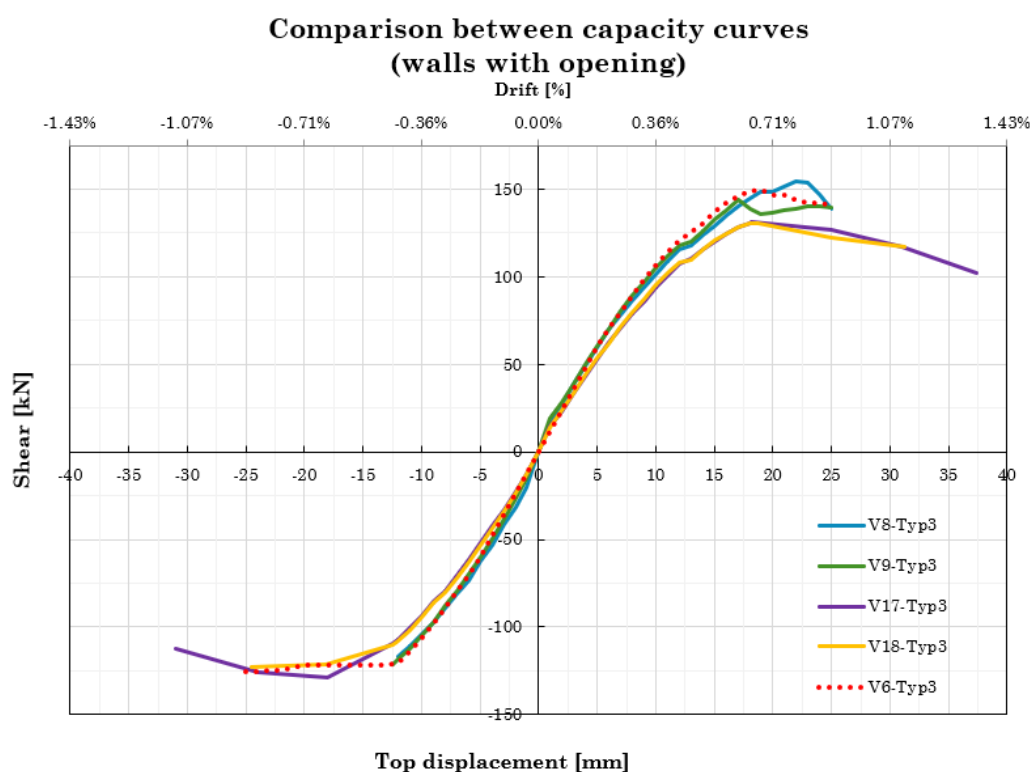


Figura 9.2: Confronto tra pareti con apertura curva di involuppo.

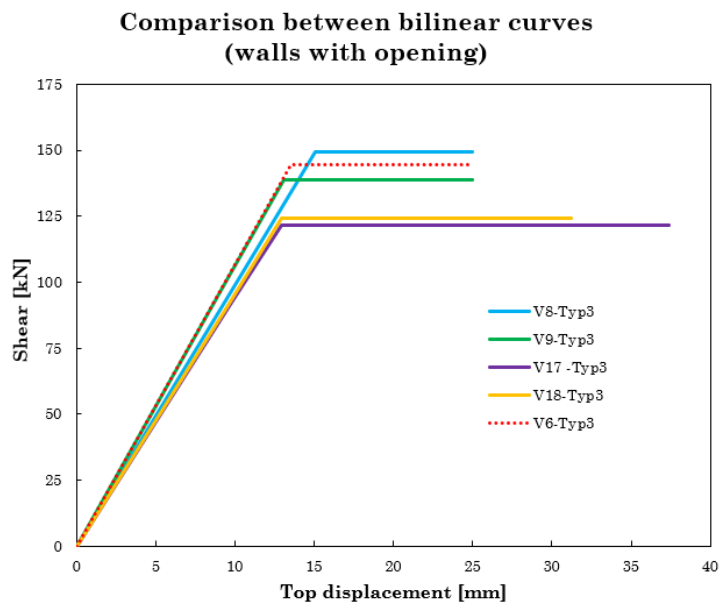


Figura 9.3: Confronto tra pareti con apertura curva bilineare.

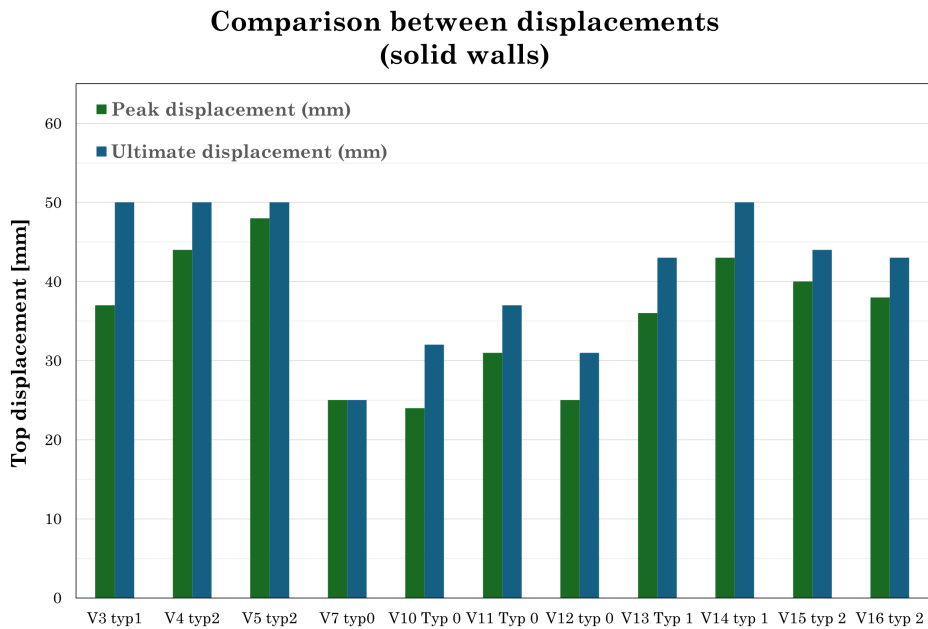


Figura 9.4: Istogramma di spostamento delle pareti piene.

9.3 Risultati di spostamento delle pareti

Per comprendere meglio le differenze tra i vari pannelli, come si può osservare dagli istogrammi di spostamento in Figg. 9.4 e 9.5, gli spostamenti per i pannelli ciechi armati raggiungono livelli di spostamento ultimo pari a 50 mm, indipendentemente dal materiale e dallo spessore impiegato. Una sostanziale differenza emerge invece per i pannelli non armati a taglio, i quali presentano sia uno spostamento ultimo che di picco sensibilmente inferiori. Anche in questo caso si nota come non vi sia una discrepanza significativa in termini di drift o forza resistente massima tra l'utilizzo dell'armatura ogni corso o ogni due corsi, suggerendo la saturazione del contributo del rinforzo già col passo maggiore (Figg.9.6 e 9.7).

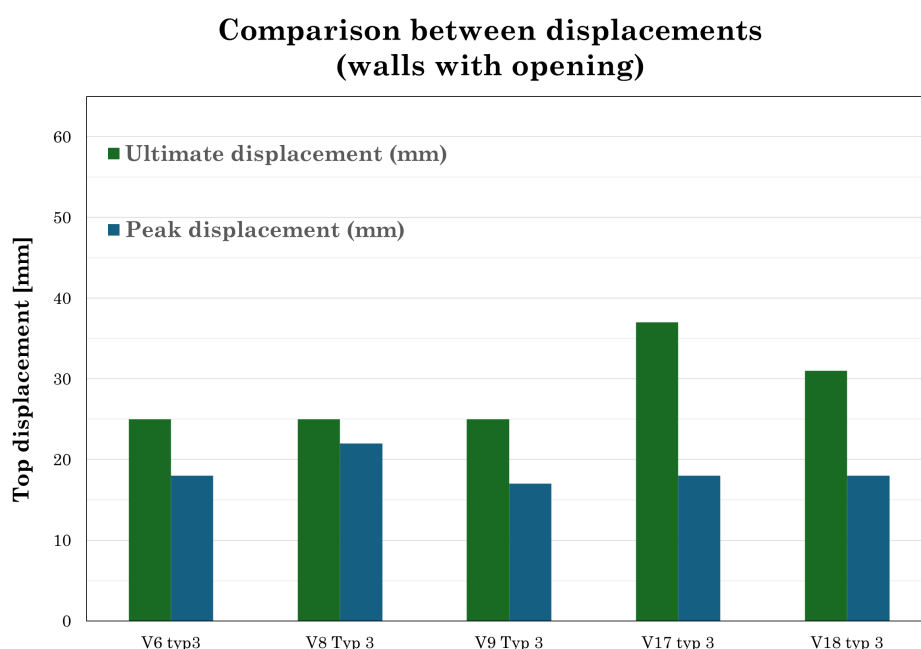


Figura 9.5: Istogramma di spostamento delle pareti con apertura.

9.4 Rigidezza elastica

L'indagine sulla risposta elastica ha evidenziato uno scostamento sistematico tra la rigidezza analitica K e quella sperimentale K_{exp} , con la teoria che sovrastima i risultati reali di circa dieci volte. Per i pannelli pieni, a fronte di una rigidezza calcolata di 95-98 kN/mm, si registrano valori medi di 11-12 kN/mm; analogamente, nelle pareti con apertura, i 70 kN/mm teorici si riducono a circa 10 kN/mm sperimentali. E' lecito supporre

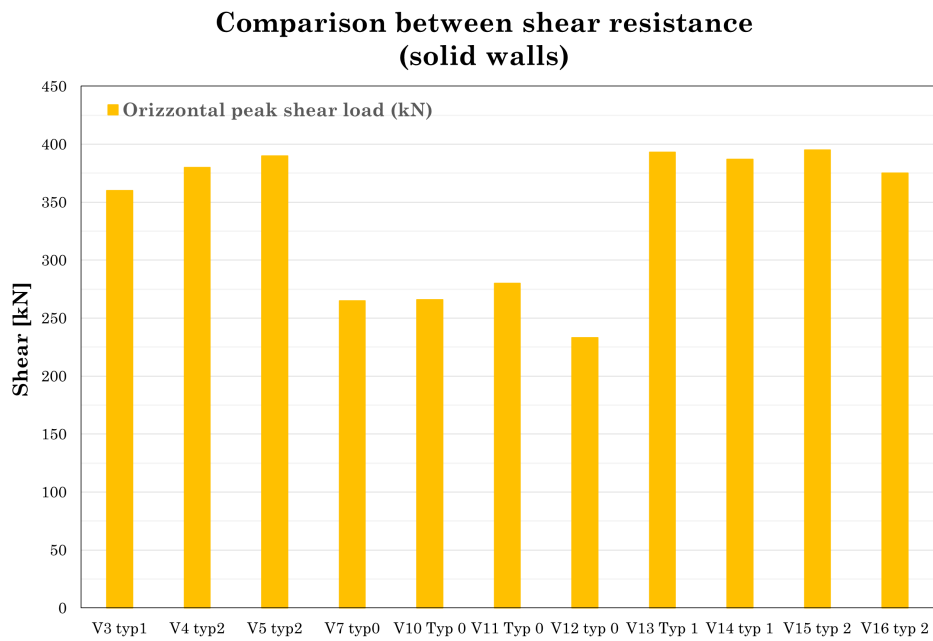


Figura 9.6: Istogramma resistenza a taglio pareti piene.

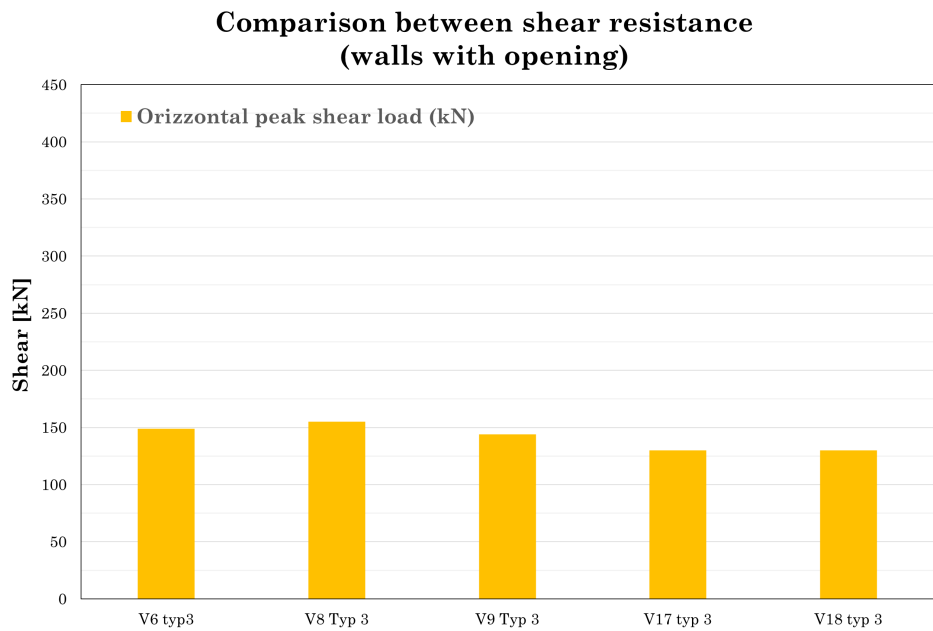


Figura 9.7: Istogramma resistenza a taglio pareti con apertura.

che ci sia un'errata valutazione del modulo elastico della muratura, verosimilmente per la maggior deformabilità attribuibile ai giunti di malta.

Tabella 9.3: Parametri geometrici e meccanici per il calcolo della rigidezza analitica K .

	PIENO		CON APERTURA		
	Sismiclina 350	Sismico 575	Sismiclina 350	Sismico 575	
L	3075	2930	1025	977	[mm]
h	2800	2800	2800	2800	[mm]
s	400	240	400	240	[mm]
E	1600	2810	1600	2810	[MPa]
J	$7,317 \cdot 10^{11}$	$4,390 \cdot 10^{11}$	$7,317 \cdot 10^{11}$	$4,390 \cdot 10^{11}$	[mm ⁴]
χ	1,2	1,2	1,2	1,2	
G	640	1124	640	1124	[MPa]
A	$1,23 \cdot 10^6$	$7,03 \cdot 10^5$	$4,10 \cdot 10^5$	$2,34 \cdot 10^5$	[mm ²]
K	95,1	98,2	69,6	70,3	[kN/mm]

La formula prevista dalle NTC 2018 [10] ($E = 1000 \cdot f_{ck}$) risulta in una sovrastima della reale rigidezza delle pareti, come evidente dal grafico in Fig. 9.9.

PROVINO	Rigidezza K_{exp} [kN/mm]
V8 Typ 3	9,9
V9 Typ 3	10,6
V10 Typ 0	13,1
V11 Typ 0	11,5
V12 Typ 0	11,8
V13 Typ 1	10,9
V14 Typ 1	11,8
V15 Typ 2	12,1
V16 Typ 2	12,1
V17 Typ 3	9,4
V18 Typ 3	9,6

Figura 9.8: Valori della rigidezza elastica sperimentale misurata.

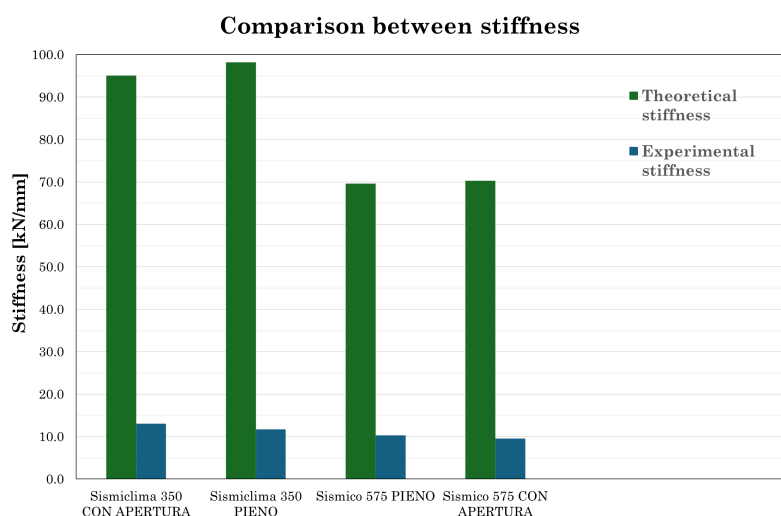


Figura 9.9: Confronto grafico tra rigidezze teoriche e sperimentali.

9.5 Considerazioni finali sul confronto sperimentale

Sulla base dei risultati ottenuti dai sette test eseguiti e dal confronto sistematico tra le diverse configurazioni, è possibile sintetizzare le seguenti conclusioni:

- Efficacia dell'armatura orizzontale: L'inserimento del rinforzo nei giunti non solo incrementa la resistenza a taglio, ma garantisce un controllo superiore del quadro

fessurativo, limitando l'estensione del danneggiamento. L'adeguato dimensionamento dell'armatura assicura il rispetto della gerarchia delle resistenze, come si potrà poi osservare in Tab.10.4, la resistenza garantita a taglio è superiore alla resistenza a flessione del pannello.

- Influenza delle aperture e meccanismi resistenti: La discontinuità geometrica impedisce la formazione del puntone compresso diagonale tipico dei pannelli pieni (meccanismo *strut & tie*). Il comportamento evolve in un traliccio iperstatico dove gli sforzi si ridistribuiscono sulle singole spallette. Sotto carico orizzontale, il lembo compresso di una delle due spallette diventa la zona critica; il superamento della resistenza a compressione della muratura porta all'espulsione locale dei blocchi e alla successiva migrazione del carico sulla spalla ancora integra.
- Analisi della rigidezza: La presenza dell'apertura riduce sensibilmente la rigidezza globale del sistema. Il calcolo analitico conferma che il rapporto tra la rigidezza del pannello aperto (K_{aperto}) e quella del pannello pieno (K_{pieno}) è pari a circa il 70%. Tale valore deriva dalla transizione dello schema statico da *simple bending* a *double bending* per le spallette, in virtù del vincolo dell'architrave.
- Capacità di spostamento e limiti normativi: Le pareti in AAC hanno dimostrato performance superiori ai limiti cautelativi della normativa. Per la crisi a taglio, i provini armati a taglio hanno garantito un drift ultimo (δ_u) medio dell' 1,7% e circa dell' 1% per i campioni non armati, valori superiori ai limiti normativi rispettivamente dello 0,8% e dello 0,5%. Anche per la crisi flessionale, il drift raggiunto massimo (1,78%) ha superato il limite di legge del 1,6%.
- Qualità costruttiva: L'assenza di fessurazioni per scorrimento nei giunti orizzontali conferma l'ottima qualità della malta impiegata e l'efficacia del legame tra i blocchi Ytong.

10 Interpretazione dei risultati sperimentali

10.1 Introduzione

Nel presente capitolo vengono riportati gli esiti dei calcoli analitici della resistenza a flessione e taglio dei campioni testati. I modelli sono quelli descritti in forma estesa al Cap.§3; vengono riportate nelle opportune sezioni solamente le formule.

Poiché è noto il valore sperimentale del massimo taglio resistente, si assume come valore sperimentale di momento resistente per ciascun campione quello che deriva dallo schema statico di mensola incastrata alla base e libera in sommità pari al valore in Fig.10.1.

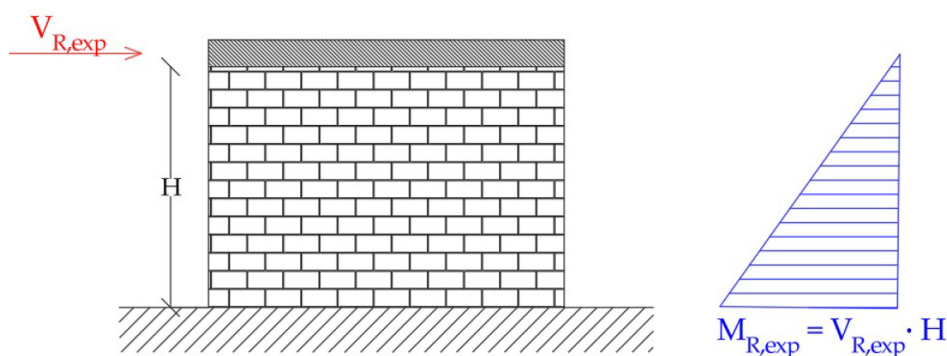


Figura 10.1: Schema statico a mensola per parete piena.

Per il campione recante l'apertura si ipotizza invece lo schema di mensola doppiamente incastrata, dove l'altezza effettiva del maschio può essere assunta pari alla differenza tra l'altezza totale del campione e l'altezza dell'architrave:

Le dimensioni dei campioni, nel caso fosse necessario consultarle, sono riepilogate in Fig.7.1 e Tab.7.3

La modifica dello schema statico per tale pannello è necessaria, e si rivela anche corretta come si potrà constatare dalla lettura del capitolo, perché in questo caso la possibilità rotazionale dell'estremo superiore delle spalle è contrastata dall'architrave in muratura. Per il campione con apertura è sufficiente ricondursi all'esame della resistenza della spalla della porta invece che dell'intero pannello, ma le modalità di calcolo sono esattamente le

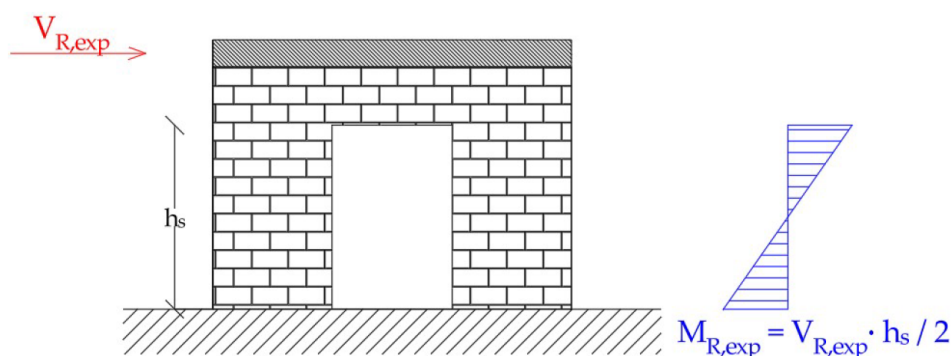


Figura 10.2: Schema statico a mensola per parete con apertura.

stesse. Nuovamente, si esamina il comportamento nel piano, assumendo che i meccanismi fuori piano siano impediti e contrastati. Si specifica che le verifiche sono state condot-

Tabella 10.1: Sintesi dei provini analizzati nella campagna sperimentale.

PROVINO	Tipo	Armatura Verticale	Armatura orizzontale	N_{exp} [kN]	V_{exp} [kN]
V6 Typ 3**			ogni due corsi*	175	149
V8 Typ 3			ogni due corsi*	175	155
V9 Typ 3	con porta	B450C - 4 ϕ 20	ogni due corsi*	175	144
V17 Typ 3			ogni due corsi*	185	130
V18 Typ 3			ogni due corsi*	185	130
V3 Typ 1**			ogni due corsi*	300	360
V4 Typ 2**			ogni corso*	300	383
V5 Typ 2**			ogni corso*	150	388
V7 Typ 0**			no armatura	350	350
V10 Typ 0			no armatura	350	266
V11 Typ 0	Pieno	B450C - 4 ϕ 20	no armatura	200	280
V12 Typ 0			no armatura	200	233
V13 Typ 1			ogni due corsi*	370	393
V14 Typ 1			ogni due corsi*	370	387
V15 Typ 2			ogni corso*	370	395
V16 Typ 2			ogni corso*	370	345

** analizzati in un altro lavoro di tesi
* B450C - 1 ϕ 12

te assumendo i valori medi delle resistenze riportate in Tabs.7.1,7.2; laddove disponibili, sono stati adottati i valori di resistenza sperimentale forniti direttamente dall'azienda produttrice. Tale scelta è finalizzata a valutare l'effettiva capacità dei modelli analitici di descrivere il comportamento reale dei maschi murari: l'impiego dei valori di progetto, infatti, fornirebbe resistenze analitiche cautelative e inevitabilmente inferiori a quelle sperimentali, inficiando la validità del confronto prestazionale. A tale scopo, si riportano di seguito i parametri meccanici impiegati nelle fasi di verifica:

10.2 Verifica a taglio

La resistenza a taglio $V_{R,taglio}$ è calcolata come somma dei contributi della muratura $V_{t,M}$ e dell'armatura $V_{t,S}$, secondo le relazioni seguenti:

$$V_{t,M} = d \cdot t \cdot f_{vd} \quad (10.1)$$

$$V_{t,S} = \frac{0.6 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}}{s} \quad (10.2)$$

$$V_{R,taglio} = V_{t,M} + V_{t,S} \quad (10.3)$$

Tabella 10.2: Risultati di verifica a taglio per i provini.

PROVINO	σ_n [MPa]	f_{vm} [MPa]	$V_{t,M}$ [kN]	s [mm]	$V_{t,S}$ [kN]	$V_{t,M} + V_{t,S}$ [kN]	$V_{t,c}$ [kN]	V_R [kN]
V6 Typ 3**	0.53	0.30	99	400	21	240	206	206
V8 Typ 3	0.53	0.30	99	400	71	340	206	206
V9 Typ 3	0.53	0.30	99	400	71	340	206	206
V17 Typ 3	0.90	0.53	109	400	74	365	225	225
V18 Typ 3	0.90	0.53	109	400	74	365	225	225
V3 Typ 1**	0.26	0.30	345	400	74	419	718	419
V4 Typ 2**	0.26	0.30	345	200	147	492	718	492
V5 Typ 2**	0.13	0.25	290	200	147	437	718	437
V7 Typ 0**	0.28	0.30	295	\	0	295	768	295
V10 Typ 0	0.30	0.30	295	\	0	295	718	295
V11 Typ 0	0.30	0.42	236	\	0	236	739	236
V12 Typ 0	0.30	0.42	236	\	0	236	739	236
V13 Typ 1	0.55	0.52	351	400	241	592	739	592
V14 Typ 1	0.55	0.52	351	400	241	592	739	592
V15 Typ 2	0.55	0.52	351	200	482	833	739	739
V16 Typ 2	0.30	0.42	283	200	482	765	739	739

** Analizzati in un altro lavoro di tesi.

* B450C - 1φ12.

Deve essere altresì verificato che il taglio agente non superi il seguente valore limite:

$$V_{t,C} = 0.3 \cdot f_d \cdot t \cdot d \quad (10.4)$$

Per i campioni *V7 Typ0*, *V10 Typ 0*, *V11 Typ 0*, *V12 Typ 0*, essendo privi di armatura a taglio, si ricorre alla formulazione per muratura ordinaria:

$$V_{R,taglio} = l' \cdot t \cdot f_{vd} \quad (10.5)$$

assumendo che la lunghezza compressa l' possa essere stimata come $0.8 \cdot B$.

10.3 Verifica a pressoflessione

Il calcolo del momento resistente segue i modelli descritti al §3.5.2 delle NTC 2018 [10]. In questo caso, dal valore di resistenza flessionale della sezione di base della parete si deduce il taglio resistente in accordo con lo schema statico adottato.

Tabella 10.3: Risultati di verifica a pressoflessione per i provini.

PROVINO	N [kN]	e [mm]	M_R [kNm]	H [mm]	V_R [kN]
V6 Typ 3**	173	90	150	2200	136
V8 Typ 3	177	250	129	2200	117
V9 Typ 3	176	250	129	2200	117
V17 Typ 3	214	250	143	2200	130
V18 Typ 3	192	250	145	2200	132
V3 Typ 1**	493	371	1118	2800	399
V4 Typ 2**	520	375	1127	2800	403
V5 Typ 2**	369	655	956	2800	341
V7 Typ 0**	173	90	150	2800	136
V10 Typ 0	423	175	1251	2800	447
V11 Typ 0	342	390	1030	2800	368
V12 Typ 0	298	327	1015	2800	363
V13 Typ 1	577	463	1055	2800	377
V14 Typ 1	604	329	1138	2800	406
V15 Typ 2	549	413	1076	2800	384
V16 Typ 2	344	469	985	2800	352

** Analizzati in un altro lavoro di tesi.
* B450C - 1φ12.

Si è ritenuto opportuno tenere conto del contributo alla resistenza fornito dallo spessore di malta che avvolge le barre all'interno della zona compressa. Per procedere in tal senso, è stata calcolata l'area di acciaio equivalente da inserire nel software VCASTLU, definita secondo la relazione:

$$A'_s f_y + A_M f_M = A_{eq} f_y \longrightarrow A_{eq} = A'_s + A_M \frac{f_M}{f_y} \quad (10.6)$$

Si è inoltre tenuto conto del valore del carico verticale registrato in corrispondenza dell'istante di rottura e della relativa eccentricità, al fine di analizzare le condizioni di sollecitazione effettivamente verificatesi durante la prova sperimentale.

10.4 Confronto tra valori analitici e sperimentali

Determinata la capacità resistente a taglio dei pannelli, la resistenza analitica ultima viene assunta pari al valore minimo tra i due meccanismi resistenti indagati:

$$V_{R,an} = \min\{V_{R,taglio}, V_{R,flessione}\} \quad (10.7)$$

I risultati sintetici di tale confronto sono riportati nella Tab.10.4. Per valutare l'accuratezza della previsione rispetto ai risultati dei test, nell'ultima colonna a destra è stato introdotto il parametro η , definito come il rapporto tra il valore analitico calcolato e il dato rilevato sperimentalmente:

$$\eta = \frac{V_{R,an}}{V_{R,exp}} \quad (10.8)$$

L'introduzione di tale coefficiente permette di quantificare immediatamente l'aderenza del modello alla realtà fisica: un valore di $\eta > 1$ indica una sovrastima della resistenza da parte del modello analitico, mentre un valore $\eta < 1$ evidenzia una sottostima, ponendosi dunque in favore di sicurezza.

Tabella 10.4: Confronto tra risultati sperimentali e analitici.

<i>PROVINO</i>	$V_{R,exp}$ [kN]	$V_{R,taglio}$ [kN]	$V_{R,flessione}$ [kN]	$V_{R,an}$ [kN]	Modalità di rottura analitica	η [%]
V6 Typ 3**	149	206	136	136	rottura per pressoflessione	92%
V8 Typ 3	155	206	117	117	rottura per pressoflessione	76%
V9 Typ 3	144	206	117	117	rottura per pressoflessione	81%
V17 Typ 3	130	225	130	130	rottura per pressoflessione	100%
V18 Typ 3	130	225	132	132	rottura per pressoflessione	101%
V3 Typ 1**	360	419	399	399	rottura per pressoflessione	111%
V4 Typ 2**	383	492	403	403	rottura per pressoflessione	105%
V5 Typ 2**	388	437	341	341	rottura per pressoflessione	88%
V7 Typ 0**	263	295	413	295	rottura per taglio	112%
V10 Typ 0	266	295	447	295	rottura per taglio	111%
V11 Typ 0	280	236	368	236	rottura per taglio	84%
V12 Typ 0	233	236	363	236	rottura per taglio	101%
V13 Typ 1	393	592	377	377	rottura per pressoflessione	96%
V14 Typ 1	362	592	406	406	rottura per pressoflessione	112%
V15 Typ 2	395	739	384	384	rottura per pressoflessione	97%
V16 Typ 2	375	739	352	352	rottura per pressoflessione	94%

** Analizzati in un altro lavoro di tesi.

* B450C - 1φ12.

Al fine di rendere più intuitiva la comparazione tra la capacità empirica e le stime analitiche, i risultati vengono presentati anche sotto forma di istogrammi comparativi, che permettono di visualizzare graficamente lo scarto tra i diversi modelli di previsione.

La sintesi dei dati viene proposta attraverso un'analisi grafica comparativa per facilitarne l'interpretazione. In primo luogo, l'istogramma delle Figg.10.3,10.4 mette a confronto la capacità resistente sperimentale con le resistenze calcolate per i due meccanismi

resistenti: il taglio e la pressoflessione. Tale rappresentazione permette di individuare visivamente il meccanismo critico ovvero quello caratterizzato dalla resistenza minore fornendo una conferma diretta delle modalità di rottura.

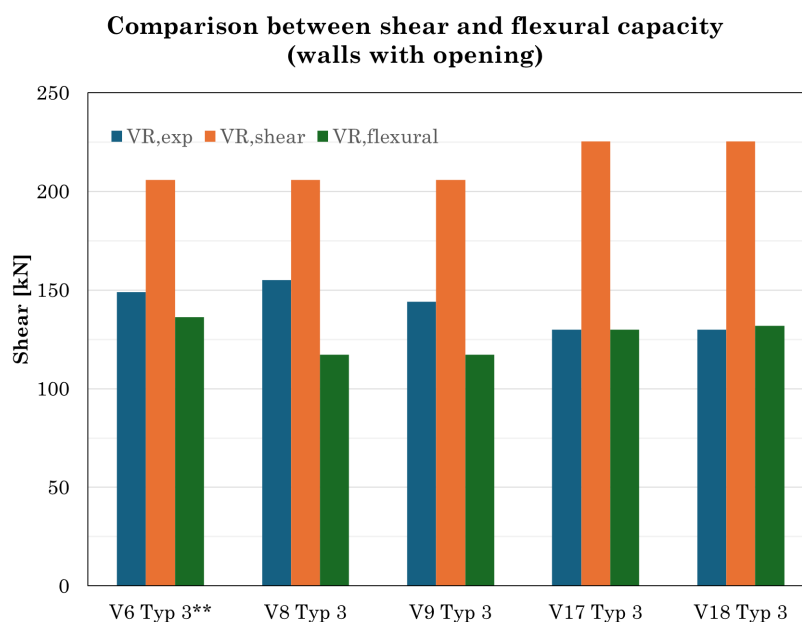


Figura 10.3: Confronto tra valori sperimentali, capacità a taglio e a flessione per campioni con apertura.

L'analisi comparativa condotta attraverso i dati tabellari e le elaborazioni grafiche permette di confermare la fedeltà del modello analitico nel descrivere il comportamento sperimentale dei pannelli murari indagati. La discrepanza tra i valori previsti e quelli rilevati si attesta entro un intervallo del $\pm 24\%$ per i casi più critici, un range di scostamento che può ritenersi ampiamente accettabile nell'ambito della modellazione di strutture esistenti o in muratura. Per comprenderne ancora meglio l'accuratezza in Fig.10.5 vengono mostrati i punti che indicano i coefficienti η come si può osservare essi non si discostano molto dalla linea tratteggiata rossa che indica la perfetta uguaglianza tra evidenze sperimentali e calcoli analitici, corrispondenti ad un coefficiente η del 100% .

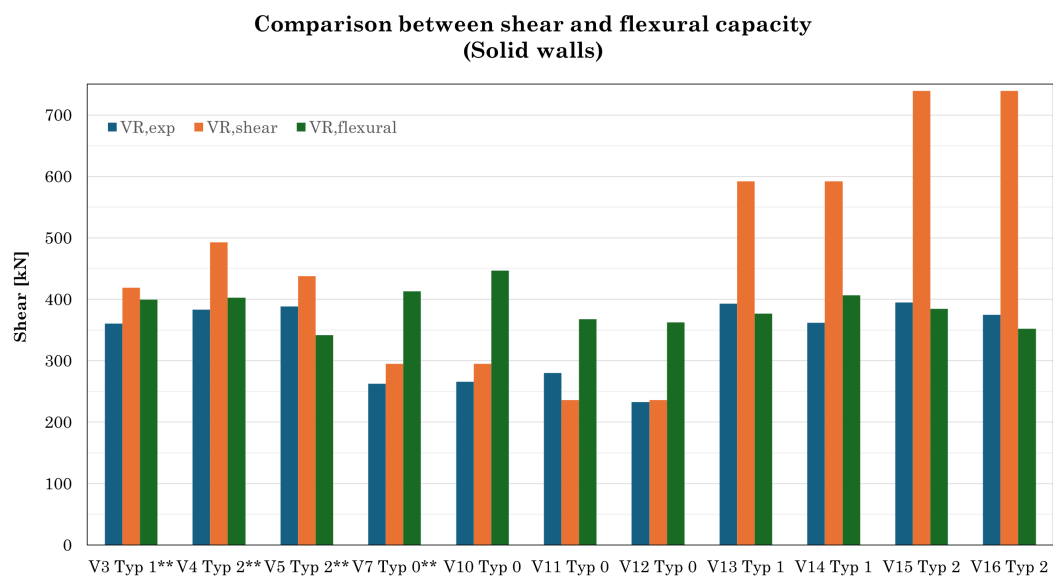


Figura 10.4: Confronto tra valori sperimentali, capacità a taglio e a flessione per campioni pieni.

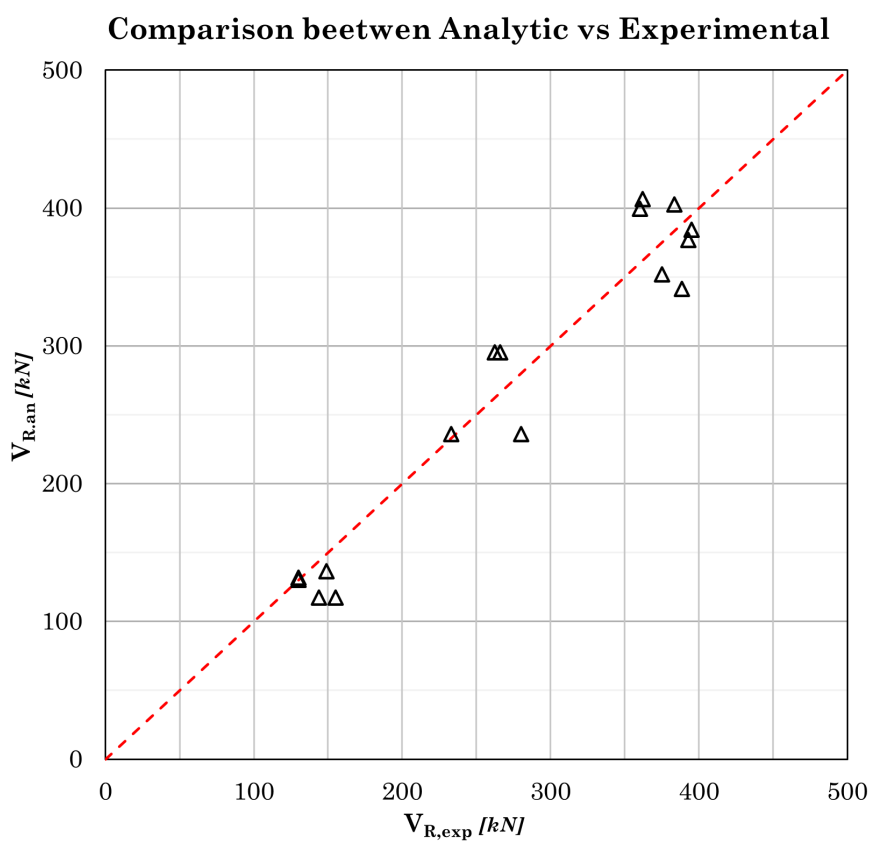


Figura 10.5: Taglio resistente sperimentale e analitico per i diversi campioni testati.

10.5 Considerazioni conclusive

Sulla scorta delle analisi condotte, è possibile trarre le seguenti considerazioni conclusive: in tutti i provini esaminati si riscontra una convergenza tra il meccanismo di collasso previsto analiticamente (identificato dal valore minimo tra il contributo a taglio e quello a pressoflessione) e le evidenze sperimentali. Tale aderenza è confermata sia dall'evoluzione dei quadri fessurativi rilevati in fase di test, sia dall'analisi quantitativa dei dati acquisiti. Nel caso dei campioni privi di apertura, si osserva uno scostamento tra i modelli analitici e i risultati sperimentali qualora la crisi sia governata dalla flessione. Tale discrepanza è riconducibile alla natura intrinsecamente “tozza” dei pannelli murari, per i quali l'ipotesi cinematica di conservazione delle sezioni piane (ipotesi di Bernoulli-Eulero) decade, rendendo le formulazioni analitiche classiche meno aderenti alla reale distribuzione tensionale. Sebbene la teoria di De Saint Venant (DSV) non risulti pienamente applicabile per i pannelli tozzi, l'errore commesso nella stima del momento resistente appare contenuto, giustificando l'impiego del modello analitico. Si osserva come i valori della serie $V_{R,taglio}$ risultino sistematicamente superiori ai dati sperimentali $V_{R,exp}$, indipendentemente dalla presenza di armatura tranne che per un solo caso. In tali casi, il collasso per taglio si manifesta per carichi orizzontali inferiori alle attese. Al contrario, la serie $V_{R,flessione}$ presenta scostamenti non sistematici (sia sovrastime che sottostime), confermando comunque l'adeguatezza complessiva dei modelli adottati. La contenuta differenza numerica tra $V_{R,taglio}$ e $V_{R,flessione}$ valida i criteri di progettazione in capacità. L'applicazione di un fattore di sovraresistenza $\gamma_{Rd} = 1.50$ appare congrua per incrementare l'azione di taglio di progetto e garantire una corretta armatura orizzontale, evitando rotture fragili premature. Nei pannelli *Typ2*, il passo dell'armatura (200 mm) risulta efficace in tal senso. Si ribadisce però che la gerarchia taglio-flessione deve essere accompagnata dalla gerarchia trazione-compressione: lo snervamento dell'acciaio teso dovrebbe precedere lo schiacciamento del blocco in AAC. Sperimentalmente si è invece notata la precocità della crisi lato compressione, suggerendo che, sebbene le percentuali di armatura rispettino i limiti normativi non garantiscono un comportamento duttile della parete.

Per quanto riguarda le pareti con apertura, dalle analisi del quadro fessurativo e la geometria delle spalle portano a ipotizzare che la capacità portante sia governata dal momento resistente ultimo, classificando il collasso come una rottura per pressoflessione anziché per taglio come si è osservato anche dai risultati dei risultati analitici.

In merito alla capacità flessionale dei componenti strutturali, è fondamentale osservare come il taglio resistente calcolato ($V_{R,flessione}$) mostri una significativa convergenza con la reale capacità portante rilevata sperimentalmente. Tale capacità fornisce una solida

validazione ai modelli analitici adottati: nello specifico, il modello a "mensola incastrata" (cantilever) si è dimostrato efficace nel descrivere il comportamento delle pareti piene, mentre lo schema a "doppio incastro" risulta il più idoneo a interpretare la risposta strutturale dei pannelli con apertura.

10.5.1 Disallineamento tra modello numerico e test sperimentali

Un aspetto critico emerso dal confronto riguarda lo stato tensionale dell'armatura tesa al raggiungimento dello Stato Limite Ultimo (SLU). Mentre le simulazioni condotte con il software di calcolo (VCA SLU) indicano sistematicamente il raggiungimento dello snervamento dell'acciaio ($\epsilon_s \geq \epsilon_{sy}$), i dati acquisiti tramite i sensori verticale durante i test sperimentali evidenziano una risposta differente, con l'acciaio che permane frequentemente in campo elastico.

Tale discrepanza può essere ricondotta alle seguenti motivazioni di carattere fisico e modellistico:

- Decadimento dell'ipotesi di Bernoulli: Il modello numerico si basa rigorosamente sulla conservazione delle sezioni piane. Tuttavia, la ridotta snellezza dei pannelli murari indagati (elementi "tozzi") favorisce una distribuzione non lineare delle deformazioni. La presenza di domini di tipo D (*Disturbed Regions*) comporta picchi tensionali localizzati che innescano lo schiacciamento del blocco prima che la sezione possa sviluppare la cinematica prevista dal modello teorico di trave snella.
- Effetti di instabilità locale: A differenza del modello analitico, che assume un materiale perfettamente omogeneo, il collasso sperimentale è spesso influenzato da fenomeni di instabilità della cartella esterna del blocco o da micro-fessurazioni indotte dai carichi assiali (N). Questi fenomeni riducono l'area efficace della zona compressa, abbassando la posizione dell'asse neutro e limitando l'allungamento delle barre d'armatura.

In definitiva, sebbene il calcolo strutturale tenda a prevedere un comportamento duttile, la risposta reale dei provini è governata da una crisi fragile lato compressione, suggerendo che la riserva di duttilità offerta dall'armatura verticale non venga pienamente mobilitata a causa dei limiti deformativi del materiale di base.

Non essendo nota a priori la posizione sperimentale dell'asse neutro, lo stato tensionale dell'armatura è stato valutato osservando i valori registrati dai trasduttori di spostamento verticale posti in corrispondenza dei lembi esterni per due casi a campione, uno con apertura e uno con parete piena.

Dato che i sensori sono installati sulla fibra più esterna del provino, essi registrano la deformazione massima della sezione. I dati mostrano che, anche in corrispondenza del picco di carico, la deformazione massima misurata ϵ_{max} positiva rimane prossima o inferiore alla soglia di snervamento $\epsilon_{sy} = 2.14 \text{ mm/m}$.

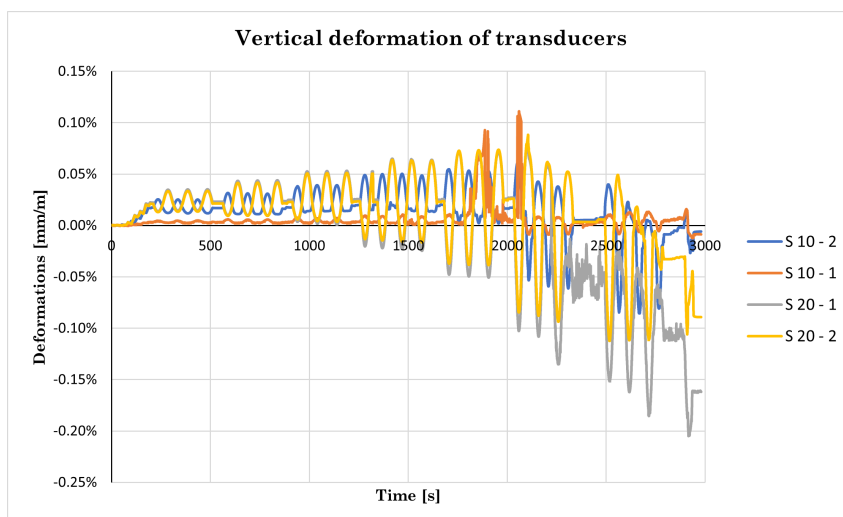


Figura 10.6: Deformazione trasduttori verticali parete piena tipo.

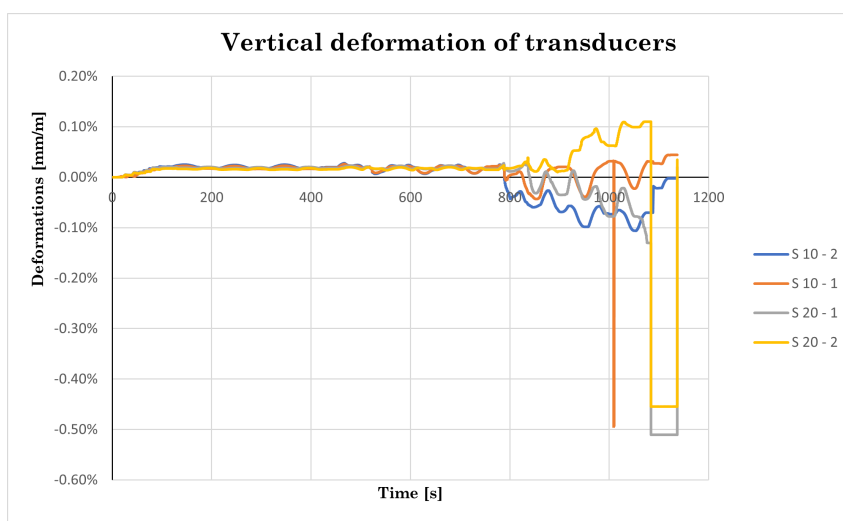


Figura 10.7: Deformazione trasduttori verticali parete con apertura tipo.

Poiché le barre di armatura verticale sono posizionate internamente rispetto alla superficie esterna (ad una distanza pari al copriferro più il raggio del foro), per la linearità delle deformazioni esse subiscono necessariamente un allungamento inferiore a quello misurato dai sensori che sono posti più esternamente. In più c'è da tenere conto che quello che viene misurato nel grafico è una deformazione media (ϵ_{media}), è possibile che localmente, in corrispondenza di una singola fessura, la deformazione sia superiore. Tuttavia,

per poter parlare di un meccanismo "duttile", la barra dovrebbe snervare su un tratto significativo; il fatto che la media rimanga così bassa (circa 1/3 dello snervamento) e insieme alle ragioni prima elencate ci fa concludere con ragionevole certezza che l'acciaio non abbia attinto alle proprie risorse plastiche, confermando una crisi governata dalla fragilità del blocco in AAC.

10.6 Progettazione in capacità

Il principio della gerarchia delle resistenze, noto anche come progettazione in capacità (*capacity design*), impone che all'interno di un elemento strutturale il meccanismo di collasso duttile preceda sistematicamente quello di tipo fragile. Tale approccio garantisce alla struttura la capacità di deformarsi significativamente in campo plastico e di fornire un adeguato preavviso prima del raggiungimento dello stato limite ultimo.

Nel caso specifico dei pannelli in AAC oggetto di studio, la rottura per pressoflessione della muratura armata è classificabile come duttile, a condizione che l'acciaio raggiunga lo snervamento prima della crisi del materiale; al contrario, il collasso per taglio è intrinsecamente fragile. La verifica del rispetto di tale gerarchia viene condotta analizzando il rapporto tra domanda sismica e capacità resistente per entrambi i meccanismi: l'aliquota di resistenza con il margine più ridotto identifica il meccanismo di rottura governante.

Il meccanismo di collasso di un pannello in AAC è determinato dal confronto tra i tassi di lavoro a taglio e a pressoflessione: il meccanismo cinematico che satura per primo la propria capacità governa la crisi strutturale. Dalle evidenze sperimentali e dai quadri fessurativi, emerge che il rispetto della gerarchia delle resistenze ovvero il passaggio da una rottura fragile per taglio a una flessionale è strettamente legato al quantitativo di armatura orizzontale e all'entità dello sforzo normale. I campioni Typ 2 (rinforzati ogni corso) mostrano come l'incremento di armatura orizzontale inibisca la crisi per taglio, favorendo il raggiungimento della resistenza flessionale. Tuttavia, la duttilità resta limitata poiché la crisi dei blocchi in compressione anticipa costantemente lo snervamento delle barre verticali. Il confronto evidenzia come la riduzione del carico verticale (N) favorisca il meccanismo flessionale. Analiticamente, si osserva che la resistenza a taglio V_R dipende linearmente da σ_0 , mentre quella flessionale M_R presenta una dipendenza quadratica. Dimezzando N , la resistenza flessionale si riduce drasticamente rispetto a quella tagliente, facilitando l'attivazione della crisi per flessione "pura" e il rispetto della progettazione in capacità.

In conclusione, per garantire comportamenti duttili in pareti tozze in AAC, la strategia ottimale prevede l'adozione di rinforzi orizzontali fitti unita a una limitazione della

tensione normale media, parametro gestibile attraverso l'impiego di blocchi a spessore maggiorato (es. 400 mm).

11 Conclusioni

Il presente lavoro di tesi ha permesso di completare l'analisi della vasta campagna sperimentale condotta dall'azienda Xella, integrando gli 11 test rimanenti ai primi 7 già analizzati in un precedente studio. Le indagini condotte hanno confermato le elevate potenzialità della muratura in calcestruzzo aerato autoclavato (AAC), evidenziandone l'efficacia e l'ottima risposta strutturale, con particolare riferimento alle prestazioni in presenza di azioni sismiche. Dalle prove sperimentali è emersa una spiccata deformabilità dei pannelli, riconducibile alla ridotta rigidità flessionale e tagliente del materiale rispetto ai sistemi costruttivi tradizionali; il confronto dei moduli elastici evidenzia infatti un rapporto di rigidità pari a circa 1:20 rispetto al calcestruzzo armato e di 1:4 rispetto al laterizio tradizionale.

Un'analisi critica del ruolo dei rinforzi ha permesso di trarre conclusioni fondamentali sulla progettazione, evidenziando come l'armatura verticale contribuisca in modo determinante alla resistenza ultima a flessione. La rottura per pressoflessione rappresenta una condizione necessaria, ma non sufficiente, per garantire un comportamento duttile. Affinché si verifichi una crisi di tipo duttile, è infatti necessario che lo snervamento delle barre d'armatura preceda la rottura per eccesso di compressione dell'AAC. In tal modo si ottiene il comportamento previsto dalla progettazione in capacità: la crisi non avviene in modo improvviso, ma è preceduta da segnali di preavviso. Di conseguenza, è opportuno limitare il quantitativo di acciaio nelle pareti, poiché un'armatura eccessiva può aumentare la resistenza a flessione favorendo meccanismi di rottura per taglio, oppure impedire il raggiungimento di un comportamento duttile. Per quanto riguarda l'armatura orizzontale, essa incrementa sensibilmente la resistenza ultima a taglio dei pannelli, sebbene oltre una certa soglia l'aggiunta di rinforzo risulti inefficace, in quanto la capacità massima del sistema rimane limitata dal contributo V_{tc} .

Oltre alle prestazioni meccaniche, l'impiego dell'AAC nell'edilizia moderna è sostenuto dalle eccellenti proprietà termofisiche. L'isolamento termico, proprietà "principe" del sistema *Ytong*, unitamente all'isolamento acustico, alla resistenza al fuoco e alla capacità di regolare l'umidità, rende questo materiale estremamente versatile e competitivo per la realizzazione di edifici energeticamente efficienti. Sotto il profilo analitico, i modelli adottati hanno mostrato una corrispondenza estremamente fedele tra le aspettative teoriche e le evidenze sperimentali discusse al Cap. §10, rappresentando un significativo avanzamento per la validazione dell'AAC come materiale portante e superando lo scetticismo

legato alla sua relativa giovinezza normativa.

La fase di modellazione FEM e l'analisi dei casi studio hanno dimostrato che l'approccio a telaio equivalente è pienamente applicabile anche all'AAC, confermando che tali blocchi garantiscono adeguati livelli di sicurezza anche per eventi sismici di elevata intensità. Nel caso studio A, i blocchi *Sismiclìma 325* risultano idonei per edifici fino a tre piani, con $a_g/g \leq 0,20$, mentre nel caso studio B i blocchi *Ytong Thermo 450* permettono di raggiungere fino a cinque piani, per $a_g/g \leq 0,15$. Per edifici monopiano, è stata ritenuta adeguata anche la muratura ordinaria non armata.

11.0.1 Sviluppi futuri

Nonostante i risultati positivi, l'ostacolo principale alla diffusione di questa tecnologia rimane di natura normativa. Le attuali NTC 2018 [10] stabiliscono requisiti minimi di resistenza che i blocchi in AAC attualmente in commercio faticano a soddisfare, limitando formalmente l'uso delle murature portanti in AAC a zone con $a_g < 0,15g$.

In conclusione, sebbene il quadro normativo rappresenti un vincolo stringente, le evidenze sperimentali e numeriche prodotte in questa tesi dimostrano che le strutture in AAC possiedono riserve di capacità adeguate a fronteggiare la domanda sismica italiana.

In quest'ottica, ulteriori sviluppi dovrebbero concentrarsi sull'ampliamento delle campagne sperimentali, con particolare attenzione al comportamento di edifici a scala reale e all'influenza delle diverse configurazioni di armatura sui meccanismi resistenti. Parallelamente, risulta fondamentale approfondire la caratterizzazione meccanica del materiale e migliorare i modelli di calcolo, al fine di ridurre le incertezze nella previsione della risposta strutturale.

Ulteriori studi e una possibile revisione degli standard normativi, supportati da ricerche come la presente, potranno quindi favorire un impiego più diffuso e consapevole di questo materiale innovativo nel panorama edilizio nazionale.

12 Ringraziamenti

Al termine di questo percorso mi rendo conto dell'importanza dello studio e dell'impegno necessario per raggiungere un obiettivo. Ciò che porto davvero con me non sono soltanto le conoscenze tecniche acquisite, ma soprattutto il metodo: la capacità di accettare la fatica per ottenere qualcosa. In un contesto in cui tutto scorre velocemente e la pazienza sembra venire meno, questo "allenamento" rappresenta un valore fondamentale, perché è proprio attraverso lo sforzo che le conoscenze si consolidano e si acquisiscono gli strumenti per affrontare le sfide future. Questo metodo e questo approccio allo studio mi sono stati trasmessi con serenità dai miei genitori, che mi hanno sempre sostenuto e spronato a dare il meglio, senza mai farmi pesare i tempi necessari per raggiungere i miei obiettivi. Per i sacrifici che hanno fatto per permettermi di studiare, per la pazienza e per l'amore che mi hanno dimostrato in tutti questi anni, va a loro il mio più grande grazie.

Un ringraziamento speciale va a mia sorella. Il mio è un ringraziamento semplice, perché ciò che voglio dire è semplice: ho sempre sentito quanto tu abbia creduto in me e quanto tu ci tenga. Sei una persona ricca di valori e di una bontà rara, e per questo ti ringrazio per aver contribuito a rendermi la persona che sono oggi. Ti auguro una vita incredibile, insieme alla splendida persona che hai incontrato.

Un ringraziamento va anche agli amici universitari che hanno condiviso questo percorso con me, rendendo lo studio e le lezioni più leggere ed entusiasmanti grazie alla condivisione di pensieri e momenti di svago.

Ai miei amici di Pordenone, che ringrazio per il loro supporto e per la loro intelligenza, che senza dubbio mi ha ispirato nel mio percorso di vita.

A tutti i miei familiari e parenti acquisiti va il mio ringraziamento per essermi sempre stati accanto con presenza e affetto. Un pensiero speciale ai miei nonni, che mi hanno insegnato il valore della forza e della perseveranza: spero di riuscire, anche solo in parte, a fare mie queste loro qualità.

A tutti gli altri amici che hanno fatto parte della mia vita va il mio ringraziamento, perché ognuno di voi ha contribuito, in modo diverso, al percorso che mi ha portato fin qui.

Un sincero ringraziamento va al mio relatore, Roberto Scotta, per la disponibilità e la dedizione dimostrate durante questo lavoro. Lo ringrazio inoltre per aver trasmesso a me, e a molti altri studenti, la sua passione per questo ambito e per averci fornito le competenze fondamentali nella progettazione e nel calcolo strutturale, accompagnate

soprattutto da un approccio pratico e critico ai problemi ingegneristici, che si rivelerà preziosissimo nel futuro professionale.

Infine, un pensiero speciale va a te Ana: conoscerti ha senza dubbio cambiato la mia vita. Ti ringrazio per l'amore che mi dimostri ogni giorno, per tutto ciò che hai fatto, affrontato e anche sacrificato per stare qui con me in Italia. Sono estremamente orgoglioso di te e del nostro rapporto. In questi tre anni insieme hai reso le mie giornate più leggere e spensierate, mi hai fatto crescere e mi hai dato la forza e la volontà per affrontare le difficoltà. Per questo farò sempre del mio meglio per renderti felice, ogni giorno di più.

Federico

Bibliografia

- [1] Midas, *MidasGEN 2023*, Seoul, South Korea: Midas, 2023.
- [2] X. Qu e X. Zhao, «Previous and present investigations on the components, micro-structure and main properties of autoclaved aerated concrete – A review,» *Construction and Building Materials*, vol. 135, pp. 505–516, 2017, issn: 0950-0618. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.12.208. indirizzo: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061816321286>.
- [3] A. Ahmed, «Sustainable Construction Using Autoclaved Aerated Concrete (Aircrete) Blocks,» *Research & Development in Material Science*, vol. 1, pp. 1–4, 2017, issn: 2576-8840. doi: 10.31031/RDMS.2017.01.000518. indirizzo: <https://crimsonpublishers.com/rdms/fulltext/RDMS.000518.php>.
- [4] A. Penna, G. Magenes, G. M. Calvi e A. Costa, «Seismic Performance of AAC Infill and Bearing Walls with Different Reinforcement Solutions,» *ResearchGate*, vol. 1, pp. 1–11, 2008. indirizzo: https://www.researchgate.net/publication/243457961_Seismic_Performance_of_AAC_Infill_and_Bearing_Walls_with_Different_Reinforcement_Solutions.
- [5] A. Penna, M. Mandirola, M. Rota e G. Magenes, «Experimental assessment of the in-plane lateral capacity of autoclaved aerated concrete (AAC) masonry walls with flat-truss bed-joint reinforcement,» *Construction and Building Materials*, vol. 82, pp. 155–166, 2015, issn: 0950-0618. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2015.02.057. indirizzo: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061815002044>.
- [6] Xella Italia S.r.l., *Ytong - ecologia e risparmio energetico: Il sistema costruttivo in calcestruzzo cellulare*, Schede tecniche e valori termoigrometrici conformi a UNI EN ISO 13786 e UNI EN 1745, Ytong, Grassobbio (BG), Italia, 2024.
- [7] D.M. 26 giugno 2009, «Linee guida nazionali per la certificazione energetica degli edifici,» Ministero dello Sviluppo Economico, rapp. tecn., 2009.
- [8] Deutsches Institut für Normung, *DIN 4109-1: Sound insulation in buildings - Part 1: Minimum requirements*, In German: Schallschutz im Hochbau - Teil 1: Mindestanforderungen, Berlin, Germany, 2018.

- [9] D.M. 16/02/2007, «Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione,» Ministero dell'Interno, rapp. tecn., 2007.
- [10] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, «D.M. 17 gennaio 2018 - Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni,» *Gazzetta Ufficiale*, 2018.
- [11] Comitato Europeo di Normazione (CEN), *NORMA TECNICA: UNI EN 771-1 Specifiche per elementi per muratura - Parte 1: Elementi in laterizio per muratura*, INGEGNERIA STRUTTURALE, 2011.
- [12] P. Gelfi, *Verifica Cemento Armato Stato Limite Ultimo*, Italia, 2021.
- [13] G. Rossi, «Analisi e interpretazione di risultati sperimentali sulla risposta sismica della muratura armata realizzata con blocchi in AAC,» Tesi di Laurea Magistrale, Università degli Studi di Padova, Padova, Italia, 2025.
- [14] Autodesk, *AutoCAD 2025*, San Francisco, California, USA: Autodesk, 2025.
- [15] P. Gelfi, *VCASLU - Calcolo di Sezioni in C.A. e Muratura Armata allo Stato Limite Ultimo*, Software per l'analisi della resistenza di sezioni soggette a pressoflessione, Università degli Studi di Brescia, Brescia, Italia, 2021. indirizzo: <https://dicar.unibs.it/gelfi/software/vcaslu/vcaslu.html>.
- [16] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, «Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni,» *Gazzetta Ufficiale*, 2019.
- [17] UNI - Ente Nazionale Italiano di Unificazione, *NORMA TECNICA: UNI EN 1992-1-1 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici*, INGEGNERIA STRUTTURALE, 1992.
- [18] ITC-CNR. «ETA – Valutazione Tecnica Europea.» Istituto per le Tecnologie della Costruzione - Consiglio Nazionale delle Ricerche. indirizzo: <https://www.itc.cnr.it/home/innovazione/certificazione-volontaria/eta/>.
- [19] A. Costa, A. Penna e G. Magenes, «Seismic Performance of Autoclaved Aerated Concrete (AAC) Masonry: From Experimental Testing of the In-Plane Capacity of Walls to Building Response Simulation,» *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 15, pp. 1–31, 2011, issn: 1363-2469. doi: 10.1080/13632461003642413. indirizzo: https://www.researchgate.net/publication/254303946_Seismic_Performance_of_Autoclaved_Aerated_Concrete_AAC_Masonry_From_Experimental_Testing_of_the_In-Plane_Capacity_of_Walls_to_Building_Response_Simulation.

- [20] M. Vinci, *Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura*. Palermo: Dario Flaccovio Editore, 2012, isbn: 9788857901411.
- [21] Università degli Studi di Trieste, *04b STRUTTURE 2016-17 rev11: La resistenza della muratura - Equazioni costitutive*, Dispensa del corso di Progetto di Strutture, Moodle@Units, Accessibile online al link: <https://moodle2.units.it/mod/resource/view.php?id=34650>, 2017.
- [22] E. Michellini e D. Ferretti, «The influence of density on the properties of AAC,» *AAC Worldwide*, n. 4, 2021, Experimental investigation. indirizzo: <https://www.aac-worldwide.com/category/science-innovation/the-influence-of-density-on-the-properties-of-aac-2115>.
- [23] Comitato Europeo di Normazione (CEN), *NORMA TECNICA: UNI EN 13501-1 Classificazione al fuoco dei prodotti e degli elementi da costruzione - Parte 1: Classificazione in base ai risultati delle prove di reazione al fuoco*, INGEGNERIA STRUTTURALE, 2019.
- [24] Comitato Europeo di Normazione (CEN), *NORMA TECNICA: UNI CEI EN ISO 13943 Sicurezza in caso di incendio - Vocabolario*, INGEGNERIA STRUTTURALE, 2004.
- [25] Treccani - Vocabolario. «Stato dell'arte - Significato ed Etimologia,» visitato il giorno 14 feb. 2026. indirizzo: <https://www.treccani.it/vocabolario/stato2/>.
- [26] Xella. «Xella Referenze,» visitato il giorno 14 feb. 2026. indirizzo: <https://referenze.xella-italia.it/>.
- [27] CSPFea s.c, «Progetto di un edificio multipiano in ca in zona sismica,» CSPFEA - ENGINEERING SOLUTIONS, rapp. tecn., 2019.