

Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale - ICEA

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Curriculum Strutture

Tesi di Laurea Magistrale in Progetto di Strutture

**Calibrazione della risposta laterale di tamponature in
laterizio tradizionali e rinforzate e valutazione della loro
influenza sul comportamento sismico di edifici in c.a.**

Relatore:

Prof.ssa Francesca Da Porto

Correlatori:

Ing. Marco Donà

Ing. Marco Gaspari

Laureando:

Cesare Garrisi

Anno accademico 2021-2022

A chi ha creduto in me

INDICE

INTRODUZIONE	1
---------------------	----------

Capitolo 1

IL COMPORTAMENTO STRUTTURALE DEI TELAI TAMPONATI	5
---	----------

1.1 Il problema delle strutture intelaiate tamponate	5
1.2 L'influenza delle tamponature sul comportamento sismico degli edifici in c.a.	7
1.2.1 Aumento della capacità dissipativa	8
1.2.2 Aumento della domanda sismica	10
1.2.3 Irregolarità in altezza e meccanismo soft story	11
1.2.4 Irregolarità in pianta e meccanismi torsionali	12
1.2.5 Aumento della domanda di taglio in pilastri adiacenti tamponature parziali .	13
1.2.6 Conclusioni	14
1.3 Comportamento nel piano dei tamponamenti in muratura	14
1.3.1 Meccanismi di collasso	16
1.3.1.1 Fessurazione diagonale	16
1.3.1.2 Scorrimento orizzontale lungo i giunti di malta	19
1.3.1.3 Schiacciamento degli spigoli	19
1.3.1.4 Rottura per taglio delle colonne	20
1.4 Comportamento fuori piano dei tamponamenti in muratura	22
1.4.1 Effetto arco	23
1.4.2 Ribaltamento fuori piano	26
1.5 Altri fattori di danno per i telai tamponati	27

Capitolo 2

INQUADRAMENTO NORMATIVO DEI TAMPONAMENTI IN MURATURA	31
---	-----------

2.1 Evoluzione storica della normativa italiana	32
---	----

2.2	<i>I tamponamenti in muratura nelle NTC18 e annessa Circolare</i>	34
2.2.1	<i>Verifica fuori piano</i>	36
2.2.2	<i>Rottura a taglio dei pilastri provocata da tamponamenti non a tutta altezza</i>	38
2.2.3	<i>Controllo del danno</i>	39
2.3	<i>I tamponamenti in muratura negli Eurocodici</i>	41
2.3.1	<i>Definizione e modellazione degli elementi non strutturali</i>	41
2.3.2	<i>Prescrizioni relative alla regolarità in pianta e in elevazione</i>	42
2.3.3	<i>Tamponamenti non collaboranti</i>	43
2.3.4	<i>Verifiche dei tamponamenti in muratura</i>	43

Capitolo 3

	TECNICHE DI MODELLAZIONE DEI TAMPONAMENTI	45
3.1	<i>Micro-modellazione</i>	46
3.2	<i>Macro-modellazione</i>	47
3.2.1	<i>Modelli a biella equivalente</i>	47
3.2.2	<i>Modelli a bielle multiple (multi-strut)</i>	50
3.2.3	<i>Modelli a shell ed elementi beam a plasticità concentrata</i>	55
3.2.4	<i>Influenza delle aperture</i>	56
3.3	<i>Interazione tra il comportamento in piano (IP) e fuori piano (OOP) dei tamponamenti in muratura</i>	58
3.3.1	<i>Il modello di Donà et al</i>	63

Capitolo 4

	INTRODUZIONE ALL'ANALISI NON LINEARE	69
4.1	<i>Tecniche di modellazione</i>	70
4.1.1	<i>Modelli a non linearità concentrata</i>	72
4.1.2	<i>La modellazione a fibre</i>	72
4.2	<i>Il modello a fibre in MIDAS Gen</i>	75

4.3 Legami costitutivi	77
4.3.1 Calcestruzzo: modello Kent & Park	77
4.3.2 Acciaio: modello Menegotto-Pinto	80

Capitolo 5

CAMPAGNE SPERIMENTALI DI RIFERIMENTO 83

5.1 Gli studi di Calvi e Bolognini e i tamponamenti URM	83
5.1.1 Risultati delle prove sperimentali sul bare frame	86
5.1.2 Risultati sul telaio tamponato	87
5.2 I tamponamenti FRM/TRM dell'Università di Padova	88
5.2.1 Risultati delle prove sperimentali sul bare frame	92
5.2.2 Risultati sul telaio tamponato	94

Capitolo 6

MODELLAZIONE 97

6.1 Modellazione dei telai	97
6.1.1 Geometria del modello e carichi applicati	98
6.1.2 Materiali non lineari e definizione delle sezioni a fibre	100
6.1.2.1 Comportamento non lineare dei materiali	100
6.1.2.2 Sezioni a fibre	103
6.1.3 Assegnazione delle sezioni a fibre agli elementi del modello	106
6.1.4 Analisi statica non lineare	107
6.2 Cenni sulla calibrazione dei telai nudi	109
6.3 La modellazione a fibre delle tamponature in MIDAS/Gen	110
6.3.1 Definizione del dominio di interazione e calcolo delle proprietà delle fibre	110
6.3.2 Limiti del software e soluzioni	115
6.3.2.1 Sovrapposizione delle fibre	116
6.3.2.1.1 Disposizione delle fibre su due livelli	119

6.3.2.2. Limitazione nella creazione dei modelli per le fibre	123
6.3.3 Analisi eseguita in MIDAS/Gen	127

Capitolo 7

CALIBRAZIONE DEI TELAI NUDI 133

7.1 Modello iniziale del telaio “ospitante” il rinforzo RBB	133
7.2 Influenza dei parametri caratteristici e modello finale RBB	135
7.3 Calibrazione dei telai ospitanti le altre soluzioni (URM, F, FB)	138
7.3.1 Telaio “ospitante” tamponature F e FB	138
7.3.2 Telaio “ospitante” tamponatura URM	141

Capitolo 8

MODELLAZIONE DEI TAMPONAMENTI MEDIANTE TRUSS E CALIBRAZIONE IP DEI TELAI TAMPONATI 143

8.1 Geometria, materiali e carichi applicati	143
8.2 Modello FEMA	149
8.3 Calibrazione dei telai tamponati	150
8.3.1 Influenza dei parametri e calibrazione RBB	151
8.3.1.1 Fase 1	151
8.3.1.2 Fase 2	154
8.3.2 Calibrazione dei telai tamponati URM, F ed FB	156
8.3.2.1 Telaio tamponato con muratura non rinforzata URM (URM_9.9.5)	157
8.3.2.2 Telaio tamponato con muratura rinforzata di tipo F (F_10.16.5)	157
8.3.2.3 Telaio tamponato con muratura rinforzata di tipo FB (FB_5.13.4)	158

Capitolo 9

IL CASO STUDIO: EDIFICIO ESISTENTE IN C.A. 159

9.1 Modellazione dell’edificio	161
9.2 Analisi lineare	169

9.2.1	Modi di vibrare	169
9.2.1.1	Edificio nudo	169
9.2.1.2	Edificio tamponato (tipologia URM)	171
9.2.1.3	Edificio tamponato (tipologia RBB)	172
9.2.2	Classificazione del rischio sismico della costruzione	174
9.2.2.1	Definizione dell'azione sismica di sito	179
9.2.2.2	Metodo elastico con spettro ridotto	180
9.2.2.3	Calcolo PGA resistente e curve PAM	182
9.3	Analisi non lineare	198
9.3.1	Riduzione resistenza OOP tamponatura per effetto del danno IP	199
9.3.2	Verifica OOP tamponatura secondo NTC18	201
9.3.3	Calcolo capacità OOP	205
9.3.4	Risultati	207
9.3.4.1	Drift interpiano	207
9.3.4.2	Capacità OOP con danno IP	214
9.3.4.3	Azione agente sulle tamponature e verifica oop	217
9.3.4.4	Stato di danneggiamento IP delle tamponature	221
9.3.4.5	Interpolazione dei risultati e costruzione curve PAM	230
9.3.5	Confronto PAM spettrale e TH	241
9.3.5.1	Confronto per edificio tamponato con tipologia URM	242
9.3.5.2	Confronto per edificio tamponato con tipologia RBB	243
	CONCLUSIONI	245
	BIBLIOGRAFIA	249

ELENCO DELLE FIGURE

<i>Figura 1.1. Incremento accelerazione spettrale all'aumentare della rigidità della struttura</i>	<i>10</i>
<i>Figura 1.2. Meccanismo di piano soffice causato dall'assenza di tamponamenti al piano terra della struttura: concentrazione della rotazione alla base</i>	<i>11</i>
<i>Figura 1.3. Meccanismo di piano soffice che ha portato al collasso del piano terra non tamponato durante il terremoto dell'Aquila, 2009</i>	<i>12</i>
<i>Figura 1.4. Pilastri collassati in corrispondenza del piano soffice durante il terremoto ad Amatrice, 2016</i>	<i>12</i>
<i>Figura 1.5. Pilastro corto: rottura a taglio per effetto della tamponatura parziale</i>	<i>13</i>
<i>Figura 1.6. Distacco tra telaio e tamponatura per carico orizzontale</i>	<i>15</i>
<i>Figura 1.7. Meccanismi di rottura del tamponamento</i>	<i>16</i>
<i>Figura 1.8. Schema meccanismo di rottura per trazione diagonale</i>	<i>17</i>
<i>Figura 1.9. Definizione delle direzioni principali dell'elemento di muratura posto al centro del pannello e soggetto ad uno stato tensionale di taglio puro</i>	<i>17</i>
<i>Figura 1.10. Esempio di fessurazione diagonale del tamponamento</i>	<i>18</i>
<i>Figura 1.11. Esempio di fessurazione diagonale in presenza di aperture</i>	<i>18</i>
<i>Figura 1.12. Schema meccanismo di rottura per scorrimento orizzontale</i>	<i>19</i>
<i>Figura 1.13. Rottura per schiacciamento degli spigoli</i>	<i>20</i>
<i>Figura 1.14. Esempio di danneggiamento per schiacciamento degli spigoli di un tamponamento in muratura</i>	<i>20</i>
<i>Figura 1.15. Meccanismo di rottura del pilastro dovuto all'incremento dello sforzo di taglio per effetto del puntone</i>	<i>21</i>
<i>Figura 1.16. Esempio di espulsione fuori piano dei tamponamenti in muratura a causa di un evento sismico</i>	<i>22</i>
<i>Figura 1.17. Collasso fuori piano di tamponamenti in muratura</i>	<i>22</i>
<i>Figura 1.18. Meccanismo resistente ad arco per azioni fuori piano</i>	<i>24</i>
<i>Figura 1.19. Dominio di resistenza della muratura</i>	<i>25</i>
<i>Figura 1.20. Meccanismo di collasso a ribaltamento della parete</i>	<i>26</i>
<i>Figura 1.21. Configurazione geometrica critica del tamponamento rispetto al telaio</i>	<i>27</i>
<i>Figura 1.22. Captive column effect</i>	<i>28</i>
<i>Figura 1.23. Esempi di rottura a taglio di un pilastro tozzo</i>	<i>28</i>
<i>Figura 1.24. Fessurazione causata dall'interazione tra pannello e presenza di aperture</i>	<i>29</i>
<i>Figura 2.1. Esempio di espulsione delle tamponature esterne in un edificio in c.a.</i>	<i>32</i>
<i>Figura 2.2. Verifiche richieste dalle NTC18 in funzione della classe d'uso e dello SL considerato</i>	<i>36</i>
<i>Figura 2.3. Valori di q_a per elementi non strutturali secondo NTC18</i>	<i>38</i>
<i>Figura 2.4. Variazione del diagramma del momento flettente sui pilastri adiacenti ad una tamponatura non a tutta altezza</i>	<i>38</i>

<i>Figura 3.1. Tipologie di micro-modellazione</i>	<i>46</i>
<i>Figura 3.2. Schematizzazione della tamponatura: biella equivalente</i>	<i>47</i>
<i>Figura 3.3. Modello a puntone equivalente</i>	<i>48</i>
<i>Figura 3.4. Geometria della biella secondo Al-Chaar</i>	<i>50</i>
<i>Figura 3.5. Esempio di modello a bielle multiple</i>	<i>51</i>
<i>Figura 3.6. Rappresentazione schematica del modello di Syrmakezis-Vratsanou</i>	<i>52</i>
<i>Figura 3.7. Legge costitutiva forza-spostamento di Panagiotakos & Fardis</i>	<i>52</i>
<i>Figura 3.8. Rappresentazione schematica del modello di Chrysostomou</i>	<i>53</i>
<i>Figura 3.9. Modello di Crisafulli & Carr</i>	<i>54</i>
<i>Figura 3.10. Legami sforzo-deformazione per la biella (a sinistra) e per la shear spring (a destra)</i>	<i>54</i>
<i>Figura 3.11. Legge di variazione della sezione della biella equivalente</i>	<i>55</i>
<i>Figura 3.12. Modello di Rodrigues</i>	<i>55</i>
<i>Figura 3.13. Macro-modellazione della tamponatura secondo Calio-Pantò</i>	<i>56</i>
<i>Figura 3.14. Posizionamento della biella in presenza di apertura</i>	<i>57</i>
<i>Figura 3.15. Modello SAT di Hashemi e Mosalam</i>	<i>59</i>
<i>Figura 3.16. Modello proposto da Kadysiewski e Mosalam impiegando elementi beam-column con discretizzazione a fibre</i>	<i>59</i>
<i>Figura 3.17. Disposizione delle fibre nella regione della cerniera plastica</i>	<i>60</i>
<i>Figura 3.18. Discretizzazione del dominio di interazione</i>	<i>61</i>
<i>Figura 3.19. Confronto delle curve di interazione</i>	<i>61</i>
<i>Figura 3.20. Esempio di criterio di rimozione della parete di tamponamento considerando l'interazione IP-OOP</i>	<i>61</i>
<i>Figura 3.21. Macro-modello della tamponatura (da Donà et al.)</i>	<i>63</i>
<i>Figura 3.22. Dettaglio dell'elemento BWH (da Donà et al.)</i>	<i>64</i>
<i>Figura 3.23. Materiale isteretico delle fibre nelle cerniere non lineari (da Donà et al.)</i>	<i>65</i>
<i>Figura 3.24. Dominio di capacità IP-OOP (da Donà et al.)</i>	<i>65</i>
<i>Figura 3.25. Dettaglio del modello del telaio in c.a. (da Donà et al.)</i>	<i>68</i>
<i>Figura 4.1 Discretizzazione in fibre di una sezione</i>	<i>73</i>
<i>Figura 4.2 Elemento in cemento armato: materiali costituenti la sezione</i>	<i>74</i>
<i>Figura 4.3 Diagramma teorico sforzo-deformazione secondo Kent & Park</i>	<i>78</i>
<i>Figura 4.4 Diagramma di input sforzo-deformazione per il legame Kent & Park in MIDAS/Gen .</i>	<i>79</i>
<i>Figura 4.5 Diagramma teorico sforzo-deformazione per il modello Menegotto-Pinto</i>	<i>80</i>
<i>Figura 4.6 Diagramma di input sforzo-deformazione per il legame Menegotto-pinto in MIDAS/Gen</i>	<i>81</i>
<i>Figura 5.1. Rappresentazione del telaio UniPV con tamponatura URM</i>	<i>84</i>
<i>Figura 5.2 Dettagli costruttivi pilastro UniPV</i>	<i>85</i>
<i>Figura 5.3. Dettagli costruttivi trave UniPV</i>	<i>85</i>

<i>Figura 5.4. Soluzioni rinforzate (F, FB, RBB)</i>	89
<i>Figura 5.5. Rappresentazione del telaio UNIPD (F, FB, RBB)</i>	90
<i>Figura 5.6. Dettagli costruttivi pilastro UNIPD</i>	91
<i>Figura 5.7. Dettagli costruttivi trave UNIPD</i>	91
<i>Figura 6.1. Modello FEM telaio nudo URM</i>	99
<i>Figura 6.2. Modello FEM telaio nudo F, FB e RBB</i>	99
<i>Figura 6.3. Modelli non lineari per il caso URM</i>	100
<i>Figura 6.4. Modelli non lineari per i casi F, FB e RBB</i>	100
<i>Figura 6.5. Modello Kent-Scott-Park per il cls non confinato (a sx) e confinato (a dx) – Esempio per la sezione P1 del pilastro nel caso URM)</i>	102
<i>Figura 6.6. Modello Menegotto - Pinto per le barre d'armatura per il caso URM</i>	102
<i>Figura 6.7. Creazione di una generica sezione a fibre</i>	103
<i>Figura 6.8. Sezione a fibre PIL_P1 e PIL_P2</i>	104
<i>Figura 6.9. Sezione a fibre TR_T1 (estremità)</i>	104
<i>Figura 6.10. Sezione a fibre TR_T2 (mezzeria)</i>	104
<i>Figura 6.11. Sezione a fibre PIL_P1 e PIL_P2</i>	105
<i>Figura 6.12. Sezione a fibre TR_T1 (estremità)</i>	105
<i>Figura 6.13. Sezione a fibre TR_T3 (mezzeria)</i>	105
<i>Figura 6.14. Esempio di definizione delle proprietà di una cerniera plastica a fibre</i>	106
<i>Figura 6.15. Casi di carico Time History creati per il telaio "ospitante" URM (sopra) e F, FB e RBB (sotto)</i>	107
<i>Figura 6.16. Procedura generica di applicazione dei carichi per l'analisi statica non lineare con MIDAS/Gen</i>	108
<i>Figura 6.17. Funzione moltiplicatore per p.p., carico su pilastri, precompressione trave (solo per F, FB, RBB)</i>	108
<i>Figura 6.18. Funzione moltiplicatore per la storia di spostamento IP per il telaio "ospitante" la soluzione URM</i>	108
<i>Figura 6.19. Funzione moltiplicatore per la storia di spostamento IP per il telaio "ospitante" le soluzioni F e RBB</i>	109
<i>Figura 6.20. Funzione moltiplicatore per la storia di spostamento IP per il telaio "ospitante" la soluzione FB</i>	109
<i>Figura 6.21. Valori dei parametri ripresi dal paper Donà et al.</i>	110
<i>Figura 6.22. Posizione ottimale di due fibre successive in MIDAS/Gen</i>	116
<i>Figura 6.23. Valori delle distanze tra fibre e dei loro raggi per le discretizzazioni non regolari studiate</i>	118
<i>Figura 6.24. Disposizione delle fibre su due livelli</i>	120
<i>Figura 6.25. Disposizione fibre su due livelli per il caso URM</i>	122
<i>Figura 6.26. Disposizione fibre su due livelli per il caso F</i>	122
<i>Figura 6.27. Disposizione fibre su due livelli per il caso FB</i>	122

<i>Figura 6.28. Disposizione fibre su due livelli per il caso RBB</i>	<i>123</i>
<i>Figura 6.29. Valori e formule per il calcolo dei parametri isteretici delle fibre secondo Donà et al.</i>	<i>123</i>
<i>Figura 6.30. Opzione Create Rebar per la creazione delle fibre</i>	<i>124</i>
<i>Figura 6.31. Adattamento del modello K-S-P al modello trilineare</i>	<i>125</i>
<i>Figura 6.32. Creazione sezione a fibre per la tamponatura su MIDAS/Gen</i>	<i>127</i>
<i>Figura 6.33. Modello FEM telaio tamponato</i>	<i>128</i>
<i>Figura 6.34. Funzione moltiplicatore per la storia di spostamento IP del telaio tamponato FB</i>	<i>128</i>
<i>Figura 6.35. Funzione moltiplicatore per la storia di spostamento OOP del telaio tamponato FB</i>	<i>129</i>
<i>Figura 8.1. Inserimento beam fittizio per valutare il contributo della biella</i>	<i>144</i>
<i>Figura 8.2. Funzione moltiplicatore per la storia di spostamento IP per il telaio tamponato URM</i>	<i>145</i>
<i>Figura 8.3. Funzione moltiplicatore per la storia di spostamento IP per il telaio tamponato F e RBB</i>	<i>145</i>
<i>Figura 8.4. Funzione moltiplicatore per la storia di spostamento IP per il telaio tamponato FB</i>	<i>146</i>
<i>Figura 8.5. Schematizzazione del modello di telaio tamponato impiegato</i>	<i>147</i>
<i>Figura 8.6. Particolare posizione bielle rispetto al telaio</i>	<i>147</i>
<i>Figura 8.7. Modello FEM telaio tamponato URM</i>	<i>148</i>
<i>Figura 8.8. Modello FEM telaio tamponato F, FB e RBB</i>	<i>148</i>
<i>Figura 8.9. Legame Forza-deformazione del modello FEMA in MIDAS/Gen 2021</i>	<i>149</i>
<i>Figura 8.10. Esempio di modello FEMA in MIDAS/Gen</i>	<i>150</i>
<i>Figura 9.1. Materiali lineari edificio caso studio</i>	<i>162</i>
<i>Figura 9.2. Sezioni edificio caso studio</i>	<i>162</i>
<i>Figura 9.3. Modelli non lineari edificio caso studio</i>	<i>162</i>
<i>Figura 9.4. Modello FEM edificio nudo</i>	<i>167</i>
<i>Figura 9.5. Modello FEM edificio tamponato (tipologia URM)</i>	<i>168</i>
<i>Figura 9.6. Modello FEM edificio tamponato (tipologia RBB)</i>	<i>168</i>
<i>Figura 9.7. Ricerca dei modi di vibrare in Midas</i>	<i>169</i>
<i>Figura 9.8. Andamento curva PAM per costruzione con vita nominale pari a 50 anni e classe d'uso II</i>	<i>175</i>
<i>Figura 9.9. Attribuzione della Classe di Rischio PAM in funzione dell'entità delle Perdite medie annue attese</i>	<i>176</i>
<i>Figura 9.10. Attribuzione della Classe di Rischio IS-V in funzione dell'entità dell'Indice di Sicurezza</i>	<i>176</i>
<i>Figura 9.11. Percentuale del costo di ricostruzione (CR), associata al raggiungimento di ciascuno stato limite</i>	<i>178</i>
<i>Figura 9.12. Proprietà del cls e dell'acciaio per le verifiche in Midas</i>	<i>181</i>

<i>Figura 9.13. Coefficienti parziali di sicurezza dei materiali per verifiche meccanismi duttili (a sx) e fragili (dx)</i>	<i>181</i>
<i>Figura 9.14. Componente X accelerogramma Hector-Mine</i>	<i>198</i>
<i>Figura 9.15. Degrado della resistenza OOP a causa del danno IP</i>	<i>200</i>
<i>Figura 9.16. Distribuzione delle forze sismiche</i>	<i>202</i>
<i>Figura 9.17. Modelli di capacità fuori piano</i>	<i>206</i>

INTRODUZIONE

In Italia, come in molti altri Paesi europei, i telai in conglomerato cementizio armato rappresentano la tipologia costruttiva più largamente diffusa negli ultimi cinquant'anni, e pertanto, costituiscono una parte rilevante del nostro patrimonio edilizio. A pari passo con l'evoluzione delle tecniche costruttive del calcestruzzo armato, si è sempre più diffuso l'utilizzo di telai in c.a. integrato a muri di tamponamento, combinando quindi l'innovazione del calcestruzzo con la tradizione della muratura. Molti di questi edifici, in particolar modo quelli realizzati dal secondo dopoguerra a metà degli anni Settanta, sono stati progettati con nessuno o scarso riguardo nei confronti delle forze laterali indotte dai terremoti. Infatti, le prime normative sismiche si ebbero solo dal 1975 ed erano valide nelle regioni italiane riconosciute appunto come zone sismiche. È quindi evidente come strutture a telaio in cemento armato costruite in diversi periodi e in diverse zone del territorio italiano posseggano caratteristiche estremamente diverse, sia in termini di resistenza che in termini di duttilità.

Numerosi studi condotti su edifici realizzati prima dell'introduzione di adeguati codici di progettazione sismica hanno mostrato la vulnerabilità di tali strutture sotto l'azione dei carichi orizzontali. Le carenze riscontrate sono dovute all'adozione di dettagli costruttivi inadeguati e, più in generale, alla mancanza di principi di gerarchia delle resistenze in fase di progettazione. In tali costruzioni, le tamponature assumono un ruolo di rilievo nella comprensione del comportamento globale della struttura.

Negli edifici con struttura portante costituita da un'intelaiatura in calcestruzzo armato (bi o tri-dimensionale), le tamponature in genere sono realizzate in laterizi semipieni o forati e abitualmente non venivano considerate nel calcolo della struttura, se non per il contributo in peso gravante direttamente sul telaio. Date le esperienze vissute in seguito ad eventi sismici si è evidenziato quanto tali elementi in genere reputati non strutturali

siano in grado di condizionare fortemente la risposta globale del fabbricato. Trascurare, quindi, i pannelli di tamponamento in fase di progetto o di verifica può comportare un'invalidazione delle analisi sismiche in quanto le sollecitazioni e gli spostamenti ricavati da analisi tradizionali non corrispondono a quanto accade nella realtà.

Altro aspetto, spesso sottovalutato, è come poter considerare tali elementi in una modellazione funzionale allo scopo del tecnico che deve effettuare una verifica sull'edificio, soprattutto senza incappare in modellazioni estremamente onerose dal punto di vista computazionale.

Sulla base di quanto sinora enunciato, la presente tesi si prefigge l'obiettivo di valutare l'influenza che le tamponature hanno sul comportamento sismico di edifici in c.a., conducendo analisi sia di tipo lineare che non lineare per un caso studio ideale di edificio snello intelaiato, situato in una zona ad elevata pericolosità sismica.

Nel capitolo 1 vengono descritti i principali effetti, benefici e nocivi, dell'utilizzo di tamponature nelle strutture in c.a. e il loro comportamento nel piano e fuori piano con i principali meccanismi di collasso.

Il capitolo 2 offre un inquadramento normativo di tali elementi e l'evoluzione storica della normativa italiana in materia di verifica delle tamponature (fuori piano e in termini di rigidità) sino all'attuale NTC18 e agli Eurocodici.

Le tecniche di modellazione vengono affrontate nel capitolo 3. In particolare, ci si sofferma sull'approccio a biella/più bielle equivalenti e sull'interazione piano/fuori piano dei tamponamenti con annesso stato dell'arte.

Nel capitolo 4 viene presentato il software FEM utilizzato, MIDAS Gen, e la metodologia per l'esecuzione di analisi non lineari con cenni teorici sulla modellazione della non linearità mediante plasticità concentrata e distribuita (modello a fibre).

Il capitolo 5 tratta le campagne sperimentali assunte come riferimento nella successiva calibrazione delle tamponature, quella di Calvi e Bologni (2001) dell'Università di Pavia e quella di Minotto et al. (2020) dell'Università di Padova. Entrambe sono rivolte a pannelli sottili in muratura d'argilla, nel primo caso non rinforzati, nel secondo con diverse tipologie di rinforzo.

Nel capitolo 6 viene affrontata la modellazione sul software di calcolo e l'impostazione dei parametri per condurre analisi TH, con particolare riferimento alla definizione delle sezioni a fibre per gli elementi in c.a.. Inoltre, si discute circa la modellazione a fibre delle

tamponature in MIDAS e le problematiche affrontate e le limitazioni del programma in tale ambito.

I capitoli 7 e 8 trattano, rispettivamente, della calibrazione dei telai nudi e delle tamponature, queste ultime rappresentate da elementi truss secondo l'approccio a bielle multiple equivalenti.

Nel capitolo 9 viene presentato il caso studio di un edificio ideale in c.a.. Vengono condotte analisi lineari con spettro di risposta, per la costruzione delle curve PAM della struttura nuda e tamponata da confrontare tra loro e la definizione della classe di rischio sismico. Mediante analisi time history con accelerogramma si è cercato di comprendere il comportamento in campo non lineare dell'edificio, effettuando un confronto con quello elastico.

Capitolo 1

IL COMPORTAMENTO STRUTTURALE DEI TELAI TAMPONATI

1.1 Il problema delle strutture intelaiate tamponate

Negli edifici il cui scheletro portante consiste di un'intelaiatura in c.a. s'impiega di solito una muratura leggera di malta e di laterizi per costruire le tamponature ed i divisori. Per semplicità ed economia di costruzione, i pannelli di chiusura vengono realizzati quasi sempre a contatto con gli elementi strutturali, senza giunti di separazione ma anche senza connettori che garantiscano un collegamento affidabile con l'ossatura. I terremoti verificatisi nel passato hanno ormai dimostrato con chiarezza che la risposta sismica degli edifici costruiti seguendo tale pratica è fortemente condizionata dalle tamponature, come si approfondirà in seguito. Anche i pannelli non armati di laterizio forato sono capaci di irrigidire notevolmente l'intelaiatura portante e di compensare con la resistenza propria l'incremento delle forze di inerzia che ne deriva. Il ruolo delle tamponature si rivela poi fondamentale nelle costruzioni non progettate per dover resistere al sisma, laddove il loro contributo risulta spesso essenziale per scongiurare il crollo.

D'altra parte, si è osservato ad esempio che, a causa della notevole rigidità, le tamponature possono originare configurazioni di fatto irregolari, pregiudicando una conformazione strutturale assolutamente corretta. Sono ben note le situazioni della torsione in pianta e della formazione del piano soffice in altezza indotte dalla presenza di tamponature. Per di più, tali comportamenti possono innescarsi anche nei casi in cui la disposizione dei pannelli sia regolare a seguito della crisi di solo alcuni di essi, in quanto il loro collasso in genere avviene improvvisamente, con caratteristiche di fragilità marcata. Questo sia a causa delle proprietà intrinseche del materiale sia perché spesso la rottura è

dettata dalla perdita di equilibrio fuori dal piano, dato il collegamento inefficace con la struttura, oppure dai fenomeni di instabilità, visto lo spessore esiguo dei pannelli in rapporto alle altre dimensioni. Al minimo, se trascurate in sede di progetto le tamponature invalidano l'analisi delle sollecitazioni e, di conseguenza, il proporzionamento relativo delle resistenze delle membrature e dei nodi strutturali. Anche di ciò esistono esempi eclatanti, come la rottura a taglio del tratto di pilastro rimasto scoperto per una tamponatura parziale in altezza o la rottura a flessione composta del pilastro nel quale il muro, contrastando in testa, produce uno sforzo di trazione notevole.

Da tutto ciò deriva che, fermo restando che al contributo delle tamponature non si può rinunciare nella verifica delle strutture con resistenza di progetto non adeguata, gli studiosi discutono su due impostazioni diverse su cui fondare la progettazione degli edifici nuovi. Secondo il primo punto di vista, l'effetto negativo delle tamponature prevale poiché esse costituiscono un fattore di grande incertezza nella risposta sismica e sono in grado d'invalidare gli accorgimenti adottati per governare il meccanismo resistente. Quindi le tamponature dovrebbero essere sconnesse del tutto dall'ossatura strutturale, in modo da non alterarne il comportamento previsto in sede di progetto. La seconda impostazione, invece, sottolinea che, sia per motivi di economia di costruzione, sia per l'incertezza sull'impegno effettivamente richiesto dai terremoti agli edifici, conviene trarre profitto da tutti gli elementi, strutturali e non strutturali, che possono contribuire in tal senso. Ne deriva che le tamponature dovrebbero essere rese sempre collaboranti con l'ossatura portante, assegnando loro il ruolo di una seconda linea di difesa contro gli eventi sismici severi. Allo stesso tempo, bisognerebbe minimizzare gli effetti potenzialmente negativi con la modellazione appropriata nella fase di analisi, con la cura dei dettagli costruttivi e con il controllo di qualità durante la costruzione. Si vedrà che allo stato attuale le norme sismiche adottano la prima filosofia progettuale e, di conseguenza, penalizzano le strutture intelaiate con i muri a contatto, soprattutto perché non si dispone di modelli adeguati e perché il controllo di qualità è quasi inesistente per le tamponature.

In un recente stato dell'arte è stato sottolineato che sorprende la mancanza di modelli pienamente soddisfacenti dopo oltre quarant'anni di studi teorici e sperimentali in materia di telai tamponati. Ciò va imputato in primo luogo al numero veramente elevato dei parametri che governano in misura significativa il comportamento d'insieme del telaio e del pannello e che in condizioni ultime indirizzano verso una delle possibili modalità di

rottura. In aggiunta, molti dei parametri suddetti sono difficilmente quantificabili nelle situazioni reali. Al proposito, si pensi innanzitutto alle proprietà meccaniche delle tamponature, su cui influiscono sia la dispersione delle caratteristiche dei mattoni e della malta sia la capacità e la cura nel costruire da parte delle maestranze. Si pensi anche all'influenza delle aperture sulla rigidità e sulla resistenza del pannello, alle diverse condizioni del contatto fra il telaio ed il muro in funzione del ritiro della malta, all'interazione del comportamento nel piano e fuori del piano, all'importanza dei fenomeni del secondo ordine in prossimità della rottura di un elemento snello e fragile. Di fatto, non è possibile studiare separatamente in laboratorio gli effetti di tutti i fattori in gioco, effetti che talvolta sono anche fortemente correlati l'un l'altro. In più, bisogna considerare da un lato l'onere materiale ed economico dei campioni di muratura, dall'altro la sensibilità della muratura agli effetti di scala. Spesso si deve scegliere per necessità fra la sperimentazione su di una porzione veramente modesta del telaio tamponato in scala reale o quasi (trascurando certi aspetti, come l'effetto dei pannelli inseriti nelle maglie strutturali adiacenti) e la sperimentazione su modelli rappresentativi di intere costruzioni ma in scala notevolmente ridotta.

Si capisce allora che le difficoltà di modellazione discendono da diversi fattori interconnessi: la complessità intrinseca del comportamento anelastico del telaio e soprattutto della tamponatura così come della loro interazione, il grande numero dei parametri significativi tra di loro correlati il cui ruolo individuale non è perfettamente chiaro o facilmente quantificabile, i vari meccanismi di rottura che possono manifestarsi in esclusione oppure in concomitanza fra loro.

1.2 L'influenza delle tamponature sul comportamento sismico degli edifici in c.a.

L'osservazione diretta dei danni subiti dalle strutture reali soggette ai terremoti nel corso degli anni ha contribuito in modo essenziale a chiarire il ruolo che le tamponature (anche quelle cosiddette non strutturali) assumono sia nella risposta sismica sia nella definizione del danneggiamento delle strutture. Mentre alcuni elementi come i serbatoi, gli sbalzi o le antenne non hanno in effetti una funzione strutturale e bisogna valutare adeguatamente solo l'eventualità del collasso proprio per effetto delle azioni d'inerzia, le tamponature, invece, contribuiscono in misura sostanziale all'irrigidimento,

all'irrobustimento, alla capacità di dissipare energia ed all'innesco dei meccanismi di crisi locali o globali della costruzione, quindi, governano attivamente la risposta sismica di questa. In funzione dell'interazione delle strutture portanti con gli elementi di tamponatura ed anche in relazione con la severità dell'azione sismica, si sono verificate le situazioni più disparate nel senso della sopravvivenza inaspettata della costruzione all'evento oppure, viceversa, nel senso del danno subito in misura maggiore del previsto, fino al crollo. A titolo di esempio, tra gli eventi negativi si cita:

- ❖ il distacco dal telaio e la caduta delle tamponature a causa della scarsa rigidezza fuori dal piano e della cattiva connessione;
- ❖ la formazione di meccanismi di piano soffice, soprattutto nei piani intermedi ed inferiori, a causa della distribuzione irregolare in altezza delle tamponature;
- ❖ la plasticizzazione dei pilastri per la presenza di un notevole sforzo di trazione dovuto alle tamponature;
- ❖ la crisi delle strutture con distribuzione planimetrica regolare degli elementi portanti ma con irregolarità nella posizione delle tamponature;
- ❖ la rottura localizzata e fragile di elementi portanti a causa della presenza di aperture irregolari nelle tamponature, delle finestre a nastro e dell'ancoraggio non adeguato del pannello, che ha portato a martellamenti;
- ❖ la crisi funzionale delle strutture strategiche, quali ospedali, caserme ed edifici pubblici, che pur subendo un danno strutturale lieve hanno accusato però danni irreparabili nelle tamponature, tali da impedirne l'uso e, in alcuni casi, da consigliarne addirittura la demolizione.

Dunque, sulla base degli esempi sopra riportati, risulta di fondamentale importanza comprendere come i tamponamenti interagiscono con il telaio in cui sono inseriti e come ne modificano la risposta strutturale durante un evento sismico. Nei seguenti paragrafi si presentano gli effetti principali derivanti dalla presenza di tamponature all'interno di un edificio in c.a.

1.2.1 Aumento della capacità dissipativa

Per dimostrare che le tamponature influenzano il comportamento globale della struttura è sufficiente analizzare la risposta strutturale di un telaio nudo sottoposto ad

una serie di azioni orizzontali derivanti da eventi sismici e confrontarla con il comportamento della stessa struttura tamponata.

Facendo riferimento al solo telaio nudo, quando questo viene sottoposto ad una azione sismica, nascono al suo interno delle sollecitazioni tali da portare, in corrispondenza di alcune sezioni, al raggiungimento del campo plastico. Se le sezioni in calcestruzzo armato sono state correttamente progettate, ovvero ad esse è stata assegnata una adeguata duttilità ed è stato adottato il cosiddetto criterio del *capacity design*, in corrispondenza delle estremità delle travi (e non in corrispondenza delle estremità dei pilastri) si vengono a creare le cosiddette cerniere plastiche. La formazione delle cerniere plastiche permette una elevata dissipazione energetica e conferisce alla struttura un comportamento duttile sinonimo di sicurezza. Infatti, la struttura, prima di arrivare a rottura, si deforma molto, dando modo alle persone che la occupano di evacuare la stessa.

Per quanto concerne il telaio tamponato, grazie alle loro caratteristiche di elevata rigidità nel piano, l'azione dei tamponamenti può essere paragonata a quella dei controventi, pertanto, essi migliorano di molto la capacità di resistenza dell'intera struttura alle azioni orizzontali. L'analogia è lampante se si pensa ad un sisma che agisce esattamente nella direzione individuata dal piano del tamponamento.

Essi, inoltre, assorbono una aliquota di carico non trascurabile, garantendo di fatto una sorta di prima linea di difesa della struttura. Le forze orizzontali che i tamponamenti si prendono in carico vengono portate fino a quando esse non causano la fessurazione dell'elemento in quanto esso, in relazione ai materiali che lo costituiscono, non è dotato di risorse plastiche e quindi ha un comportamento fragile. Tuttavia, anche da fessurati, i tamponamenti possono migliorare la risposta strutturale, perché consentono di dissipare notevoli quantitativi di energia.

Quindi, in occasione di un evento sismico, i tamponamenti sono i primi elementi che si danneggiano. Questo conferisce al sistema strutturale delle migliori capacità in termini di dissipazione energetica, fatto che consente ai carichi di trasferirsi alla struttura portante con una intensità inferiore a quella che avrebbero avuto se i tamponamenti non fossero stati presenti. L'effetto benefico appena descritto varia la sua efficacia in relazione alle caratteristiche della struttura: se la struttura è molto rigida, ovvero il telaio ha uno sviluppo in elevazione inferiore rispetto a quello che ha in pianta ed è costituito da travi e pilastri tozzi, allora l'influenza dei tamponamenti è assolutamente trascurabile; al

contrario, quando la struttura è flessibile, ovvero il telaio ha uno sviluppo in altezza importante ed è costituito da elementi più snelli, il ruolo giocato dai tamponamenti durante l'evento sismico diventa rilevante.

1.2.2 Aumento della domanda sismica

La presenza dei tamponamenti, però, non sempre porta ad un beneficio strutturale. L'incremento di rigidità descritto nel paragrafo 1.2.1 non è sempre un bene, infatti, da un punto di vista cinematico esso si traduce in una diminuzione del periodo fondamentale di oscillazione della struttura, fatto che potrebbe portare alla lettura sullo spettro di progetto, di una accelerazione spettrale maggiore di quella che si avrebbe se la struttura non fosse tamponata, la quale si traduce in un incremento delle forze d'inerzia orizzontali indotte dal sisma.

Solitamente le strutture più snelle sono caratterizzate da un periodo fondamentale di oscillazione tale da portare ad una accelerazione spettrale che ricade nel terzo ramo dello spettro di progetto, ovvero il ramo discendente. Questo è un bene, perché vuol dire accelerazioni più piccole, quindi forze più piccole, quindi sollecitazioni inferiori. Se però la rigidità strutturale aumenta, il periodo fondamentale diminuisce, ma l'accelerazione spettrale inevitabilmente aumenta. In alcuni casi, i peggiori, tale accelerazione ricade nel ramo costante dello spettro di risposta (*plateau*), ramo a cui corrispondono le accelerazioni spettrali maggiori (vedi Figura 1.1) e quindi le sollecitazioni più grandi possibili.

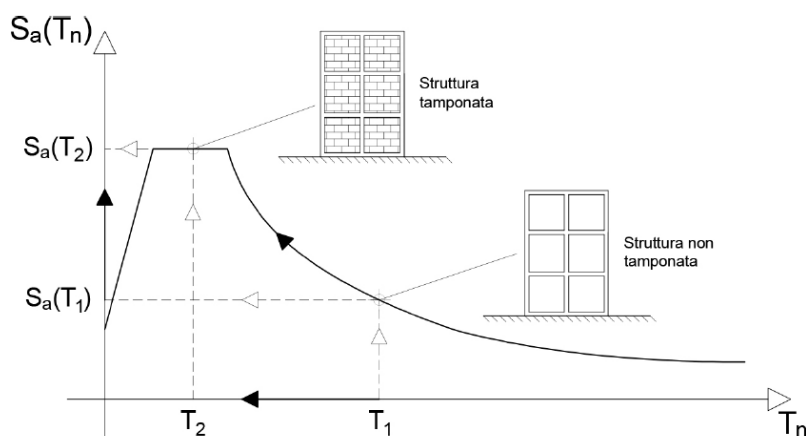


Figura 1.1. Incremento accelerazione spettrale all'aumentare della rigidità della struttura

1.2.3 Irregolarità in altezza e meccanismo soft story

Come già osservato, la presenza dei tamponamenti modifica la rigidezza strutturale, quindi, una non corretta disposizione spaziale (in altezza) di questi potrebbe causare dei comportamenti sismici deleteri. Il più importante è associato alla totale assenza di tamponamenti in corrispondenza di un piano dell'edificio, rappresentato solitamente dal piano terra. L'assenza di tamponamenti rende il piano in questione molto meno rigido degli altri.

Questa discontinuità di rigidezza porta ad una concentrazione dello sforzo nei pilastri del piano in questione, detto per l'appunto piano soffice (o in inglese *soft story*) con conseguente formazione di cerniere plastiche in corrispondenza delle estremità di tali pilastri. In questo modo si instaura un cinematismo che porta al collasso del piano non tamponato, mentre il resto della struttura mantiene le sue prestazioni strutturali (vedi Figura 1.2). Un comportamento di questo tipo è assolutamente da evitare, in quanto rappresenta un meccanismo di collasso fragile e quindi improvviso.

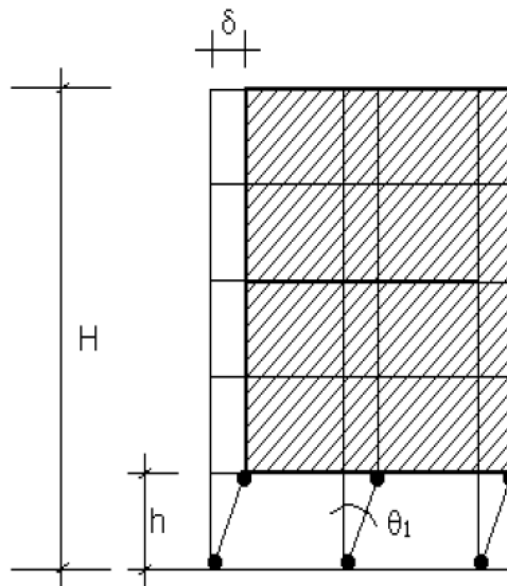


Figura 1.2. Meccanismo di piano soffice causato dall'assenza di tamponamenti al piano terra della struttura: concentrazione della rotazione alla base



Figura 1.3. Meccanismo di piano soffice che ha portato al collasso del piano terra non tamponato durante il terremoto dell'Aquila, 2009



Figura 1.4. Pilastri collassati in corrispondenza del piano soffice durante il terremoto ad Amatrice, 2016

1.2.4 Irregolarità in pianta e meccanismi torsionali

Anche la non corretta distribuzione dei tamponamenti in pianta potrebbe modificare in maniera negativa la risposta sismica della struttura. Infatti, per garantire un comportamento sismico ottimale è buona norma fare in modo che la struttura sia il più semplice e regolare possibile, sia in altezza che in pianta, meglio ancora se all'interno di essa è possibile individuare delle simmetrie.

Quando la distribuzione planimetrica dei pannelli murari è irregolare, il comportamento della struttura viene modificato: la non coincidenza tra centro di massa e centro delle rigidezze produce delle vibrazioni prevalentemente torsionali non trascurabili, con considerevoli incrementi di sollecitazione sugli elementi più eccentrici.

1.2.5 Aumento della domanda di taglio in pilastri adiacenti tamponature parziali

I tamponamenti, oltre ad influenzare il comportamento globale della struttura, possono innescare dei meccanismi locali in grado di mettere in difficoltà gli elementi strutturali, che vengono ad essere sollecitati da carichi non previsti in fase progettuale. Un esempio di ciò si ha ogniqualvolta si ha a che fare con le cosiddette finestre a nastro, che prevedono la realizzazione di una serie di tamponamenti la cui altezza è inferiore a quella dei pilastri adiacenti (vedi Figura 1.5). Una configurazione strutturale di questo tipo porta ad un notevole incremento degli sforzi di taglio agenti sul pilastro nella zona in cui si ha l'assenza del tamponamento. Se queste sollecitazioni non vengono considerate in fase progettuale, quindi se non si incrementa il passo e/o il diametro delle staffe da posizionare in questa zona, è possibile che si vengano a creare delle rotture localizzate di natura fragile, in quanto associate ad una sollecitazione di taglio maggiore di quella prevista.

Questo meccanismo di danno verrà trattato nel dettaglio nei paragrafi seguenti.



Figura 1.5. Pilastro corto: rottura a taglio per effetto della tamponatura parziale

1.2.6 Conclusioni

Sulla base di quanto riportato nei paragrafi precedenti, è possibile affermare con certezza che le tamponature influenzano il comportamento del complesso strutturale, ma se da un lato questa influenza è positiva e si traduce nell'incremento della resistenza del sistema e della capacità dissipativa, dall'altro si possono avere degli effetti negativi problematici, come collassi fragili ed incremento delle sollecitazioni sia a livello locale che a livello globale.

Per tali motivi, per ritrovarsi in una condizione a favore di sicurezza, è bene tenere conto dei soli effetti negativi associati alla presenza delle tamponature. Questo deve essere fatto mediante dei modelli di calcolo e strutturali semplici e facilmente maneggiabili, che siano in grado di riprodurre nella maniera più fedele possibile il comportamento strutturale associato all'interazione che sussiste tra la struttura portante (il telaio in c.a.) e gli elementi secondari (i tamponamenti).

1.3 Comportamento nel piano dei tamponamenti in muratura

La modellazione che descrive il comportamento dei telai con pannelli in muratura e caricati lateralmente, che debba in particolar modo simulare l'effetto di un sisma, è un ambito di studio molto complesso e perciò in continua evoluzione, sia dal punto di vista concettuale che dal punto di vista sperimentale. La principale problematica riscontrabile riguarda la presenza di forti non linearità dovute all'interazione tra le tamponature e il telaio che le contiene.

Dall'osservazione dei danni provocati da eventi sismici su telai esistenti, ma soprattutto grazie alle ricerche sperimentali di molti ricercatori che hanno testato telai ad una campata con tamponamenti in muratura soggetti a forze laterali o a spostamenti imposti alla sommità del telaio, si sono individuate le modalità di collasso dei pannelli murari.

È ragionevole pensare che, per valori modesti di forze orizzontali, gli elementi di calcestruzzo armato e i pannelli in muratura di una struttura intelaiata restino in sostanza a contatto gli uni con gli altri. Per bassi livelli di azioni laterali, il telaio e la tamponatura si comportano quindi in un modo totalmente unitario, come una parete strutturale con elementi di contorno: gli elementi del telaio, a contatto con la tamponatura, sono soggetti essenzialmente a sforzi assiali, mentre il pannello della tamponatura ha un

funzionamento a taglio. La validità di tale assunzione è in realtà pregiudicata dall'aderenza davvero modesta che si instaura tra gli elementi in calcestruzzo e il pannello, specialmente nel caso in cui, costruendo la tamponatura dopo l'indurimento del calcestruzzo, non si ricorra ad appositi connettori. Inoltre, con l'aumento delle deformazioni laterali il comportamento della struttura diventa molto più complesso a causa del tentativo del telaio di deformarsi a flessione, mentre il pannello cerca di deformarsi a taglio.

Il risultato è il distacco del pannello dalla maglia strutturale, accompagnato da un certo scorrimento relativo sia nel senso orizzontale sia nel senso verticale. Questa separazione avviene su tutti i lati ad eccezione dell'angolo in cui viene applicato il carico e dell'angolo opposto (Figura 1.6). A seguito della separazione, negli elementi del telaio, oltre alle sollecitazioni assiali, intervengono anche importanti sollecitazioni flessionali. Nello stesso tempo, il funzionamento a taglio del pannello si trasforma nel funzionamento a puntone equivalente disposto secondo la diagonale della tamponatura: gli sforzi prevalenti nel muro sono adesso le tensioni normali di compressione che viaggiano tra gli angoli caricati, rimasti a contatto col telaio, e che si diffondono quindi lungo il puntone; al crescere dei carichi, il pannello inizia a fessurarsi lungo l'altra diagonale (direzione principale di trazione) a causa dell'incapacità della muratura di resistere a trazione e tali lesioni inclinate, all'invertirsi delle azioni, si manifestano anche sulla diagonale opposta, assumendo la classica "forma a X". La parte di muratura intorno alla diagonale compresa tra i due angoli che rimangono collegati al telaio risulta compressa, mentre il resto è scarico. Una volta avvenuto il distacco, se il carico continua ad aumentare, allora il tamponamento mostra un comportamento instabile fino al raggiungimento del collasso.

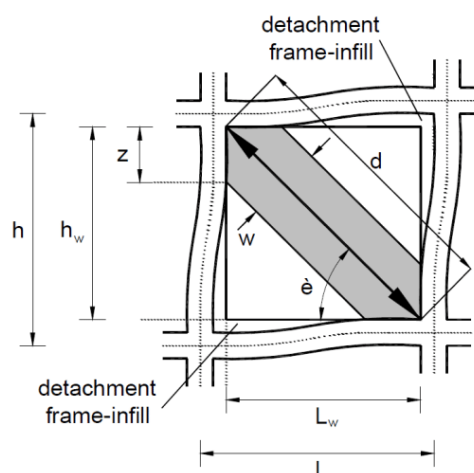


Figura 1.6. Distacco tra telaio e tamponatura per carico orizzontale

1.3.1 Meccanismi di collasso

I meccanismi di rottura che si osservano sperimentalmente sono molto vari, ma possono essere ricondotti ad alcuni modi fondamentali, in accordo con la seguente figura.

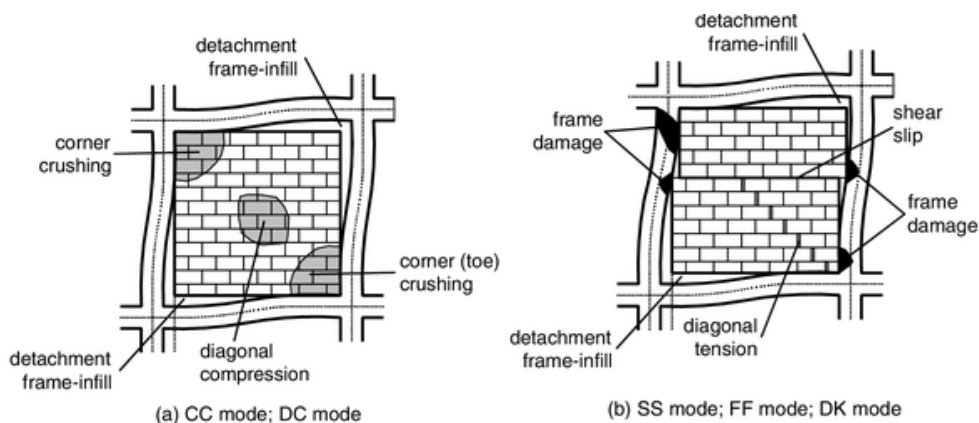


Figura 1.7. Meccanismi di rottura del tamponamento

1. *Diagonal Cracking – DK (Rottura per trazione o fessurazione diagonale);*
2. *Sliding Shear – SS (Rottura per scorrimento orizzontale);*
3. *Corner Crushing – CC (Rottura per schiacciamento dello spigolo);*
4. *Frame Failure – FF (Rottura per taglio delle colonne);*
5. *Diagonal Compression – DC (Rottura per compressione diagonale).*

1.3.1.1 Fessurazione diagonale

La fessurazione diagonale è probabilmente la tipologia di danneggiamento sismico della muratura più comune. Essa è associata alle tensioni di trazione che nascono in conseguenza allo stato di sollecitazione di taglio puro che caratterizza l'elemento di muratura posto al centro del tamponamento.

Si identifica come una frattura lungo la diagonale compressa del pannello (Figura 1.8), attraverso giunti e mattoni o solo giunti, e che solitamente avviene in concomitanza allo scorrimento a taglio.

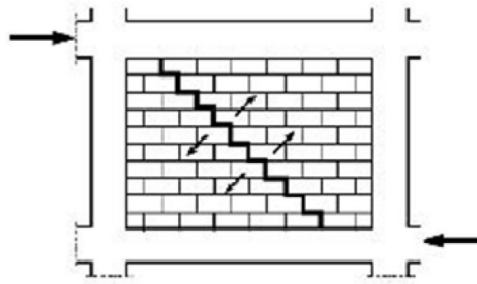


Figura 1.8. Schema meccanismo di rottura per trazione diagonale

La direzione della fessura può essere spiegata individuando le direzioni principali di trazione e compressione, entrambe inclinate di 45° rispetto all'orizzontale a causa dello stato di sollecitazione di taglio puro indotto, all'interno del pannello, per effetto della forza applicata in testa e agente nel piano del pannello stesso; pertanto, lo stato tensionale è caratterizzato da sole tensioni tangenziali τ . Tali direzioni sono individuate mediante la teoria dei cerchi di Mohr. In Figura 1.9 è riportata la costruzione del cerchio, in essa σ_1 è la tensione principale di compressione e σ_2 quella di trazione, quest'ultima responsabile della fessurazione diagonale del pannello.

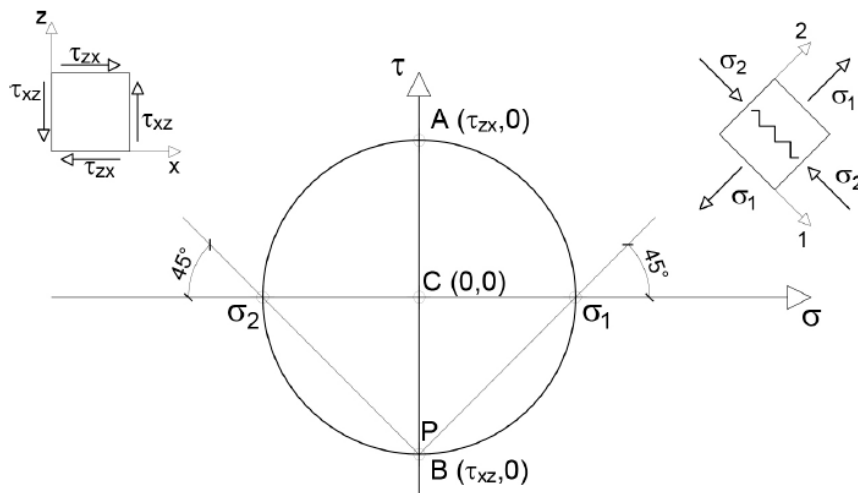


Figura 1.9. Definizione delle direzioni principali dell'elemento di muratura posto al centro del pannello e soggetto ad uno stato tensionale di taglio puro

Generalmente, la fessurazione diagonale si sviluppa seguendo il percorso descritto dai giunti di malta (Figura 1.8). Questo succede perché la resistenza a trazione della malta è praticamente nulla, pertanto, appena queste tensioni superano il limite di resistenza si

ottiene come risultato lo scollamento dei mattoni di muratura e la formazione di questa fessura diagonale inclinata di 45° rispetto all'orizzontale.

Nel caso in cui il tamponamento fosse caratterizzato da una apertura, la fessurazione diagonale partirebbe dai vertici dell'apertura stessa, in quanto essi fungono da concentratori degli sforzi (Figura 1.11).

Generalmente non si ha mai solo una fessurazione diagonale, ma se ne hanno quasi sempre due incrociate a formare una Croce di S. Andrea (Figura 1.10). Questo succede perché un sisma non agisce mai secondo una sola direzione, ma essa si modifica continuamente per tutta la durata dell'evento sismico.



Figura 1.10. Esempio di fessurazione diagonale del tamponamento



Figura 1.11. Esempio di fessurazione diagonale in presenza di aperture

1.3.1.2 Scorrimento orizzontale lungo i giunti di malta

Un'altra tipologia di danneggiamento della muratura di tamponamento è la rottura per scorrimento orizzontale lungo i giunti di malta. In questo caso le tensioni tangenziali che si generano all'interno del tamponamento superano la resistenza a taglio della malta provocando lo scorrimento dei blocchi di cui è costituito il pannello lungo i giunti di collegamento. Si tratta di un meccanismo molto frequente e ben visibile ad occhio nudo (Figura 1.12).

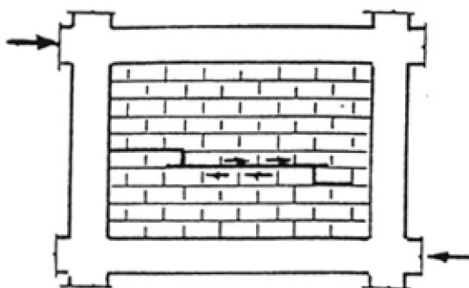


Figura 1.12. Schema meccanismo di rottura per scorrimento orizzontale

1.3.1.3 Schiacciamento degli spigoli

L'ultima tipologia di danneggiamento delle tamponature per azioni agenti nel piano è la rottura per schiacciamento locale degli spigoli. Il puntone che si genera all'interno della muratura per effetto della deformata a taglio del telaio, quando questo è caricato nel piano, fa sì che la muratura applichi delle forze di compressione sul telaio negli spigoli corrispondenti alle estremità del puntone stesso. Negli spigoli opposti la muratura trasmetterà invece sforzi di trazione, tuttavia, data l'assenza di resistenza a trazione della stessa, questi sforzi non vengono trasmessi e in corrispondenza di tali spigoli si avrà un distacco della muratura dal telaio confinante. In corrispondenza degli spigoli del puntone, gli sforzi di compressione potrebbero superare la resistenza a compressione della muratura portando alla formazione di fessurazioni concentrate in questa zona (Figura 1.13).

In Figura 1.14 si ha un esempio reale di quel che succede ad un tamponamento in muratura che subisce un danneggiamento di questo tipo. Dalla foto si vede bene come lo schiacciamento degli spigoli sia accompagnato da una fessurazione diagonale, questo vuol dire che i meccanismi di danneggiamento sinora descritti non si verificano mai da soli, ma

sussiste sempre una contemporanea presenza di tutti e tre. Ciò che cambia è l'incidenza che questi possono avere sul tamponamento in questione.

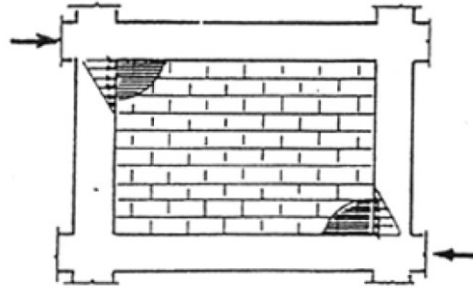


Figura 1.13. Rottura per schiacciamento degli spigoli



Figura 1.14. Esempio di danneggiamento per schiacciamento degli spigoli di un tamponamento in muratura

1.3.1.4 Rottura per taglio delle colonne

In alcuni casi gli sforzi di compressione sono così grandi da produrre non solo la rottura della muratura, ma anche da lesionare a taglio il pilastro. Infatti, in caso di eventi sismici, la presenza dei tamponamenti determina un incremento delle sollecitazioni sul telaio, in particolare provoca un aumento della domanda di taglio sul pilastro. Questo succede perché la forza di compressione, che nasce all'interno della biella diagonale, deve necessariamente scaricarsi sul telaio. La larghezza di questa biella di muratura, però, è limitata, nel senso che richiama solo la porzione di telaio adiacente la diagonale della stessa. Lungo questa zona nascono quindi delle tensioni, che tendono progressivamente

a diminuire via via che ci si allontana dal nodo e che si scaricano sia sulla trave che sul pilastro. Quelle applicate sul bordo della trave producono un aumento:

- ❖ dello sforzo di taglio e del momento flettente nella trave;
- ❖ dello sforzo normale nel pilastro.

Invece le tensioni applicate sul bordo del pilastro provocano un aumento:

- ❖ dello sforzo di taglio e del momento flettente nel pilastro;
- ❖ dello sforzo normale nella trave.

L'incremento di sforzo che desta maggiore preoccupazione è quello associato al taglio nel pilastro. Questo, infatti, può provocare, nei casi più gravi, lo spostamento fuori piano dello stesso con conseguente svergolamento dei ferri di armatura (Figura 1.15). Questo fenomeno, noto con il nome di "effetto puntone", interessa in particolar modo i nodi d'angolo, in quanto la spinta del puntone non è compensata dalla presenza della tamponatura dalla parte opposta. Per questo motivo è bene prendere in considerazione questo fenomeno già durante la fase progettuale, in modo tale da prevedere, in corrispondenza di questa porzione di pilastro maggiormente sollecitata, un incremento del numero e/o del passo e/o del diametro delle staffe, che oltre ad assorbire gli sforzi di taglio aumentano il confinamento e migliorano la risposta strutturale.

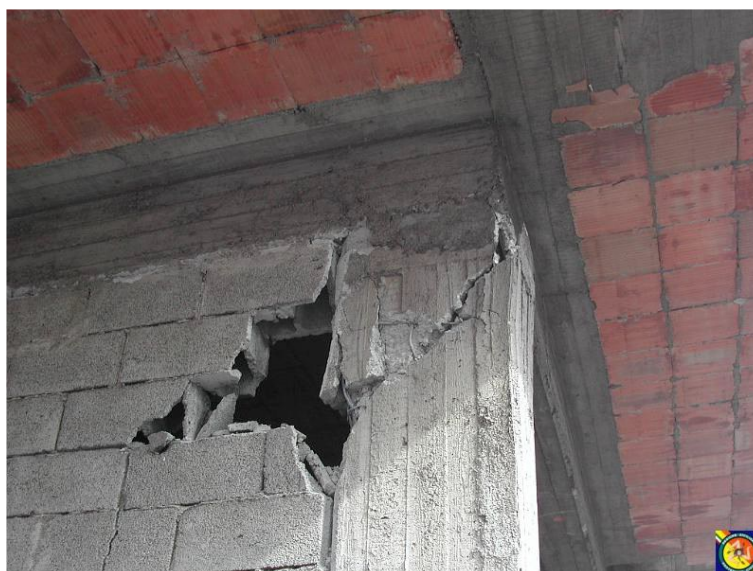


Figura 1.15. Meccanismo di rottura del pilastro dovuto all'incremento dello sforzo di taglio per effetto del puntone

1.4 Comportamento fuori piano dei tamponamenti in muratura

Fino ad ora sono stati descritti i meccanismi di collasso dei tamponamenti in muratura associati all'effetto di carichi applicati nel piano. In realtà i tamponamenti possono crollare anche in conseguenza ad azioni orizzontali agenti nella direzione fuori piano (Figura 1.16 e Figura 1.17). Questo aspetto può rappresentare un problema di sicurezza strutturale, in quanto le tamponature, collassando fuori piano, possono crollare in strada e cadere quindi sulle persone provocando seri danni.



Figura 1.16. Esempio di espulsione fuori piano dei tamponamenti in muratura a causa di un evento sismico



Figura 1.17. Collasso fuori piano di tamponamenti in muratura

È noto come le resistenze nel piano e fuori piano dei pannelli di tamponamento in muratura siano strettamente dipendenti l'una dall'altra. In altre parole, il danneggiamento di un tamponamento provocato da azioni agenti nel piano determina una riduzione della resistenza fuori piano, ovvero il danneggiamento del tamponamento provocato da azioni agenti fuori piano determina una riduzione della resistenza nel piano. Questo aspetto giustifica il fatto che, solitamente, i tamponamenti soggetti all'espulsione fuori piano sono quelli collocati ai piani più bassi di un edificio. Se si analizza la deformata modale associata al primo modo di vibrare di una struttura a telaio, si scopre che gli spostamenti di interpiano sono molto più grandi ai piani inferiori rispetto a quelli dei piani più alti. Dato che a spostamenti di interpiano maggiori sono associati danneggiamenti delle tamponature più consistenti, i tamponamenti posti ai piani più bassi saranno caratterizzati da una maggiore riduzione della rigidezza fuori piano, fatto li renderà decisamente più vulnerabili al collasso per espulsione.

1.4.1 Effetto arco

Fortunatamente, se il tamponamento in muratura è ben realizzato, ovvero se questo è ben collegato al telaio di confinamento che lo contiene, il collasso fuori piano è ostacolato da un meccanismo resistente messo in atto dalla muratura che prende il nome di "effetto arco".

Per comprendere il funzionamento di questo meccanismo resistente consideriamo un tamponamento in muratura soggetto ad una azione fuori piano modellata attraverso una forza concentrata F_a applicata nella mezzeria del tamponamento (Figura 1.18). Lo schema statico che meglio riproduce il comportamento cinematico della tamponatura in questa condizione è descritto dal cosiddetto "schema dell'articolazione". In pratica, il tamponamento viene considerato come una trave verticale vincolata inferiormente da un incastro e superiormente da un appoggio.

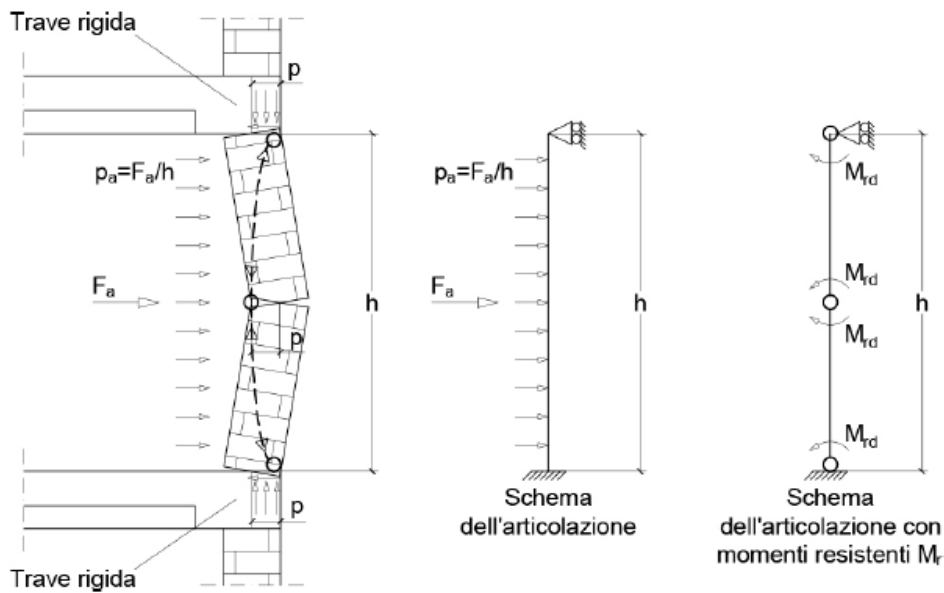


Figura 1.18. Meccanismo resistente ad arco per azioni fuori piano

Il carico applicato, che può anche essere considerato come un carico distribuito F_a dato da F_a/h , porta alla formazione di tre cerniere in corrispondenza di tre diverse sezioni: una è collocata in mezzera, mentre le altre due si trovano in prossimità degli estremi della trave, ovvero in corrispondenza della zona di contatto tamponamento-telaio. In questo modo si viene a formare, nello spessore della parete, un arco a tre cerniere, responsabile proprio del meccanismo resistente noto appunto con il nome di “effetto arco”. Tale meccanismo resistente cessa di esistere in due casi: quando lo schema statico diventa labile a causa dell’allineamento delle tre cerniere, oppure quando la muratura va in crisi per eccessiva compressione, conducendo alla plasticizzazione delle cerniere stesse.

La prima modalità di collasso, tipica dei tamponamenti snelli (ovvero caratterizzati da rapporti h/t elevati, dove h è l’altezza del tamponamento e t il suo spessore), è anche la più pericolosa, perché associata ad un meccanismo di instabilità che si verifica senza preavviso. La seconda modalità di collasso, invece, risulta essere molto meno pericolosa, in quanto il raggiungimento del cinematisma è preceduto da una breve fase duttile associata alla deformazione plastica a compressione della muratura.

Il meccanismo resistente appena descritto permette ai carichi (in questo caso orizzontali) di scaricarsi sul telaio di confinamento, inducendo una compressione della muratura che costituisce l’arco stesso. In altre parole, i carichi orizzontali si trasformano

in sforzi di compressione che percorrendo la curva delle pressioni raggiungono gli appoggi di estremità e si scaricano sul telaio.

Analizzando il dominio di resistenza di una sezione in muratura (Figura 1.19) si osserva che in presenza di uno sforzo normale N_{sd} di compressione, essa è in grado di offrire un momento resistente M_{rd} non nullo. Questo momento resistente è quello che si legge in corrispondenza delle cerniere e che di fatto, oltre a rendere le cerniere plastiche, si oppone al ribaltamento del tamponamento determinando la nascita di un meccanismo resistente.

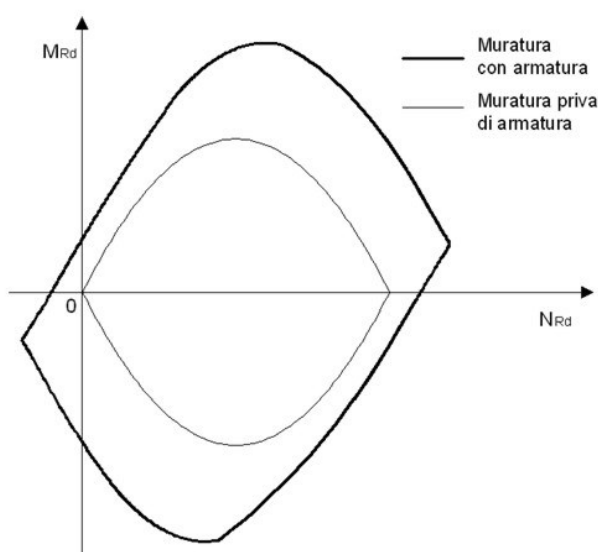


Figura 1.19. Dominio di resistenza della muratura

Inoltre, si scopre che esiste un valore dello sforzo normale per il quale il momento resistente M_{rd} è massimo. Sperimentalmente si osserva che tale valore di $M_{rd,max}$ aumenta all'aumentare della resistenza a compressione della muratura. In questo modo si può affermare che l'effetto arco è tanto più importante quanto più alta è la resistenza a compressione della muratura stessa.

In questo meccanismo di collasso, così come in tutti i meccanismi associati ad uno sforzo di compressione, gioca un ruolo fondamentale la snellezza. In linea con la teoria dell'instabilità per carico di punta si avrà quindi un valore limite di snellezza al di sotto del quale il collasso, associato all'effetto arco, avverrà per superamento della resistenza a compressione (tamponamenti tozzi) e al di sopra del quale il collasso sarà innescato dall'instabilità (tamponamenti snelli). L'Eurocodice 6 al § 6.3.2 afferma come l'efficacia

dell'effetto arco è inversamente proporzionale al quadrato del rapporto di snellezza (definito come h/t , dove h è l'altezza effettiva del pannello in muratura e t è il suo spessore) ed è direttamente proporzionale alla resistenza a compressione della muratura f_{m0} . La formula che esprime questa relazione è la seguente:

$$q_{lat} \propto \frac{f_{m0}}{\left(\frac{h}{t}\right)^2}$$

1.4.2 Ribaltamento fuori piano

Alla luce di quanto appena detto a proposito dell'effetto arco, è facile capire come questo meccanismo resistente possa svilupparsi solo quando il tamponamento risulta essere ben ammorsato al telaio di confinamento. Se questa connessione è modesta o del tutto assente nascerà un meccanismo resistente completamente diverso da quello appena descritto e soprattutto molto meno efficace.

L'errore più comune che si commette a tal proposito consiste nel non realizzare l'ultimo letto di malta, ovvero quello che chiude la parete e che di fatto collega la muratura al telaio. In questo modo il tamponamento tenderà a ribaltarsi fuori piano. Lo schema statico che caratterizza questo nuovo meccanismo è rappresentato da una trave incastrata alla base e libera all'altra estremità (l'assenza di vincolo all'estremità superiore simula proprio l'assenza di un collegamento efficace tra tamponamento e telaio, vedi Figura 1.20).

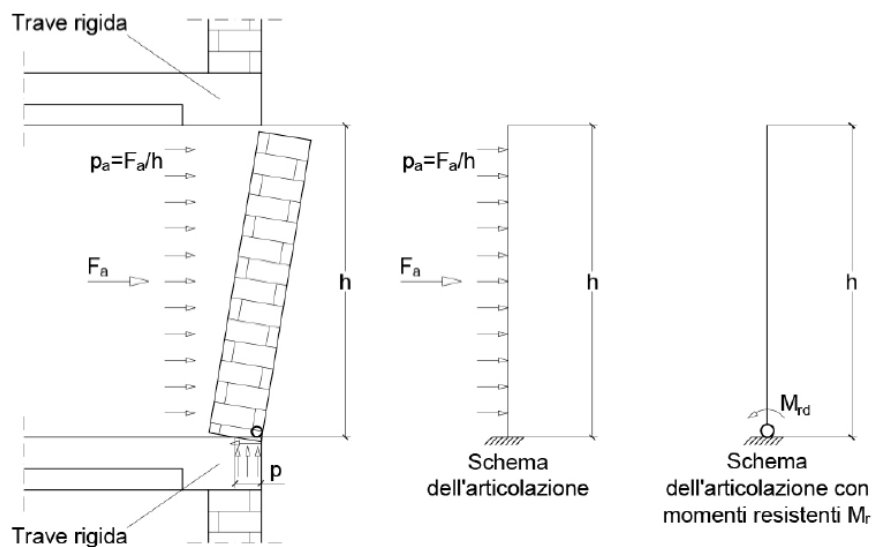


Figura 1.20. Meccanismo di collasso a ribaltamento della parete

Con uno schema statico di questo tipo il meccanismo resistente ad arco non si può esplicare e al suo posto si innescherà un processo di ribaltamento fuori piano associato alla rotazione del tamponamento rispetto alla base. In questo caso, il collasso sarà associato ad una perdita di equilibrio, ovvero non appena il momento sollecitante, indotto dai carichi esterni, supererà il momento resistente la parete si ribalterà fuori piano come un corpo rigido.

1.5 Altri fattori di danno per i telai tamponati

Un'altra tipologia di danneggiamento molto gravoso è quello che può verificarsi in presenza di una configurazione telaio-pannello ben specifica. In particolare, questa forma di danneggiamento si innesca quando il tamponamento non si sviluppa per l'intera altezza delle colonne adiacenti (Figura 1.21). Pertanto, una porzione dei pilastri è solidale al pannello (*captive column*) mentre la restante parte è libera di deformarsi lateralmente per forze orizzontali.

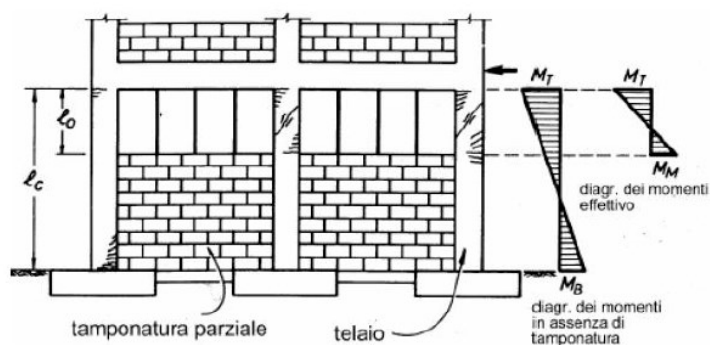


Figura 1.21. Configurazione geometrica critica del tamponamento rispetto al telaio

Per via di questa configurazione del pannello di tamponatura, durante un evento sismico le forze taglianti si concentrano sulla porzione superiore dei pilastri (Figura 1.21), che possono subire seri danni, fino al collasso per rottura fragile (*captive column effect*) (Figure 1.22 e 1.23). Nelle sperimentazioni effettuate si è dimostrato che tale effetto è massimo quando l'altezza della tamponatura è pari al 75% di quella del telaio, ciò è dovuto al fatto che le porzioni superiori dei pilastri sono tozze e quindi si caricano maggiormente, essendo più rigide. Infatti, la quota di taglio V agente su quelle porzioni si può determinare facilmente nel seguente modo:

$$V = \frac{M^- + M^+}{l_0}$$

in cui M^- e M^+ sono rispettivamente i momenti che agiscono alla base e in sommità della porzione del pilastro tozzo, mentre l_0 è l'altezza della porzione (Figura 1.21).

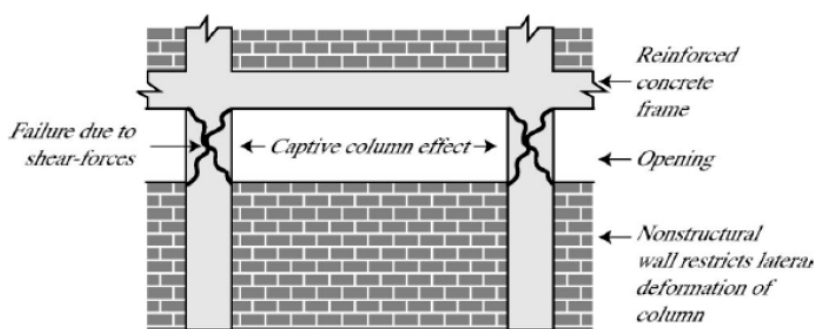


Figura 1.22. Captive column effect

Purtroppo, questa configurazione geometrica delle tamponature la si riscontra talvolta in determinati edifici risalenti agli anni 60' e 70'.



Figura 1.23. Esempi di rottura a taglio di un pilastro tozzo

Un altro fattore determinante è la disposizione in pianta e in elevazione dei tamponamenti. In presenza di irregolarità in pianta, il centro di rigidità si sposta e pertanto possono nascere eccentricità insidiose rispetto al centro di massa che possono stravolgere il comportamento strutturale (modi torsionali). Le irregolarità in elevazione invece condizionano le resistenze dei vari piani, in questo caso possono innescarsi rotture per piano debole (Figure 1.2, 1.3 e 1.4).

Le aperture rappresentano invece perdite di rigidità locale che possono causare un sovraccarico dei pilastri relativi al piano interessato. Nella macro-modellazione, in presenza di aperture (Figura 1.24), spesso si tende a trascurare la porzione di pannello in quanto difficilmente viene a formarsi il meccanismo a puntone. Diversamente è possibile prendere in considerazione l'effetto dell'apertura sul pannello, applicando un fattore correttivo alla larghezza del puntone equivalente.



Figura 1.24. Fessurazione causata dall'interazione tra pannello e presenza di aperture

Capitolo 2

INQUADRAMENTO NORMATIVO DEI TAMPONAMENTI IN MURATURA

Da un punto di vista storico, le tamponature hanno acquisito una certa importanza a livello normativo solo a seguito del terremoto dell'Irpinia avvenuto il 23 novembre 1980. Fino ad allora l'effetto delle tamponature sul comportamento della struttura in cui risultavano inserite era considerato trascurabile. In pratica, per esse veniva valutato solo l'effetto in termini di carico verticale, tralasciando completamente l'incidenza di queste sul comportamento sismico della struttura.

Tuttavia, dagli studi presenti in letteratura emerge l'importanza del ruolo che le tamponature, anche quelle non strutturali, assumono nel comportamento globale di un edificio intelaiato soggetto a carichi laterali. Infatti, i suddetti elementi, se non progettati correttamente, possono generare collassi fragili e prematuri, tali da ridurre significativamente la sicurezza delle persone.

Analizzando come i più recenti codici di progettazione sismica trattano tale argomento si nota che viene messa in evidenza l'importanza di tale contributo, ma non si indica come considerare i pannelli di muratura nello schema di calcolo strutturale.

In Figura 2.1 è riportata un'immagine di danneggiamento delle tamponature esterne a seguito del terremoto dell'Aquila del 2009, progettate senza presidi atti ad evitare il ribaltamento degli elementi a seguito del sisma. Come si osserva, seppure l'impianto strutturale "principale" abbia resistito all'azione sismica, gli elementi "non strutturali" hanno subito un collasso fragile e prematuro, con espulsione fuori dal piano degli stessi. Appare evidente quindi l'importanza di una corretta progettazione degli elementi non

strutturali nei confronti degli Stati Limite di riferimento, a seconda del livello prestazionale richiesto.



Figura 2.1. Esempio di espulsione delle tamponature esterne in un edificio in c.a.

2.1 Evoluzione storica della normativa italiana

Il documento normativo che per primo introdusse la filosofia secondo la quale il contributo offerto dalle tamponature non solo doveva essere preso in conto nella fase di progettazione strutturale, ma doveva anche essere adeguatamente calcolato, è rappresentato dal D.M. 02/07/81, a cui seguirono una serie di Circolari esplicative. Tale atto legislativo nacque proprio con lo scopo di definire le linee guida che i progettisti avrebbero dovuto adottare al fine di ripristinare le strutture in muratura danneggiate dal terremoto dell'Irpinia.

Il modello di calcolo a cui si fece riferimento fu quello del puntone equivalente, pertanto, i meccanismi di collasso delle tamponature che vennero considerati erano rappresentati dalla rottura per scorrimento orizzontale, dalla rottura per fessurazione diagonale e dalla rottura per schiacciamento locale degli spigoli, ovvero da tutti i meccanismi di rottura indotti da carichi agenti nel piano del pannello ampiamente descritti nel paragrafo 1.3.1.

Le novità introdotte dal D.M. 02/07/81 vennero poi estese anche alle strutture di nuova costruzione per mezzo del D.M. 16/01/96 e per mezzo della Circolare 10/04/97. In particolare, in questa Circolare vennero introdotti dei metodi di calcolo approssimati per

effettuare le verifiche di resistenza relative alle tre tipologie di collasso appena citate, che, tuttavia, non vengono proposti nel presente lavoro di tesi. Per qualunque altra informazione a proposito di questi metodi si faccia riferimento alla Circolare 10/04/97.

Per quanto riguarda invece le verifiche fuori piano dei tamponamenti bisogna aspettare sino al 2003 con la pubblicazione dell'OPCM 20/03/03. Infatti, nella Circolare 10/04/97 il problema del calcolo e della verifica dell'eventuale collasso fuori piano non era stato adeguatamente trattato, tanto che venivano date solo delle indicazioni per evitare che, in particolari condizioni, il ribaltamento fuori piano di questi elementi potesse risultare pericoloso.

Di fatto l'OPCM 20/03/03 recepisce le direttive in materia sismica introdotte dall'EC8, le quali, a loro volta, prendono spunto dalle novità introdotte dall'ente statunitense FEMA (acronimo di *Federal Emergency Management Agency*).

Nel 2008, con l'emanazione del D.M. 14/01/2008 (nel seguito indicato come NTC08), si è passati dall'approccio alle tensioni ammissibili all'approccio agli stati limite. Con esso, però, si perdono le verifiche di resistenza dei tamponamenti per azioni agenti nel piano, introdotte dalla Circolare 10/04/1997. Queste, infatti, vengono sostituite da una serie di requisiti e prescrizioni che hanno il compito di limitare il danneggiamento di questi elementi, definiti non strutturali e autoportanti.

In particolare, al § 7.3.7.2 le NTC08 affermano che:

“Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.”

“Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.”

Per quanto concerne le verifiche fuori piano, le NTC08 definiscono una procedura di calcolo che permette di verificare l'eventuale collasso fuori piano delle tamponature in relazione ai due meccanismi resistenti ampiamente descritti nei paragrafi 1.4.1 e 1.4.2 in cui uno fa riferimento alle tamponature aderenti al telaio di confinamento in cui sono inserite, mentre l'altro si riferisce ai tamponamenti non aderenti, ovvero non correttamente ammorsati al telaio di confinamento in corrispondenza della trave superiore e dei pilastri laterali.

L'approccio alla progettazione e alla verifica strutturale introdotto con le NTC08 è stato adottato anche nell'ultimo testo normativo rappresentato dal D.M. 17/01/18 (nel seguito indicato come NTC18), il quale va a sostituire le NTC08, ma che di fatto ne eredita la forma, ampliando alcuni aspetti e semplificandone altri. Trattandosi del testo normativo tutt'ora in vigore, ad esso verrà dedicata qualche parola in più al fine di descrivere nel dettaglio le tipologie e le modalità di verifica relative ai tamponamenti in muratura che devono essere adottate al giorno d'oggi.

2.2 I tamponamenti in muratura nelle NTC18 e annessa Circolare

Riprendendo le direttive delle NTC08, l'attuale normativa italiana non riporta indicazioni specifiche che permettano di tenere in conto le tamponature nella risposta sismica degli edifici, pur riconoscendo ad essi un ruolo importante per il comportamento delle strutture.

Le NTC18 trattano l'argomento degli elementi non strutturali al § 7.2.3 per ciò che concerne i "criteri di progettazione", al § 7.3.6 e 7.3.6.2 per quel che riguarda le "verifiche di stabilità (STA)" e indirettamente al § 7.3.6.1 con riferimento alle "verifiche di rigidezza (RIG) degli elementi strutturali".

Secondo quanto indicato al § 7.2.3, "Per elementi costruttivi non strutturali s'intendono quelli con rigidezza, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale e quelli che, pur non influenzando la risposta strutturale, sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone.

Prosegue la Circolare esplicativa al § C7.2.3: "Ai fini anche della determinazione della domanda sismica, per il primo gruppo di elementi non strutturali, si potrà introdurre, in relazione al tipo di verifica e di analisi da effettuarsi, nel modello strutturale globale oltre alla massa degli elementi che viene sempre considerata anche la loro rigidezza descrivendone le condizioni di vincolo alla struttura.

Per il secondo gruppo di elementi non strutturali, ottenuta la risposta in accelerazione della struttura a ciascun piano, la si può assimilare ad una forzante esterna da applicare all'elemento non strutturale, così ricavando la domanda sismica su di esso."

Continuando sulle NTC18, *"La capacità degli elementi non strutturali, compresi gli eventuali elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura*

principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare (v. § 7.3.6). Quando l'elemento non strutturale è costruito in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda e progettarne la capacità in accordo a formulazioni di comprovata validità ed è compito del direttore dei lavori verificarne la corretta esecuzione; quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio.

Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarità debbono essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 2 l'eccentricità accidentale di cui al § 7.2.6.

Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in altezza, deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significative riduzioni degli elementi non strutturali rispetto ai livelli adiacenti. Questo requisito s'intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 1,4 la domanda sismica sugli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con significativa riduzione degli elementi non strutturali.”

È possibile notare come, per tener conto di tali effetti, non venga proposto un modo per introdurre le tamponature all'interno della modellazione, ma semplicemente si introduce un fattore di amplificazione delle sollecitazioni derivanti da un'analisi sismica condotta senza tener conto dei pannelli murari presenti.

Le verifiche degli elementi non strutturali richieste dal D.M. 2018 sono illustrate nella seguente Tabella 7.3.III, in funzione della classe d'uso dell'edificio (per come definita al § 2.4.2) e dello stato limite considerato. Si evince che, per gli elementi non strutturali (indicati con “NS”), sono richieste delle verifiche di stabilità (indicate con “STA”), come meglio precisato al 7.3.6.2, per le sole classi d'uso dalla II alla IV (sono, quindi, escluse le sole opere con presenza solo occasionale di persone e gli edifici agricoli) e per il solo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

“Per gli elementi non strutturali devono essere adottati magisteri atti ad evitare la possibile espulsione sotto l’azione della F_a (v. § 7.2.3) corrispondente allo SL e alla CU considerati”.

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

^(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

^(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Figura 2.2. Verifiche richieste dalle NTC18 in funzione della classe d'uso e dello SL considerato

Inoltre, nella Circolare esplicativa del 21/01/2019 viene aggiunto, al § C7.3.6.2, che “la prestazione, consistente nell’evitare la possibile espulsione delle tamponature sotto l’azione della F_a , si può ritenere conseguita con l’inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l’inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm”.

2.2.1 Verifica fuori piano

La domanda sismica fuori piano può essere determinata facendo riferimento allo schema dell’articolazione definito in precedenza in Figura 1.18 in cui la forza F_a che simula l’azione sismica può essere calcolata come da § 7.2.3 delle NTC18:

“La domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere determinata applicando loro una forza orizzontale F_a definita come segue:

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a$$

dove

F_a è la forza sismica orizzontale distribuita o agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale, nella direzione più sfavorevole, risultante delle forze distribuite proporzionali alla massa;

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1);

W_a è il peso dell'elemento;

q_a è il fattore di comportamento dell'elemento."

Le NTC18 non specificano le modalità di calcolo di S_a e q_a , ma demandano semplicemente a "documenti di comprovata validità". Questo permette di fare riferimento a quanto riportato nelle NTC08 al § 7.2.3, dove la S_a viene calcolata come:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right]$$

dove

α è il rapporto tra accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (si veda § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g ;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;

T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione;

H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione;

In ogni caso S_a non può essere inferiore ad αS .

Per quanto concerne q_a , in tabella [C7.2.1] di seguito proposta sono riportati i valori utilizzabili per le tipologie ricorrenti di elementi non strutturali. Per i tamponamenti q_a può essere assunto pari a 2.

Valori di q_a per elementi non strutturali (cfr. tabella C7.2.I D.M. 2018)		
Gruppo	Tipologia di elementi non strutturali	q_a
1	Parapetti o decorazioni aggettanti Insegne e pannelli pubblicitari Comignoli, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per di più di metà della loro altezza	1,0
2	Pareti interne ed esterne Tramezzatura e facciate Comignoli, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole noncontroventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggianti sul pavimento Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	2,0

Figura 2.3. Valori di q_a per elementi non strutturali secondo NTC18

2.2.2 Rottura a taglio dei pilastri provocata da tamponamenti non a tutta altezza

Nei paragrafi 1.2.5 e 1.5 si è messo in evidenza il problema legato all'aumento della domanda di taglio che si verifica in corrispondenza dei pilastri adiacenti a pareti di tamponamento non a tutta altezza. A tal proposito le NTC18 al § 7.4.4.2.1 propongono una modalità di calcolo della sollecitazione di taglio alternativa.

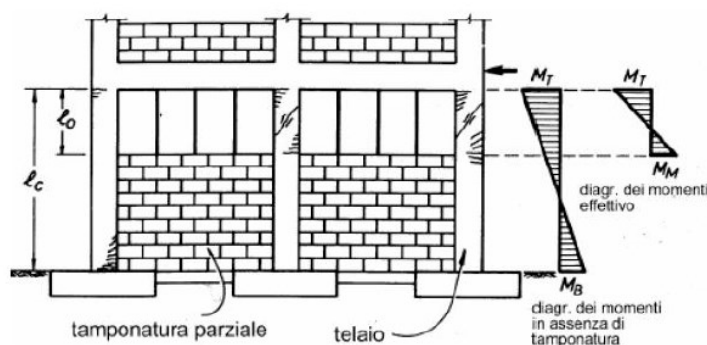


Figura 2.4. Variazione del diagramma del momento flettente sui pilastri adiacenti ad una tamponatura non a tutta altezza

Essa consiste nel calcolare lo sforzo di taglio di progetto utilizzando i momenti flettenti che caratterizzano le sezioni di estremità della zona non tamponata in relazione

all'estensione di questa zona. In altre parole, invece che calcolare il taglio sollecitante V_{Ed} come:

$$V_{Ed} = \frac{M_T + M_B}{l_c}$$

cosa che solitamente si fa quando non si considera la presenza dei tamponamenti, la si calcola come:

$$V_{Ed} = \frac{M_T + M_M}{l_0}$$

Per il significato dei simboli si faccia riferimento alla Figura 2.4.

2.2.3 Controllo del danno

Il controllo del danno (allo Stato Limite di Danno, SLD, o, qualora richiesto, allo Stato Limite di Operatività, SLO) sugli elementi non strutturali, come chiarito dalla Circolare esplicativa 2019 del D.M. 2018 al § C7.3.6.2, non è oggetto di una specifica verifica, in quanto è già assicurato dal soddisfacimento delle verifiche di rigidezza di contenimento degli spostamenti relativi di piano, come previste al § 7.3.6.1 per gli elementi strutturali.

Come noto, infatti, il danneggiamento delle tamponature nel piano è associato agli spostamenti di interpiano, i quali a loro volta sono fortemente influenzati dalle caratteristiche del telaio. Ecco perché nella normativa il contenimento del danno è associato a dei valori limite dello spostamento di interpiano d_r .

Tale paragrafo esprime quanto segue:

“La condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla CU considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

Per le CU I e II ci si riferisce allo SLD (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) *Per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:*

$$q \cdot d_r \leq 0,005 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili}$$

$$q \cdot d_r \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{per tamponature duttili}$$

b) *Per tamponature progettato in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura:*

$$q \cdot d_r \leq 0,0100 \cdot h$$

dove

d_r è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,

h è l'altezza del piano.

Per le CU III e IV ci si riferisce allo SLO (v. Tab. 7.3.III) e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamento o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a $0,005 h$ (caso b), le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutte le tamponature, alle tramezzature interne ed agli impianti".

L'approccio adottato dalle NTC18 è stato ereditato dalle NTC08, tuttavia nella normativa più recente viene effettuata una nuova distinzione che separa le tamponature fragili da quelle duttili. Per tamponature fragili si intendono quei pannelli in muratura caratterizzati da un collasso improvviso, mentre le tamponature duttili sono quelle che, prima di collassare, vengono ad essere caratterizzate da deformazioni non trascurabili. In pratica le pareti di tamponamento non armate appartengono alla prima categoria, mentre le pareti di tamponamento armate appartengono alla seconda.

Così facendo, la nuova normativa invita il progettista all'adozione delle tamponature duttili in quanto, oltre a migliorare le prestazioni sismiche dell'intera struttura, permettono di fare riferimento ad una verifica degli spostamenti di interpiano meno restrittiva (0,0075h dei tamponamenti armati contro gli 0,0050h dei tamponamenti non armati) e permettono di realizzare una struttura più leggera e quindi meno onerosa.

2.3 I tamponamenti in muratura negli Eurocodici

Gli Eurocodici (EC) rappresentano le norme europee per la progettazione strutturale, pertanto, sono riconosciute da tutte le normative nazionali come "norme di comprovata validità", il che significa che in assenza di informazioni di dettaglio in merito ad un determinato argomento, è possibile fare riferimento a quanto scritto al loro interno. Diventa quindi importante capire quali sono le direttive che questi forniscono in merito alla progettazione e alla verifica di elementi non strutturali quali sono i tamponamenti in muratura.

Innanzitutto, l'EC che si occupa della progettazione in zona sismica è l'Eurocodice 8, ma la parte di maggior interesse a tal proposito è la parte 1, pertanto, sarà principalmente ad essa che ci si rifarà nel resto della trattazione.

2.3.1 Definizione e modellazione degli elementi non strutturali

Al § 1.5.2 viene data la definizione di elemento non strutturale, ovvero *"elemento, sistema o componente (architettonico, meccanico od elettrico) che o a causa della mancanza di resistenza o per il tipo di connessione con la struttura non può essere considerato nel progetto sismico come elemento capace di sopportare carico"*. Tale definizione escluderebbe di fatto le tamponature, che quindi non possono essere trattate come elementi non strutturali, perché dotate di resistenza meccanica significativa ed essendo in genere connesse alla struttura portante.

Per quanto riguarda la modellazione il § 2.2.4.1 "Progetto", recita: *"L'analisi deve essere condotta con un modello strutturale adeguato che, quando necessario, sia in grado di tenere in conto della deformabilità del terreno e delle parti non strutturali"*.

Nella sezione 4.3 "Analisi strutturale", il paragrafo 4.3.1 prescrive che *"il modello di edificio deve rappresentare adeguatamente la distribuzione delle rigidità e della massa"*.

al fine di tenere in adeguato conto le forze d'inerzia e gli assetti deformati significativi. Il modello di norma deve tener conto della deformabilità delle regioni nodali e vanno considerati gli elementi non strutturali che possono influenzare la risposta degli elementi strutturali”.

2.3.2 Prescrizioni relative alla regolarità in pianta e in elevazione

Nel § 4.6.3 vengono definite, così come è stato fatto nelle norme italiane, delle “Misure supplementari nel progetto delle strutture tamponate”. Tali prescrizioni dispongono di valutare gli effetti che le tamponature inducono sulla regolarità in pianta e in elevazione e sulla variazione di rigidità tra piano e piano. Quando le tamponature in muratura non sono regolarmente distribuite, ma non in modo tale da costituire una grave irregolarità in pianta, queste irregolarità possono essere prese in considerazione attraverso l'aumento di un fattore 2,0 degli effetti delle eccentricità accidentali.

Invece, in caso di gravi irregolarità in pianta dovrebbero essere utilizzati modelli spaziali per l'analisi della struttura. Le tamponature devono essere incluse nel modello e si deve eseguire un'analisi di sensibilità per quanto riguarda la posizione e le proprietà dei riempimenti. Particolare attenzione deve essere prestata alla verifica degli elementi strutturali sui lati flessibili del piano (cioè più lontana dal lato dove si concentrano le tamponature) nei riguardi degli effetti torsionali causati dai pannelli. Tamponamenti con più di una significativa apertura o perforazioni (ad esempio una porta e una finestra, ecc.) devono essere trascurati nel modello analitico.

Se ci sono irregolarità notevoli in elevazione (ad esempio la riduzione drastica di tamponature in uno o più piani rispetto agli altri), gli effetti dell'azione sismica negli elementi verticali dei rispettivi piani deve essere aumentato. Se non viene utilizzato un modello più preciso, gli effetti dell'azione sismica possono essere amplificati con un apposito fattore η . Per maggiori dettagli si rimanda al § 4.3.6.3.2 della Normativa in questione.

Si osservi che questo modo di procedere che consiste nell'amplificare le azioni sulla struttura attraverso opportuni coefficienti di sicurezza nel caso di forti irregolarità in pianta o in elevazione dei tamponamenti viene sfruttato anche dalle NTC18, come specificato nel paragrafo 2.2. Infatti, le NTC18 utilizzano un fattore amplificativo pari a 2,0 da applicare alle eccentricità accidentali nel caso la distribuzione degli elementi non

strutturali sia fortemente irregolare in pianta, e un fattore amplificativo pari a 1,4 da applicare alla domanda sismica sugli elementi verticali dei livelli con significativa riduzione degli elementi non strutturali nel caso di distribuzione di quest'ultimi fortemente irregolare in altezza.

2.3.3 Tamponamenti non collaboranti

La progettazione rigorosa delle strutture tamponate può risultare molto complessa, pertanto, la normativa fornisce delle modalità di calcolo e di verifica semplificate che però possono essere adottate solo se vengono rispettati dei requisiti di base. Uno di questi richiede che i tamponamenti siano considerati, già in fase progettuale, come “non collaboranti”. Per ottenere questo requisito è necessario che essi:

- ❖ siano costruiti dopo la maturazione dei telai di calcestruzzo armato;
- ❖ siano in contatto con il telaio, ma senza un collegamento strutturale;
- ❖ siano considerati sin dal principio come elementi non-strutturali.

La pratica costruttiva che evidenzia come fosse buona norma realizzare i tamponamenti in muratura solo a telaio ultimato e a partire dal piano più alto per poi scendere via via verso quelli più bassi, assume quindi anche una valenza progettuale, in quanto consente di trattare in maniera semplificata l'influenza dei tamponamenti in muratura sul comportamento strutturale.

Nel caso in cui i tamponamenti in muratura collaboranti costituiscano parte del sistema strutturale resistente al sisma, è necessario che l'analisi e la progettazione di questo complesso strutturale avvenga secondo criteri e regole diverse (riportate in una sezione apposita dell'EC8).

2.3.4 Verifiche dei tamponamenti in muratura

L'EC8 dedica una particolare attenzione alla limitazione dei danni dei tamponamenti, infatti nel paragrafo § 4.3.6.4 si dice come debbano essere prese appropriate misure per evitare rotture fragili, premature disintegrazioni delle pareti di tamponamento, ma soprattutto il collasso fuori piano, sia esso totale o parziale. A tal proposito meritano un occhio di riguardo i pannelli di muratura caratterizzati da un rapporto di snellezza

maggiore di 15 (tale rapporto di snellezza è dato dal rapporto tra la minore dimensione tra l'altezza e la larghezza e lo spessore).

L'EC8 permette l'utilizzo di particolari soluzioni in grado di migliorare la resistenza fuori piano dei tamponamenti in muratura (vedi l'inserimento di reti metalliche ben ancorate sulla faccia della parete, elementi di armatura fissati alle colonne e inseriti nei letti di malta della muratura, ecc.), tuttavia non specifica come verificare l'efficacia di questi sistemi.

Per quanto riguarda la verifica e la progettazione dei tamponamenti in muratura, anche l'EC8 è avaro di direttive. Così come fanno le NTC18, l'EC8 sottolinea come anche gli elementi non-strutturali che con il loro crollo possono provocare rischi per le persone o influenzare in maniera significativa il comportamento strutturale dell'edificio o la sua funzionalità, debbano essere oggetto di verifica nei confronti dell'azione sismica di progetto. A tal proposito anche l'EC8 propone la procedura di verifica del collasso fuori piano dei tamponamenti riportata nelle NTC18.

Infine, l'EC8 fornisce una serie di direttive a proposito del problema della rottura a taglio dei pilastri adiacenti tamponature in muratura non a tutta altezza. Sul problema in questione non si entrerà troppo nel merito, in quanto si tratta più di un aspetto della progettazione degli elementi in c.a., inoltre viene trattato anche all'interno delle NTC18, pertanto, sta al progettista scegliere la filosofia di approccio alla progettazione (basata comunque sempre sul *capacity design*). In ogni caso è bene far notare che il problema esiste e come questo debba essere considerato già in fase progettuale.

In conclusione, quindi, si può osservare come sia nella normativa italiana sia nella normativa europea, la progettazione e la verifica sismica dei tamponamenti in muratura non sia sufficientemente approfondita: in altre parole si dice che questa merita attenzione, ma non viene specificato come trattare il problema.

Capitolo 3

TECNICHE DI MODELLAZIONE DEI TAMPONAMENTI

Gli studiosi che nel corso degli anni hanno affrontato il problema dell'interazione tra struttura portante intelaiata e tamponature hanno messo in evidenza le difficoltà che sorgono quando si cerca di caratterizzarne la risposta sismica.

Come descritto, la pratica comune progettuale consiste nell'ignorare il contributo in termini di resistenza e rigidità che gli elementi non strutturali, come le tamponature, possono offrire alla struttura. Le considerazioni fatte finora mostrano però che le tamponature governano attivamente la risposta sismica dei telai, pertanto, è necessario modificare tale approccio e introdurre nella modellazione del sistema anche i pannelli murari di tamponamento.

Si ha quindi il problema di individuare un modello che rappresenti in maniera adeguata e abbastanza semplice il tamponamento. Problema di non semplice soluzione, per diverse ragioni:

- ❖ le caratteristiche disomogenee e anisotrope della muratura, che rende difficile definire un legame sforzo-deformazione univoco;
- ❖ la complessità del fenomeno del degrado delle proprietà meccaniche dovuti a cicli di carico-scarico di un materiale disomogeneo e anisotropo;
- ❖ difficoltà per quanto riguarda la valutazione di alcuni importanti parametri, come le condizioni di interfaccia tra pannello e telaio o la bontà della manodopera;
- ❖ notevole quantità e variabilità dei parametri che governano il comportamento.

I modelli analitici sviluppati e presenti in letteratura possono essere raggruppati in due gruppi sulla base del tipo di simulazione impiegata:

- ❖ micro-modelli (modelli FEM dettagliati);
- ❖ macro-modelli (modelli semplificati).

3.1 Micro-modellazione

Nell'ambito della micro-modellazione si usano modelli FEM dettagliati del singolo pannello per lo studio dei fenomeni locali (diffusione delle fessure, scorrimenti nei giunti, etc.). Il loro utilizzo non è appropriato al fine di comprendere il comportamento globale della struttura, in quanto l'onere computazionale è eccessivo. Questi modelli trovano impiego nel settore della ricerca, qualora si intenda effettuare uno studio raffinato relativamente al comportamento di un elemento murario che presenta peculiarità, quali per esempio aperture. Un'altra complicazione consta nell'adeguata taratura dei numerosi parametri, che può essere effettuata esclusivamente tramite prove sperimentali in laboratorio.

Esistono differenti modalità di micro-modellazione (Figura 3.1), a seconda della rappresentazione dell'effetto dei giunti di malta tra i blocchi di laterizio:

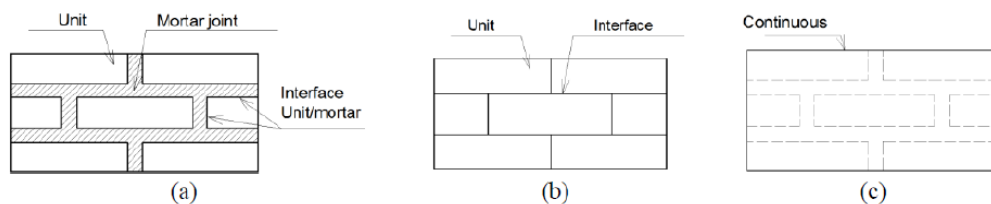


Figura 3.1. Tipologie di micro-modellazione

- Micro-modellazione dettagliata*: i mattoni e i giunti di malta vengono modellati separatamente, la sua applicazione è rivolta a studi mirati a dettagli strutturali a causa delle complicazioni inerenti alla convergenza numerica e al costo computazionale (Ali & Page 1988; Anand & Rhman 1990; Rots 1991);
- Micro-modellazione semplificata*: approccio intermedio che considera le file di elementi in laterizio come elementi continui mentre i giunti di malta vengono

modellati come interfacce discrete prive di spessore (Arya & Hegemier 1978; Page 1978; Rots 1991);

- c) *Meso-modellazione*: i mattoni e la malta vengono modellati con un unico materiale omogeneizzato a comportamento isotropico (Dhanasekar et al. 1985; Middleton et al. 1991).

3.2 Macro-modellazione

Per macro-modellazione si intende un diverso tipo di approccio che consiste sostanzialmente nel rappresentare una tamponatura mediante un insieme di elementi equivalenti, tali da riprodurre gli stessi effetti reali sul telaio che la contiene.

Questi modelli sono maggiormente approssimati ma allo stesso tempo forniscono risultati ragionevoli in tempi ridotti. Sono quelli maggiormente applicati per la modellazione delle tamponature nell'ambito dell'edificio nel suo complesso.

3.2.1 Modelli a biella equivalente

I modelli a biella equivalente (Figura 3.2) risultano indubbiamente quelli maggiormente utilizzati per rappresentare l'interazione tra tamponatura e strutture a telaio in c.a.

In tale tipo di approccio si ipotizza che il distacco tra tamponatura e telaio sia già avvenuto e che essi siano a contatto solo nelle zone prossime agli angoli caricati del telaio.

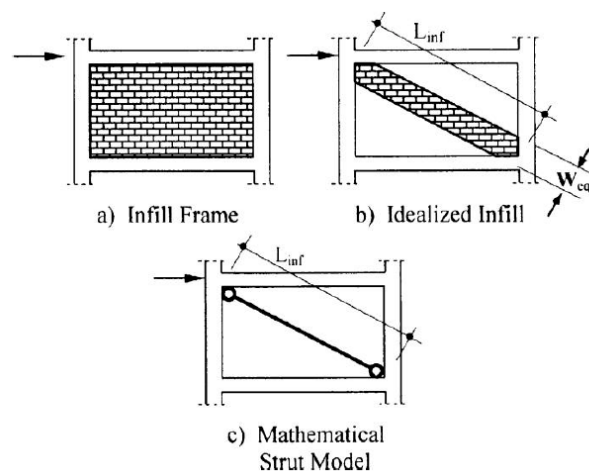


Figura 3.2. Schematizzazione della tamponatura: biella equivalente

La prima indicazione fu data da *Polyakov* e ripresa da *Holmes (1961)*, che definì il tamponamento come una biella diagonale incernierata alle estremità, caratterizzato dalla stessa legge costitutiva della muratura, lo stesso spessore t del pannello, una lunghezza d corrispondente alla lunghezza della diagonale e una larghezza equivalente w fissata approssimativamente secondo la regola:

$$w/d = 1/3$$

Tale relazione è definita come la “regola dell’un-terzo” ed era applicabile a prescindere dalla rigidità relativa del telaio e della tamponatura.

In seguito, vennero ideate diverse varianti a tale modello - più articolate - e che tengono conto di un maggior numero di variabili. In questa tesi, sono riportati e descritti brevemente solo alcuni dei metodi forniti dai vari autori, pertanto, si rimanda a studi più dettagliati al riguardo.

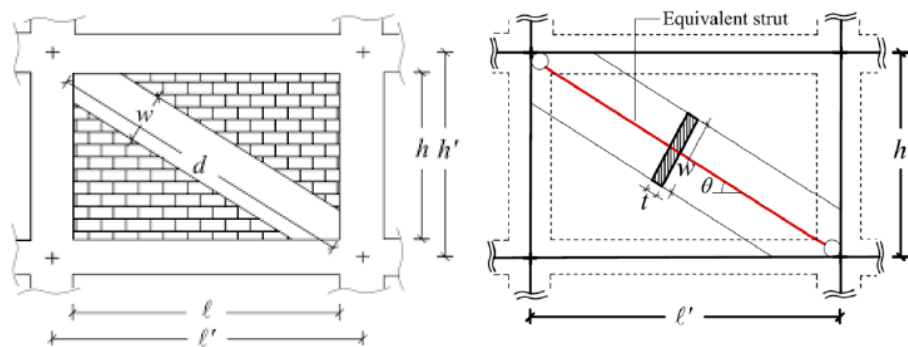


Figura 3.3. Modello a puntone equivalente

Nel 1962 *Stafford Smith*, sulla base di dati sperimentali ottenuti da una consistente campagna di test, poté definire la seguente regola:

$$w/d = 0,10 \div 0,25$$

Negli anni successivi sempre *Smith* ed altri suoi collaboratori riuscirono ad esprimere, in maniera analitica, la relazione presente tra la rigidità del telaio e quella del pannello, relazione identificata dal fattore adimensionale λ_h , necessaria per il calcolo della lunghezza di contatto telaio-pannello:

$$\lambda_h = h \cdot \sqrt[4]{\frac{E_w \cdot t_w \cdot \sin 2\vartheta}{4EI \cdot h_w}} \quad \vartheta = \arctan \frac{h_w}{l_w}$$

dove E_w, l_w, h_w, t_w sono rispettivamente il modulo elastico, la lunghezza, l'altezza e lo spessore del tamponamento, EI è la rigidezza flessionale delle colonne, h è l'altezza delle colonne (misurata tra gli interassi delle travi) e ϑ è l'angolo di inclinazione della biella equivalente. L'uso di questa formulazione per la progettazione sismica era raccomandato solo per livelli di forza orizzontale inferiori al 50% della resistenza ultima.

Nel 1999 *Flanagan & Bennet* definirono un modello a biella equivalente calibrato su numerose analisi di modelli in scala reale di telai in acciaio, sottoposti a carichi in piano.

Papia et al. (2003) introdussero le dipendenze dalle proprietà meccaniche elastiche di tutto il sistema telaio tamponato. Tale studio viene esteso in campo inelastico da *Cavaleri et al. (2014)*, i quali hanno realizzato un modello a *pivot*, basandosi sui concetti introdotti precedentemente da *Dowell* alla fine del secolo scorso, per poter definire uno strumento per lo studio del comportamento isteretico di colonne in c.a. sottoposte a carichi ciclici.

Recentemente (2013), *Hak & Morandi* hanno lavorato e proposto un metodo per la valutazione delle proprietà della biella equivalente, sulla base di test in laboratorio eseguiti su telai tamponati di geometria 1x1.

L'obiettivo della ricerca di *Al-Chaar (2002)* era, invece, quello di fornire le linee guida per la valutazione della resistenza e della rigidezza di pannelli di tamponatura non armati soggetti a carichi laterali. Il trasferimento delle forze laterali lungo la struttura provoca una distribuzione non uniforme di tensioni tra gli elementi del telaio ed il pannello. Al crescere delle forze le tensioni variano fino alla rottura del pannello, che avviene per il raggiungimento della resistenza a taglio o a compressione.

Il metodo proposto per studiare il comportamento del sistema telaio-tamponatura consiste in un'analisi pushover di un telaio contenente dei puntoni equivalenti eccentrici che rappresentano la muratura. Il metodo può essere utilizzato per telai completamente o parzialmente tamponati, con presenza di aperture o con pannelli danneggiati.

L'autore fornisce una procedura generale per valutare la capacità di un telaio tamponato mediante un'analisi pushover:

- ❖ Modellazione degli elementi del telaio, con geometria e vincoli, e definizione delle proprietà dei materiali;
- ❖ Modellazione dei puntoni equivalenti rappresentanti le tamponature e determinazione delle loro eccentricità rispetto agli estremi dei pilastri e cerniere plastiche uniassiali;

- ❖ Modellazione delle cerniere plastiche agli elementi del telaio;
- ❖ assegnazione dei *Rigid end Offset* agli estremi degli elementi del telaio a contatto con i pannelli;
- ❖ applicazione dei carichi verticali come condizione iniziale ed analisi pushover.

Il pannello di tamponatura viene rappresentato da un puntone diagonale equivalente resistente a compressione, di larghezza a , lunghezza D e spessore t pari allo spessore netto della muratura (Figura 3.4).

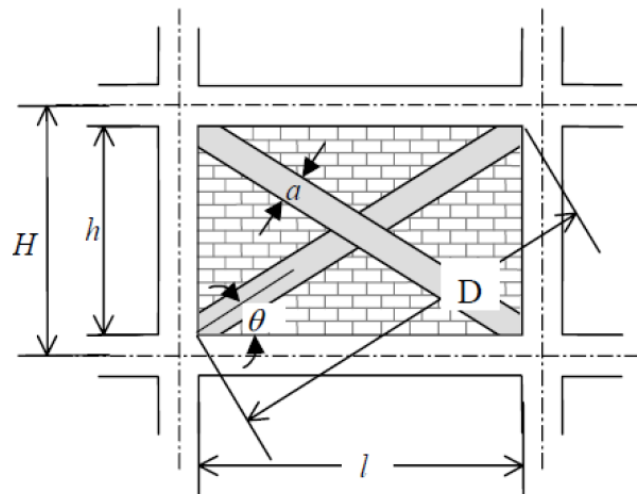


Figura 3.4. Geometria della biella secondo Al-Chaar

La larghezza a della biella viene valutata tramite l'espressione proposta da *Mainstone*:

$$a = 0,175 \cdot D \cdot (\lambda_h)^{-0,4}$$

dove λ_h è il parametro adimensionale fornito da *Stafford Smith & Carter* descritto in precedenza.

3.2.2 Modelli a bielle multiple (multi-strut)

Negli ultimi decenni è emersa in maniera evidente la problematica relativa alla rappresentazione tramite un solo elemento equivalente del comportamento di una tamponatura. Il modello a biella singola è sicuramente il metodo più semplice per la modellazione dei pannelli di tamponamento sia in campo elastico che non lineare, tuttavia, l'uso di un puntone diagonale presenta una limitazione notevole.

È stato appurato infatti che il modello ad un solo strut è in grado di descrivere solo in modo approssimato la rigidità globale del telaio tamponato e le sollecitazioni assiali. Inoltre, l'utilizzo di modelli ad una sola biella non permette di cogliere l'interazione tra pannello e telaio e quindi di predire in modo accurato le sollecitazioni taglianti e flettenti aggiuntive nelle zone critiche del telaio. Ciò risiede nel fatto che la lunghezza di contatto tra telaio e pannello non può essere presa in considerazione con una sola biella. Per questo motivo si preferisce adottare modelli a bielle multiple (Figura 3.5) che prevedono di schematizzare la fascia diagonale compressa con due o più bielle equivalenti.

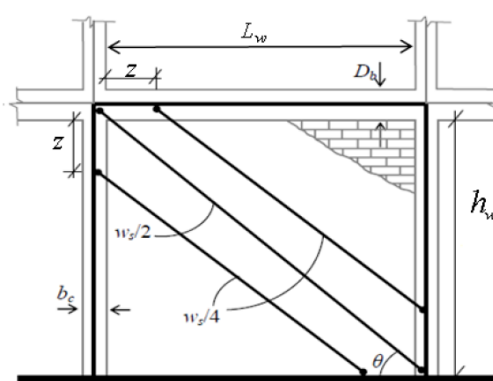


Figura 3.5. Esempio di modello a bielle multiple

Nel 1985 *Thiruvengadam* propose, ad esempio, di utilizzare un modello a più bielle per simulare l'effetto del pannello: definì quindi un telaio resistente a momento flettente, con un gran numero di bielle diagonali (disposte in entrambe le direzioni) e verticali incernierate alle estremità; le prime simulavano la rigidità laterale del pannello, le seconde la rigidità verticale, mentre si assumeva condizioni ottimali all'interfaccia pannello-telaio e si trascuravano le deformazioni laterali dovute al modulo di Poisson. L'obiettivo dello studio era la valutazione realistica delle frequenze naturali e dei modi di vibrare, per valutare gli effetti delle non linearità.

In modo analogo, *Hamburger & Chakradeo* definirono una configurazione a biella multipla per tenere in conto delle aperture, con una valutazione delle caratteristiche equivalenti piuttosto complessa. Riuscirono a dimostrare che tali bielle proteggevano il nodo trave-colonna dalla formazione di cerniere plastiche, che migravano dunque in mezzzeria della trave. Il vantaggio principale di tale modellazione è dunque, nonostante la

maggior complessità, la possibilità di rappresentare più accuratamente le azioni nel telaio.

Syrmakezis & Vratsanou (1986) utilizzarono 5 bielle parallele (Figura 3.6) per ciascuna direzione diagonale ed evidenziarono come le diverse lunghezze di contatto avessero effetti significativi sulla distribuzione dei momenti flettenti nelle membrature del telaio.

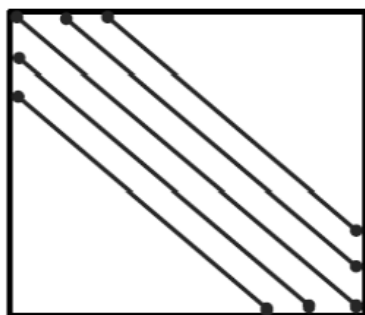


Figura 3.6. Rappresentazione schematica del modello di *Syrmakezis-Vratsanou*

Un modello a tre bielle molto utilizzato per le analisi pushover e dinamiche è quello di *Panagiotakos & Fardis* (1996), secondo il quale si associano alle bielle la medesima legge costitutiva forza-spostamento (Figura 3.7), ma si attribuiscono differenti resistenze: il puntone centrale ha una resistenza pari al 50% della complessiva e gli altri due pari al 25%.

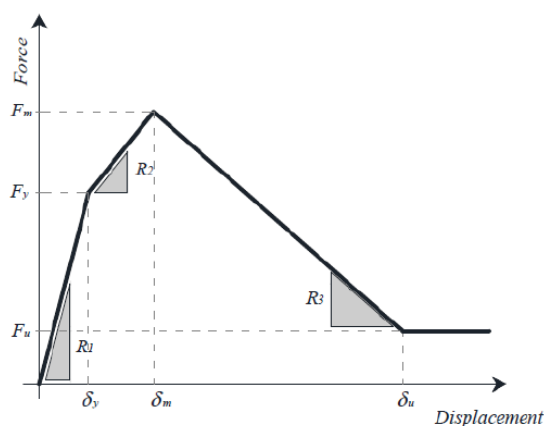


Figura 3.7. Legge costitutiva forza-spostamento di *Panagiotakos & Fardis*

Nel 2002 *Chrysosomou* provò ad ottenere la risposta del telaio tamponato sottoposto ad un carico sismico tenendo conto della riduzione di rigidezza e resistenza dovuta al

danneggiamento del tamponamento: proposte di modellare ciascun pannello con 6 bielle diagonali (3 per ogni direzione) resistenti solamente a compressione e posizionate nelle zone critiche dell'intelaiatura. Tale posizionamento è caratterizzato da un parametro α , che rappresenta una frazione della lunghezza o dell'altezza del pannello ed è associato alla localizzazione della cerniera plastica nella trave o nella colonna. Non essendo le aste resistenti a trazione, durante l'analisi non lineare solamente tre di esse risultano attive e, non appena la tensione in esse si annulla, vengono sostituite da quelle opposte. Rispetto all'uso di una singola biella, il vantaggio di tale configurazione consiste nella possibilità di poter modellare anche l'interazione tamponatura-telaio e di tener conto delle riduzioni di resistenza e rigidezza nel pannello, aspetto fondamentale per la determinazione del reale comportamento di un telaio tamponato soggetto a carico sismico.

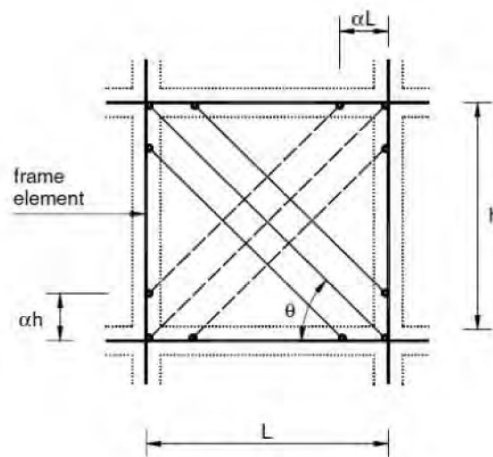


Figura 3.8. Rappresentazione schematica del modello di Chrysostomou

Nel 1995 *Saneinejad & Hobbs* svilupparono un modello in cui il tamponamento era rimpiazzato da due bielle diagonali in muratura resistenti a compressione. Il metodo tiene conto di diversi parametri, quali il comportamento elastoplastico dei pannelli e la limitata duttilità, ma anche i rapporti geometrici, le tensioni taglianti all'interfaccia telaio-pannello e le relative resistenze di trave e colonna.

Nel 1997 *Crisafulli* analizzò diversi modelli a biella multipla (1-2-3 bielle equivalenti), confrontando in particolare la rigidezza e le azioni indotte sul telaio circostante. Il modello a biella singola rispetto agli altri sottostimava il momento flettente, essendo la forza orizzontale agente su un sistema incernierato (*truss*).

Un altro modello che permette di prendere in considerazione sia il comportamento a compressione sia quello a taglio del pannello murario è quello di *Crisafulli & Carr (2007)*, i quali hanno proposto un nuovo macro-modello costituito da un elemento plate a 4 nodi connesso al telaio in corrispondenza dei nodi trave-colonna. Internamente il pannello tiene conto del comportamento a taglio e compressione attraverso 2 bielle parallele e una molla a taglio per ciascuna direzione, come mostrato in Figura 3.9. La suddetta configurazione consente un'adeguata valutazione della rigidezza laterale e della resistenza del pannello in muratura, a maggior ragione quando ci si aspetta che il tamponamento vada incontro ad una rottura a taglio-scorrimento lungo un giunto di malta oppure una rottura della diagonale compressa.

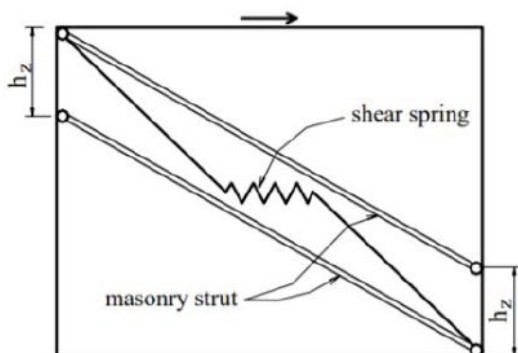


Figura 3.9. Modello di Crisafulli & Carr

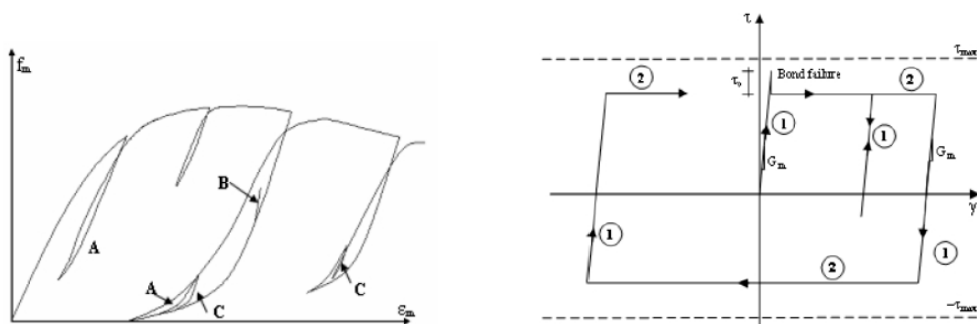


Figura 3.10. Legami sforzo-deformazione per la biella (a sinistra) e per la shear spring (a destra)

Il suddetto modello mira a tener conto, inoltre, della variazione lineare dell'area della biella in funzione della deformazione assiale raggiunta (Figura 3.11). A causa della fessurazione del pannello, la lunghezza di contatto tra il telaio e il pannello si riduce man

mano che lo spostamento laterale e , di conseguenza, quello assiale aumentano, influenzando quindi l'area della biella.

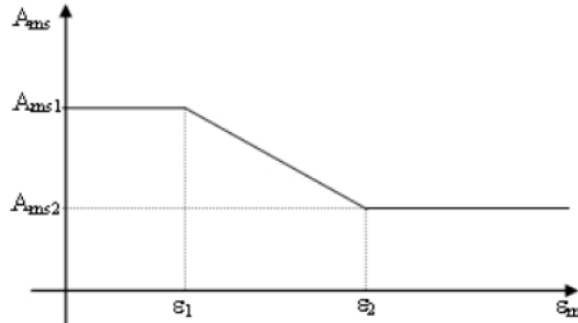


Figura 3.11. Legge di variazione della sezione della biella equivalente

In letteratura si evidenzia inoltre il modello di *Rodrigues* (2010, implementato sul software *Opensees*) in cui il comportamento del pannello viene rappresentato per mezzo di un sistema multi-strut (Figura 3.12), dove l'elemento centrale simula il comportamento isteretico non lineare. Il suddetto modello, tuttavia, non è in grado di cogliere gli effetti locali sulle colonne del telaio.

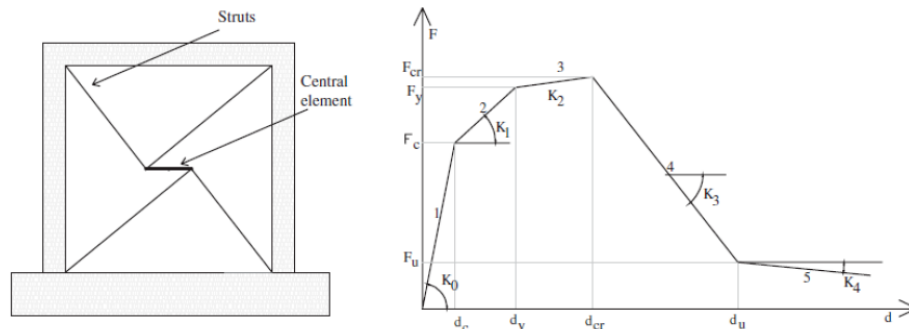


Figura 3.12. Modello di Rodrigues

3.2.3 Modelli a shell ed elementi beam a plasticità concentrata

Nel 2014 *Calio & Pantò* hanno riprodotto l'interazione tra telaio e tamponamento in modo alternativo, riproducendo il telaio mediante elementi trave-colonna a plasticità concentrata, mentre i pannelli tramite macro-elementi piani. La validità dell'approccio è stata ottenuta mediante analisi non lineari di telai in c.a. tamponati, per i quali sono

presenti numerosi risultati sperimentali in letteratura. L'elemento murario è caratterizzato da un quadrilatero a bordi rigidi, con quattro cerniere ai vertici e due molle non lineari sulle diagonali. Ogni lato del quadrilatero può interagire con gli altri elementi per mezzo di una distribuzione di molle non lineari; infatti, ogni interfaccia è costituita da molle perpendicolari al lato e da una molla aggiuntiva longitudinale, parallela al lato stesso. A prescindere dalla sua semplicità, uno schema meccanico di questo tipo è capace di simulare le principali rotture nel piano di una qualsiasi porzione di muratura soggetta a un carico verticale e sollecitata nel proprio piano.

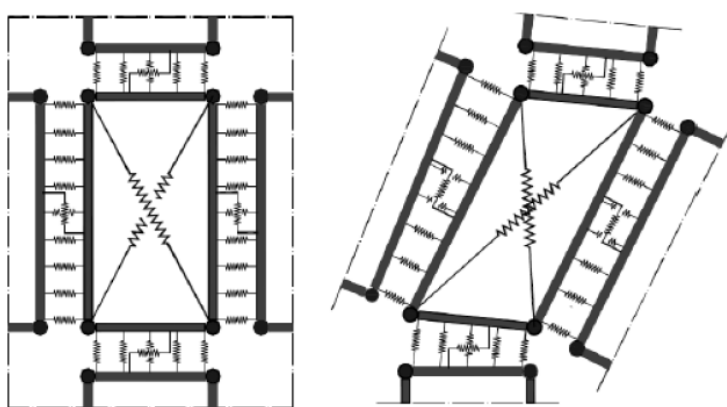


Figura 3.13. Macro-modellazione della tamponatura secondo Calio-Pantò

3.2.4 Influenza delle aperture

Oltre alla valutazione dell'interazione tamponamento/telaio, nel corso degli anni sono state effettuate numerose ricerche anche su quanto effettivamente le aperture influenzino tale interazione, anche perché sono rare le situazioni in cui vi siano tamponamenti prive di queste. Applicare il medesimo modello per tamponamenti forati significherebbe sovrastimare sensibilmente le sollecitazioni sugli elementi in c.a. del telaio.

Una ricerca in merito a questa tematica è stata svolta da *Al-Chaar (2002)*, che, sempre basandosi sul modello a puntone equivalente, definisce dei coefficienti riduttivi della larghezza del puntone compresso, in funzione delle aperture, nonché delle loro dimensioni effettive, presenti nella tamponatura. In particolare, il fattore di riduzione dovuto alle aperture è espresso dalla seguente relazione:

$$R1_i = 0,6 \cdot \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right)^2 - 1,6 \cdot \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right) + 1$$

con A_{open} area delle aperture e A_{panel} area del pannello. Se $A_{open} \geq 60\%A_{panel}$, l'effetto del tamponamento deve essere trascurato.

L'autore osserva, inoltre, che ridurre la larghezza della biella, per tenere in considerazione la presenza di aperture permette di valutare il comportamento globale, ma non garantisce di rappresentare la reale distribuzione delle forze che si presenterà. Eventuali effetti locali, dovuti alle aperture, devono quindi essere presi in considerazione in altro modo, ad esempio disponendo le bielle in maniera opportuna (Figura 3.14).

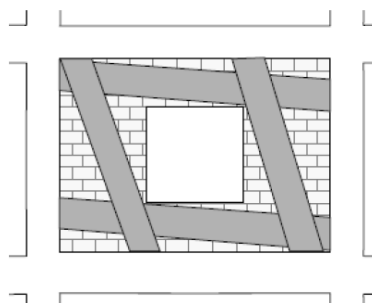


Figura 3.14. Posizionamento della biella in presenza di apertura

Recentemente altri studi sono stati svolti in merito all'influenza delle aperture nella distribuzione delle tensioni all'interno dei pannelli di tamponamento. Analizzando l'andamento di tali tensioni, si osserva che la presenza di aperture aumenti il numero di possibili meccanismi di collasso nel pannello: in particolare si riscontrano delle concentrazioni di tensioni in prossimità degli spigoli, riducendo notevolmente l'effetto che il tamponamento genera sul telaio. L'interazione invece risulta considerevole nel momento in cui i flussi di tensione passano prevalentemente al di sotto delle aperture.

Basandosi sulle precedenti evidenze sperimentali risulta fondamentale per il progettista valutare attentamente l'effettiva presenza delle aperture e il relativo posizionamento.

3.3 Interazione tra il comportamento in piano (IP) e fuori piano (OOP) dei tamponamenti in muratura

È noto come l'impiego del puntone equivalente sia la strategia di modellazione più comune e adatta a studiare il comportamento di un telaio tamponato. Nel corso degli anni, sono stati pubblicati diversi stati dell'arte che discutono le varie strategie di macro-modellazione dei pannelli utilizzando tale approccio, che si sono poi evolute in modelli più complessi multi-puntone, come descritto nei paragrafi precedenti. Tuttavia, questi modelli erano destinati a rappresentare il comportamento delle pareti di tamponamento solo nel loro piano.

Negli ultimi anni, si è posta particolare attenzione sullo studio dell'interazione tra la capacità nel piano (resistenza a taglio) e quella fuori dal piano (resistenza a flessione) del pannello, in quanto, durante un terremoto, i tamponamenti sono soggetti ad azioni in entrambe le direzioni. A causa della limitata resistenza a taglio della muratura, il danneggiamento procurato nel piano produce anche una riduzione della resistenza ultima fuori piano. Questa interazione è particolarmente complessa da studiare perché è influenzata da molteplici fattori, quali le condizioni di vincolo del pannello, le proprietà meccaniche del materiale composito malta-laterizio, la geometria del pannello, il suo spessore e il degrado della resistenza fuori dal piano della muratura in seguito a danneggiamenti nel piano (a causa della deriva interpiano dei telai). È evidente che la descrizione di questo comportamento attraverso un macro-modello è assai complicata.

Lo sviluppo di macro-modelli volti a valutare il comportamento combinato IP/OOP delle pareti di tamponamento è molto recente. Tra questi, il primo fu quello di *Hashemi e Mosalam* (2007), che proposero un modello tridimensionale *strut-and-tie* con due elementi diagonali, ciascuno costituito da quattro puntoni resistenti alla sola compressione, collegati al centro del pannello da un link rigido resistente alla sola trazione. La natura della relazione sforzo-deformazione in compressione è indicata in figura; da zero al picco della curva, la relazione è parabolica, mentre il legame post-picco è lineare, fino ad una resistenza residua costante.

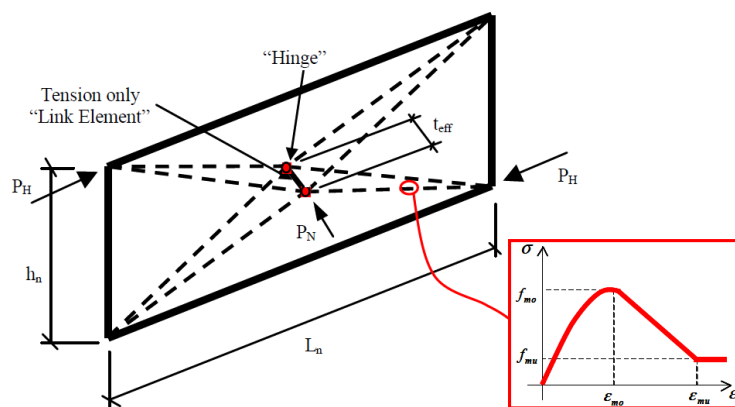


Figura 3.15. Modello SAT di Hashemi e Mosalam

Successivamente, Kadysiewski e Mosalam (2009) e Mosalam e Gunay (2015) svilupparono un modello a singolo puntone costituito da due elementi elastici “beam-column” collegati nel nodo centrale tramite una cerniera plastica, dove l’interazione IP/OOP viene modellata attraverso una sezione a fibre, con fibre distanziate nella direzione OOP. La massa del pannello nella direzione fuori piano è concentrata in tale nodo, mentre le fibre sono modellate con un materiale elasto-plastico, resistente sia a trazione che a compressione. Quando l’elemento cede mantiene la sua capacità sino a che non viene raggiunto un predefinito dominio di spostamento IP/OOP, che consente la rimozione del pannello. Per le proprietà inerziali e meccaniche dell’elemento, gli autori hanno fatto riferimento alla normativa americana FEMA 356.

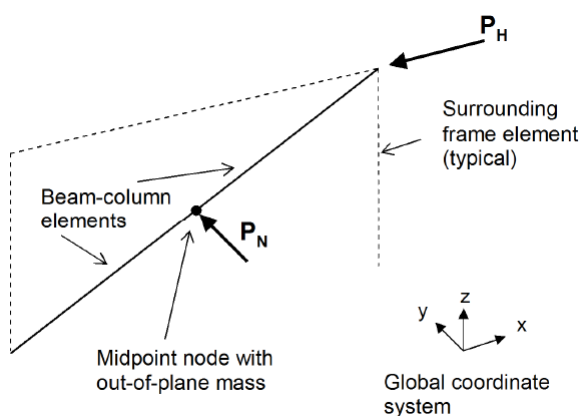


Figura 3.16. Modello proposto da Kadysiewski e Mosalam impiegando elementi beam-column con discretizzazione a fibre

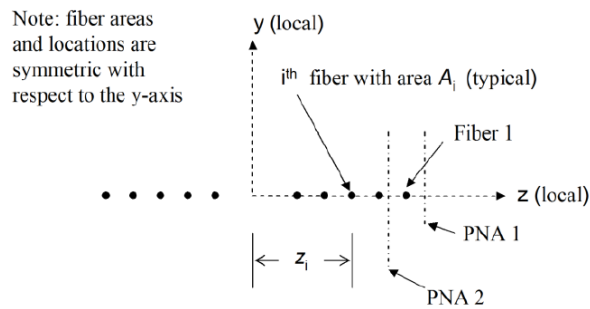


Figura 3.17. Disposizione delle fibre nella regione della cerniera plastica

Va sottolineato che la formulazione del modello proposto è diversa da quella utilizzata da *Hashemi e Mosalam* (2007), o da *FEMA 356* (FEMA 2000), in quanto utilizza un solo elemento diagonale anziché i due puntoni diagonali di sola compressione.

Nello studio di *Hashemi e Mosalam*, basato su un modello non lineare agli elementi finiti del pannello, la funzione di interazione tra forze IP e OOP era espressa da un polinomio di terzo grado, ciò ha portato a una curva di interazione non convessa in tutti i punti. Poiché la procedura impiegata da *Kadysiewski e Mosalam* per la creazione della sezione a fibre dell'elemento richiede una curva convessa, i due autori hanno dovuto creare un'equazione di interazione alternativa, che fornisca anche una buona corrispondenza con i risultati FEM. Dopo alcune sperimentazioni numeriche, hanno scoperto che una curva di potenza 3/2 era più che adatta al loro scopo, in particolare, la seguente:

$$\left(\frac{P_N}{P_{N0}}\right)^{\frac{3}{2}} + \left(\frac{P_H}{P_{H0}}\right)^{\frac{3}{2}} \leq 1,0$$

dove P_N è la capacità OOP in presenza di forza IP, P_{N0} è la capacità OOP in assenza di forza IP, P_H è la capacità IP in presenza di forza OOP e P_{H0} è la capacità IP in assenza di forza OOP. La relazione proposta è confrontata in Figura 3.19 con il polinomio di terzo grado di *Hashemi e Mosalam* e con i risultati FEM.

La posizione e il legame costitutivo non lineare delle fibre sono tali da soddisfare il dominio di interazione tra resistenze IP e OOP. La relazione ottenuta è considerata come una curva di interazione più che una curva di rottura, dal momento che le forze indicate sono quelle di picco. La curva è tradotta in una relazione tra spostamenti IP-OOP e funge da dominio di esistenza: non appena la coppia di spostamenti raggiunge il limite imposto, il tamponamento viene rimosso dal modello.

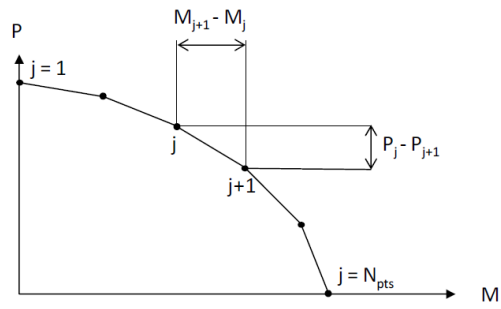


Figura 3.18. Discretizzazione del dominio di interazione

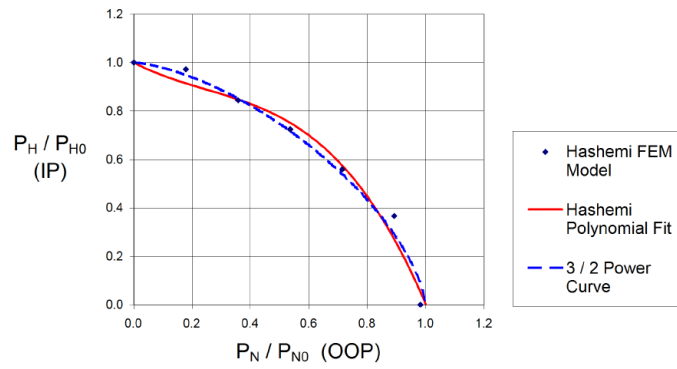


Figura 3.19. Confronto delle curve di interazione

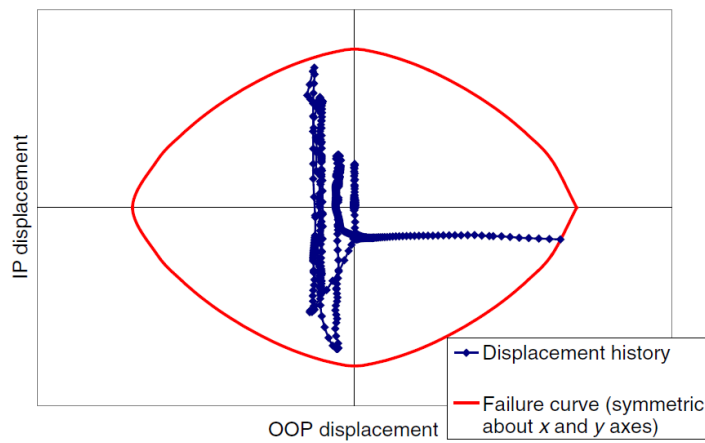


Figura 3.20. Esempio di criterio di rimozione della parete di tamponamento considerando l'interazione IP-OOP

Recentemente, Donà et al. (2021) hanno presentato una variante a tale modello, sfruttando il codice di calcolo OpenSees, impiegando due elementi diagonali e implementando le sezioni a fibre mediante un materiale isteretico resistente alla sola compressione per rappresentare meglio il comportamento effettivo della muratura. Questo modello viene discusso e presentato in maniera più approfondita nel paragrafo successivo.

Si osservi, tuttavia, che numerosi altri studi e ricerche sono state condotte nell'ultimo decennio circa l'interazione tra i due comportamenti dei tamponamenti in muratura inseriti in telai in cemento armato. Tra i più noti, vi sono quelli di *Furtado et al.* (2015) e Di *Trapani et al.* (2018). Il primo è un'estensione di quello proposto da *Rodrigues et al.* (2010) – per catturare solo il comportamento IP – che consiste in quattro montanti diagonali con comportamento rigido, collegati al centro del pannello per mezzo di un elemento non lineare. *Furtado et al.* hanno applicato ai nodi di questo elemento centrale due masse OOP uguali (rappresentative della massa del pannello) per l'attivazione del comportamento OOP lineare, e hanno utilizzato lo stesso algoritmo di rimozione degli elementi proposto da *Kadysiewski e Mosalam*. Questo modello è stato poi recentemente aggiornato da *Mazza* (2019) con l'introduzione del comportamento OOP non lineare, che degrada anche in funzione del danno IP (per analisi step-by-step).

Invece, il modello di *Di Trapani et al.* è composto da quattro puntoni – due diagonali, uno orizzontale e uno verticale – ciascuno modellato con due elementi “beam-column” a sezione fibrosa. Questi puntoni sono collegati al centro del pannello attraverso il loro nodo centrale, che può muoversi indipendentemente nella direzione IP, ma è vincolato agli altri nodi centrali nella direzione OOP.

Vale la pena notare che i modelli basati su sezioni in fibra consentono di simulare direttamente gli effetti di interazione IP/OOP; al contrario, i modelli basati su elementi beam/truss, senza formulazione di fibre, sono idealmente più facili da usare, ma richiederebbero un'analisi passo-passo con aggiornamento delle leggi costitutive delle pareti di tamponamento per simulare l'interazione IP/OOP.

3.3.1 Il modello di Donà et al

Al fine di valutare l'interazione IP/OOP dei pannelli di tamponamento, il macro-modello di Donà et al., mostrato in Figura 3.21 e implementato in OpenSees, è composto da quattro elementi puntone non lineari equivalenti, due per ogni diagonale della parete, collegati agli elementi del telaio tramite cerniere, e due masse OOP uguali poste al centro del pannello; ogni puntone è modellato attraverso due elementi *BWH* (*Beam with Hinges*), ovvero elementi *Forced-Based Beam-Column* con cerniere lineari/non lineari alle estremità dell'elemento. Questi consentono di definire il nodo centrale del puntone, dove è applicata la massa OOP del pannello, mentre la massa nella direzione IP è per convenzione applicata ai nodi trave-colonna insieme a quella del telaio.

Le cerniere terminali di ciascun elemento, che lo collegano con il telaio, sono modellate attraverso una sezione elastica con le stesse proprietà equivalenti della parte interna del montante, ad eccezione delle inerzie flessionali che sono tutte nulle per rilasciare i gradi di libertà rotazionali (Figura 3.22). Le proprietà elastiche del puntone sono date dalla sua area equivalente (A_{eq}) e dall'inerzia OOP (I_{eq}) così come dal modulo di Young ($E_{m\vartheta}$) e dal rapporto di Poisson (ν) della muratura.

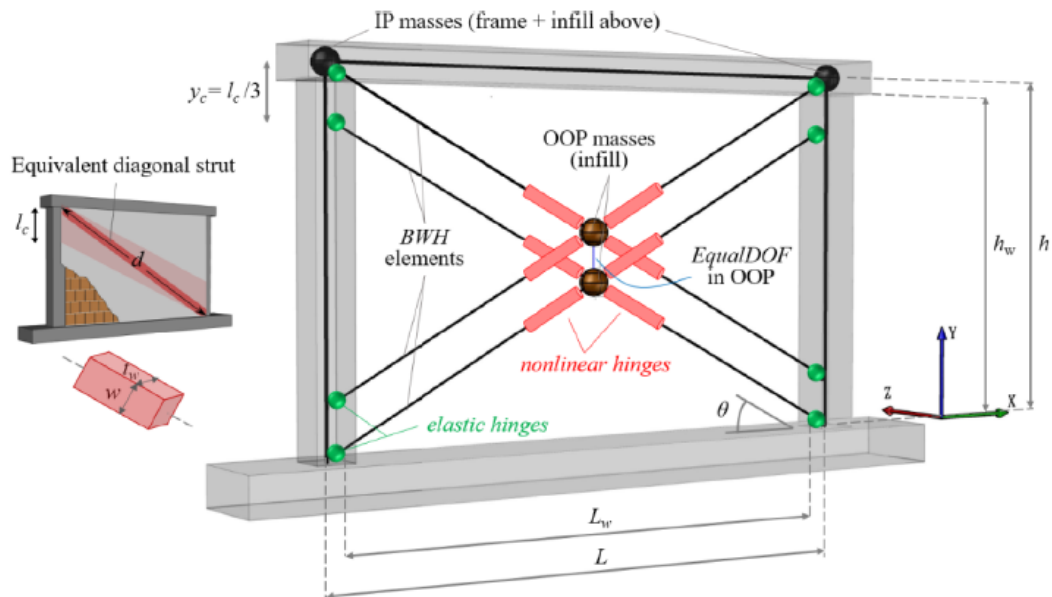


Figura 3.21. Macro-modello della tamponatura (da Donà et al.)

Gli elementi *BWH* consentono la creazione di una zona centrale data dalle due cerniere adiacenti, dove è possibile concentrare la modellazione non lineare del comportamento combinato IP/OOP della parete. In particolare, le due cerniere adiacenti sono modellate attraverso una sezione a fibre non lineare, con fibre disposte in direzione OOP e simmetricamente rispetto all'asse *x* dell'elemento (Figura 3.22), al fine di attivare contemporaneamente le resistenze IP e OOP del muro.

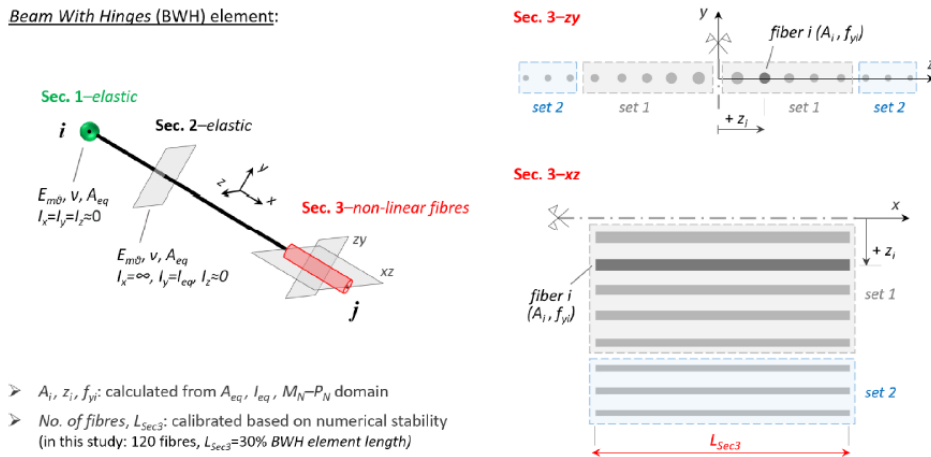


Figura 3.22. Dettaglio dell'elemento BWH (da Donà et al.)

Nel macro-modello proposto, le fibre sono caratterizzate da un materiale isteretico trilineare resistente alla sola compressione (Figura 3.23); questo approccio consente, da una parte, di prevedere il comportamento non lineare della muratura in modo più razionale, dall'altra, di disaccoppiare i puntoni nel loro piano, attivando una sola diagonale alla volta, cioè i due puntoni compressi.

Per quanto riguarda la definizione del comportamento elastico delle fibre, cioè sino al loro punto di snervamento, le proprietà geometriche e meccaniche della generica fibra *i* (area A_i , distanza z_i dall'asse del puntone in direzione OOP e forza di snervamento f_{yi}) sono calcolate in modo da soddisfare il dominio di capacità IP/OOP definito dalla seguente equazione:

$$\left(\frac{P_N}{P_{N0}}\right)^{3/2} + \left(\frac{M_N}{M_{N0}}\right)^{3/2} \leq 1$$

dove P_N e P_{N0} sono le capacità assiali IP con e senza forza OOP, rispettivamente, mentre M_N e M_{N0} sono, rispettivamente, le capacità flessionali OOP con e senza forza IP.

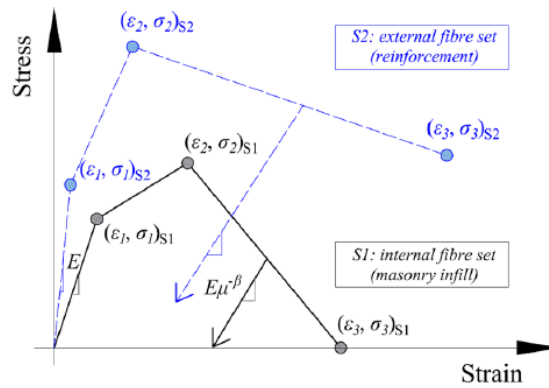


Figura 3.23. Materiale isteretico delle fibre nelle cerniere non lineari (da Donà et al.)

A tale scopo, la posizione OOP z_i di ciascuna fibra viene inizialmente calcolata come di seguito indicato, sulla base dei valori $M_N - P_N$ dei punti di discretizzazione N_{pts} del dominio di capacità (Figura 3.24).

$$z_i = \left[\frac{M_{N,i+1} - M_{N,i}}{P_{N,i} - P_{N,i+1}} \right]$$

L'area A_i di ogni fibra si ottiene imponendo l'equilibrio delle aree e l'inerzia di tutte le fibre, secondo il sistema non lineare seguente:

$$\begin{cases} \sum_{i=1}^{2(N_{pts}-1)} A_i = A_{eq} \\ \sum_{i=1}^{2(N_{pts}-1)} A_i \cdot z_i^2 = I_{eq} \end{cases}$$

dove A_{eq} e I_{eq} sono l'area totale e l'inerzia OOP di ciascun puntone equivalente.

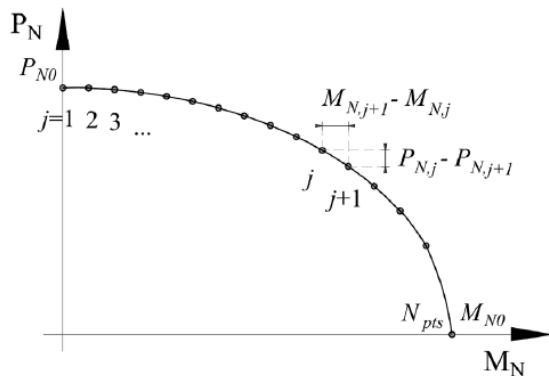


Figura 3.24. Dominio di capacità IP-OOP (da Donà et al.)

Il sistema appena descritto può essere soddisfatto in vari modi. Un modo consiste nell'assumere una relazione tra l'area delle fibre e la corrispondente distanza dal baricentro della sezione trasversale. Sebbene una relazione lineare sia la più semplice, essa non fornisce una soluzione valida. Invece, si osserva che una legge di potenza fornisce risultati più ragionevoli. Pertanto, le due condizioni di cui sopra sono aumentate dalla seguente relazione:

$$A_i = \gamma \cdot |z_i|^\eta$$

dove γ ed η sono costanti da determinare in modo tale che siano soddisfatte le due condizioni principali sopra definite.

Infine, la tensione di snervamento f_{yi} di ciascuna fibra è calcolata dividendo la sua forza di snervamento F_{yi} , calcolata come di seguito proposto, per il valore corrispondente di A_i .

$$F_{yi} = \frac{1}{2} [P_{N,i} - P_{N,i+1}] \quad f_{yi} = F_{yi}/A_i$$

Le proprietà delle fibre sono calcolate in sequenza, partendo dall'esterno e procedendo verso l'interno fino all'asse y . Da notare che ci sono tante fibre su ogni lato dell'asse y quanti sono i segmenti nel diagramma P - M . Poiché si presume che le fibre siano simmetriche rispetto all'asse y , con uguale resistenza a trazione e compressione, la curva di interazione completa per la sezione trasversale elemento-fibra è simmetrica rispetto sia all'asse P che all'asse M .

Dunque, il comportamento elastico del modello dipende dalle capacità assiale IP ($P_{NO,tot}$) e flessionale OOP ($M_{NO,tot}$) complessive del pannello e dai parametri geometrici ($A_{eq,tot}$ e $I_{eq,tot}$). Ogni elemento diagonale è caratterizzato da

$$P_{N0} = \frac{P_{NO,tot}}{2} \quad A_{eq} = \frac{A_{eq,tot}}{2}$$

in quanto ci sono due puntoni per ciascuna diagonale della parete, e da

$$M_{N0} = \frac{M_{NO,tot}}{4} \quad I_{eq} = \frac{I_{eq,tot}}{4}$$

poiché la risposta del modello nella direzione OOP coinvolge tutti e quattro gli elementi.

I valori di $P_{NO,tot}$, $M_{NO,tot}$ e $I_{eq,tot}$ sono calibrati sperimentalmente da Donà et al. sulla base delle curve di capacità dei pannelli.

Le dimensioni assunte per rappresentare il puntone diagonale sono lo spessore effettivo t_w e la sua larghezza equivalente w calcolata con la seguente espressione:

$$\frac{w}{d} = 0,175 \cdot \lambda_h^{-0,4}$$

dove d è la lunghezza del puntone e λ_h un parametro adimensionale che esprime la relazione presente tra la rigidezza del telaio e quella del pannello, necessaria per il calcolo della cosiddetta “lunghezza di contatto”:

$$l_c = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{h}{\lambda_h} \quad \lambda_h = h \cdot \sqrt[4]{\frac{E_w \cdot t_w \cdot \sin 2\vartheta}{4EI \cdot h_w}} \quad \vartheta = \arctan \frac{h_w}{l_w}$$

dove E_w , l_w , h_w , t_w sono rispettivamente il modulo elastico, la lunghezza, l’altezza e lo spessore del tamponamento, EI è la rigidezza flessionale delle colonne, h è l’altezza delle colonne (misurata tra gli interassi delle travi) e ϑ è l’angolo di inclinazione della biella equivalente.

La “lunghezza di contatto” è stata utilizzata per determinare la posizione degli elementi diagonali; in particolare, ogni biella collega un nodo terminale della colonna con il centroide delle sollecitazioni, dovute all’interazione parete-pilastro, nella colonna opposta, identificato in $y_c = l_c/3$, nell’ipotesi di distribuzione triangolare delle tensioni di contatto.

Per quanto riguarda la definizione del comportamento post-elastico del macro-modello della tamponatura, e quindi dei vari parametri isteretici delle fibre, si adotta una taratura sperimentale. Inoltre, per simulare meglio il comportamento altamente non lineare dei pannelli rinforzati, il modello è dotato di due possibili set di fibre, uno interno e uno esterno, con materiali diversi (Figura 3.22). Le fibre esterne simulano gli effetti di rinforzo sulla parete, come l’aumento della resistenza OOP e la riduzione dei danni IP.

All’interno del software viene implementato un algoritmo di controllo dello spostamento per rimuovere la tamponatura quando questa raggiunge un determinato dominio di spostamento IP/OOP, anch’esso calibrato sperimentalmente.

Il telaio in cemento armato è modellato impiegando elementi *Based-Forced Beam-Column* con sezioni a fibre non lineari (Figura 3.25). Ogni sezione è composta da due regioni di fibre con materiale diverso, che rappresentano il nucleo e il copriferro in calcestruzzo e da singole fibre circolari che rappresentano le barre d’armatura.

Per il calcestruzzo è stato adottato il modello di Kent & Park, distinguendo tra cls confinato (dalle staffe) e non confinato, mentre per l'acciaio il modello Menegotto-Pinto.

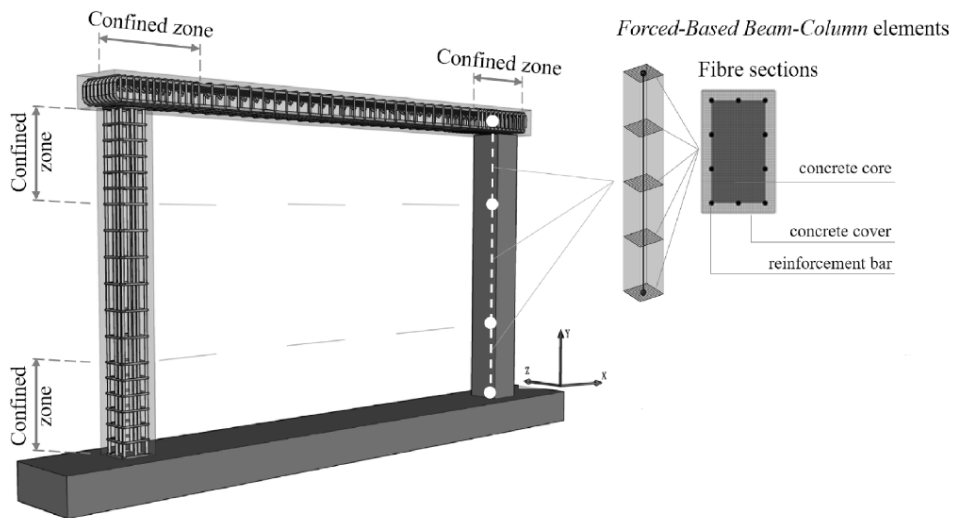


Figura 3.25. Dettaglio del modello del telaio in c.a. (da Donà et al.)

Il modello è calibrato sui risultati sperimentali di alcuni test combinati IP/OOP per quattro tipi di parete in muratura sottile di argilla, una non rinforzata (URM) e tre rinforzate (F, FB, RBB) con soluzioni a base di malta fibro-rinforzata.

Per quanto riguarda il pannello di tamponamento URM, si assumono come riferimento i risultati dei test effettuati da Calvi e Bolognini presso l'Università di Pavia. Per quanto concerne i pannelli rinforzati, si fa riferimento ai risultati dei test di una recente campagna sperimentale (Minotto et al.) condotta presso l'Università di Padova.

Capitolo 4

INTRODUZIONE ALL'ANALISI NON LINEARE

Elevati valori delle deformazioni e delle sollecitazioni indotte dai sismi possono far sì che la risposta della struttura superi il limite elastico. Ciò comporta, come primo effetto, la possibilità di dissipare energia per isteresi nei successivi cicli di carico-scarico da parte dei materiali non lineari; quindi, non tutta l'energia trasmessa dal sisma si traduce in energia di deformazione degli elementi strutturali, con la conseguente diminuzione dello stato sollecitativo degli elementi stessi. Inoltre, diviene possibile progettare il sistema strutturale per valori più contenuti dell'azione sismica, aspetto contemplato anche nella normativa vigente tramite il fattore di comportamento q .

D'altro canto, è necessario che la struttura presenti un sufficiente grado di duttilità, per poter sopportare gli spostamenti inelastici indotti dallo scuotimento una volta abbandonato il campo lineare. Perché ciò avvenga, si deve prestare particolare attenzione ai particolari costruttivi (nodi trave-pilastro, per esempio) e all'armatura trasversale degli elementi in c.a.; quest'ultima deve fornire il necessario confinamento al calcestruzzo e contrastare l'instabilità delle barre longitudinali compresse.

La duttilità strutturale, ovvero la capacità della struttura di sviluppare deformazioni in campo plastico, ha un ruolo assolutamente centrale nella resistenza nei confronti delle sollecitazioni indotte da un sisma. Di conseguenza è necessario analizzare il comportamento non lineare della struttura, individuare come varia lo schema strutturale, e quindi la risposta, con la progressiva plasticizzazione dei vari elementi, individuando così la distribuzione della domanda di plasticità.

L'analisi di *push-over* o analisi di spinta è una procedura statica non lineare impiegata per determinare il comportamento di una struttura a fronte di una determinata azione

(forza o spostamento) applicata. Essa consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e un sistema di forze orizzontali distribuite secondo un certo andamento. Tali forze vengono incrementate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo fino al raggiungimento delle condizioni di collasso globale o locale. Il risultato dell'analisi è la definizione di un legame scalare forza-spostamento caratteristico per il sistema studiato, detto *curva di capacità*.

L'analisi viene svolta tenendo in conto il comportamento non lineare dei materiali e gli effetti del secondo ordine. La metodologia di *push-over* vuole essere un procedimento semplice, e al tempo stesso computazionalmente economico, che consenta di studiare il comportamento elastico in campo lineare e inelastico in campo plastico, la successione della formazione delle cerniere plastiche, i punti di criticità strutturale, come e quale tipo di crisi si raggiunge, quale sia il livello di duttilità strutturale.

4.1 Tecniche di modellazione

Il modello analitico di una struttura ha l'obiettivo di schematizzarne la risposta strutturale e sismica, per prevederne il comportamento in fase di progetto. Le tecniche di modellazione delle strutture si distinguono in base al grado di discretizzazione:

a) Micro-modellazione a livello dei materiali ("point by point")

La struttura in cemento armato viene discretizzata in un elevato numero di elementi finiti, alcuni dei quali rappresentanti il calcestruzzo e altri l'acciaio. In questo modo è possibile implementare l'effettivo legame di aderenza tra i due materiali. La non linearità costitutiva dei materiali è descritta in termini di legame tensione-deformazioni. I vantaggi di questa modellazione sono quelli di consentire un'indagine molto dettagliata dei fenomeni di non linearità a livello locale, seguendo l'evoluzione puntuale dello stato deformativo e tensionale. Le tecniche di micro-modellazione mostrano però forti limiti di applicabilità a strutture complesse per l'elevato onere computazionale richiesto.

b) Macro-modellazione a livello degli elementi strutturali ("member by member")

In questo tipo di modellazione sussiste una corrispondenza biunivoca tra il modello e l'elemento strutturale. La struttura viene cioè riprodotta attraverso l'assemblaggio di tanti elementi (trave, pilastro e nodo) che descrivono il comportamento degli

elementi in cemento armato. La non linearità si introduce sia a livello dell'intero elemento, sia a livello della sezione trasversale.

In base al modo in cui viene considerata la non linearità (plasticità), si possono avere:

- Modelli a plasticità concentrata

È un approccio molto diffuso. Si basa sul fatto che, sotto l'azione di forze orizzontali, la struttura viene sollecitata maggiormente nelle sezioni di estremità di travi e pilastri, sede di cerniere plastiche. Gli elementi strutturali vengono quindi schematizzati come aste infinitamente elastiche con molle inelastiche alle estremità. La non linearità dell'elemento viene concentrata solo nelle sezioni di estremità e viene assegnata dal progettista attraverso un legame momento-curvatura.

- Modelli a plasticità distribuita

La non linearità può essere collocata in una qualunque sezione dell'elemento e il comportamento complessivo si ottiene per integrazione della risposta delle sezioni. Il progettista sceglie quanti punti di integrazione inserire nell'elemento e questi corrisponderanno al numero di sezioni di cui viene valutata la risposta e quindi la non linearità. La non linearità può essere assegnata sia in termini di legame momento-curvatura, sia attraverso una discretizzazione a fibre della sezione.

- Modelli a plasticità diffusa

Rappresentano una semplificazione dei modelli precedenti, per ridurre l'onere computazionale, in particolare nel caso di modelli a fibre. In questo caso il comportamento di un elemento viene descritto solo da quanto accade nelle sezioni di estremità, considerando anche la diffusione delle deformazioni inelastiche all'interno dell'asta.

c) Macro-modellazione a livello strutturale ("global models")

In questo caso l'intera struttura è riprodotta usando un unico modello a pochi gradi di libertà, al limite mediante un oscillatore semplice. Questi modelli, essendo molto approssimativi, vengono per lo più usati in fase di progetto preliminare poiché consentono di stimare spostamenti di piano e duttilità richieste ma non permettono di individuare la localizzazione delle cerniere plastiche nella struttura.

Per i telai oggetto di studio è stata adottata una macro-modellazione a livello degli elementi strutturali a plasticità distribuita attraverso un modello a fibre.

4.1.1 Modelli a non linearità concentrata

I modelli ad inelasticità concentrata provvedono a concentrare tutte le risorse inelastiche nelle cosiddette cerniere plastiche, come precedentemente illustrato: l'elemento finito è di per sé elastico-lineare, ma alle sue estremità (o dove necessario) vengono introdotte delle zone a comportamento non-lineare. Questo tipo di approccio è computazionalmente meno dispendioso rispetto all'approccio a fibre, che viene descritto più avanti; di contro, offre una minore accuratezza nella previsione della risposta non-lineare della struttura.

Tale rappresentazione è comunque "forzata" in quanto a priori non si è in grado di definire questa grandezza dal momento che è in continua evoluzione durante l'analisi.

4.1.2 La modellazione a fibre

Le analisi non-lineari di modelli strutturali tridimensionali sono computazionalmente molto onerose, per cui la proiezione di elementi strutturali tridimensionali in elementi monodimensionali può portare grandi benefici ed economie di calcolo senza compromettere l'accuratezza dei risultati per travi e colonne (Filippou et al., 1997).

Per ovviare all'inconveniente di avere non-linearità concentrate solamente in alcune sezioni dell'elemento, sono stati inventati i cosiddetti modelli "a fibre" che presentano un'inelasticità distribuita sullo sviluppo dell'intero elemento.

Nell'approccio di un modello a plasticità diffusa ogni sezione di un elemento beam viene suddivisa longitudinalmente in un numero discreto di parti, chiamate appunto fibre, deformabili solo assialmente (Fig. 4.1); lo stato tenso-deformativo degli elementi si ottiene attraverso l'integrazione della risposta non-lineare, monoassiale delle singole fibre in cui la sezione è stata discretizzata.

Il comportamento non lineare dell'elemento deriva dalla non-linearità della relazione sforzo-deformazione che si assegna ai materiali delle fibre. Di conseguenza l'affidabilità del risultato analitico dipende anche dall'accuratezza dei modelli adottati per descrivere i materiali. Se il numero delle fibre è sufficientemente elevato, la distribuzione all'interno della sezione delle non-linearità meccaniche dovute ai materiali risulta accuratamente modellata, anche in campo fortemente inelastico, a differenza di un modello a plasticità concentrata.

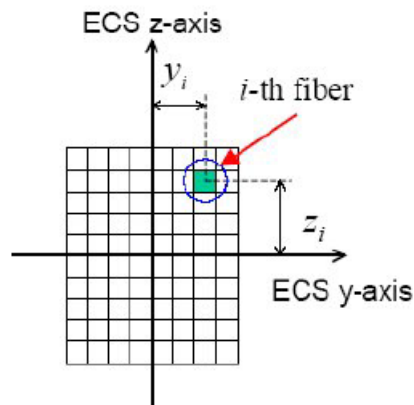


Figura 4.1 Discretizzazione in fibre di una sezione

Esistono due possibili versioni alternative per una modellazione a fibre degli elementi finiti, basate su una formulazione in rigidità o in flessibilità.

La prima rappresenta la metodologia più comunemente utilizzata, in cui il campo delle deformazioni sull'elemento viene ottenuto dagli spostamenti dei nodi di estremità attraverso opportune funzioni interpolanti. In questo tipo di elemento finito, che in letteratura viene chiamato *displacement-based element*, la compatibilità delle deformazioni è dunque assicurata, mentre l'equilibrio delle forze lungo di esso è soddisfatto soltanto quando viene discretizzato in un numero adeguato di elementi finiti. La limitazione fondamentale di un tale approccio è legata alla scarsa precisione nel descrivere comportamenti altamente non-lineari, a causa dell'inadeguatezza nella rappresentazione dell'andamento delle curvature lungo l'elemento.

Nella formulazione in flessibilità, invece, le funzioni di forma vengono utilizzate per descrivere in modo esatto l'andamento delle sollecitazioni sull'elemento in base alle forze nodali, e le funzioni, che riproducono il campo di spostamenti, si modificano nel corso delle analisi in base al diffondersi delle deformazioni inelastiche sulla sua lunghezza. Vale a dire che, mentre l'equilibrio delle forze è sempre soddisfatto, la compatibilità delle deformazioni viene soddisfatta per via integrale. Questo tipo di formulazione dell'elemento finito, che viene chiamato *force-based element*, pur richiedendo un aumento del costo computazionale, assicura, anche nel caso di comportamenti fortemente inelastici, previsioni accurate utilizzando un ridotto numero di elementi finiti. L'impiego di questa seconda tipologia di elementi finiti può però esporre al rischio di un'eccessiva ed irrealistica localizzazione delle deformazioni rispetto ad una modellazione

con elementi formulati in rigidezza. Nel caso si siano adottati materiali con comportamento fortemente degradante dopo il picco di resistenza, questa circostanza può dar luogo a risultati estremamente sensibili alla discretizzazione adottata ed in particolare al numero di punti di integrazione disposti sugli elementi.

È bene precisare che il fenomeno della localizzazione delle deformazioni si manifesta sia sugli elementi formulati in rigidezza, sia su quelli formulati in flessibilità; tuttavia, i maggiori effetti si ritrovano nelle strutture composte da elementi formulati in flessibilità.

Da quanto detto si comprende l'importanza di un'oculata scelta della *mesh*, la quale deve essere sufficientemente fitta per descrivere i comportamenti fortemente non-lineari, ma neanche troppo per evitare il fenomeno della localizzazione delle deformazioni.

Le fibre di un elemento in cemento armato rappresentano tre diversi materiali, come illustrato in Figura 4.2: calcestruzzo non confinato (copriferro), calcestruzzo confinato (all'interno della gabbia di armatura), acciaio d'armatura longitudinale. Le leggi costitutive di questi tre materiali sono riportate di seguito; il calcestruzzo non confinato viene trattato come caso particolare di quello confinato.

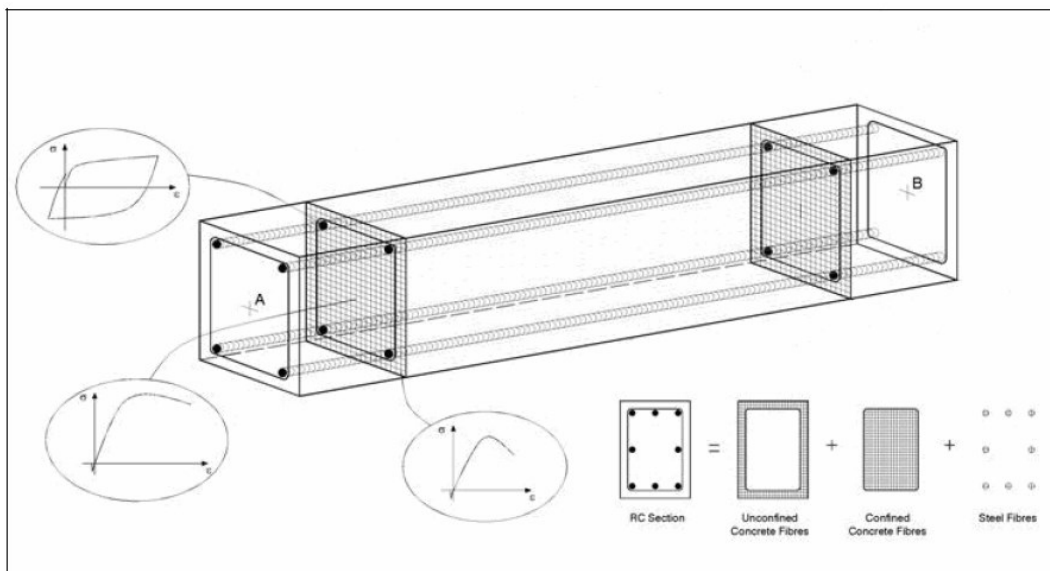


Figura 4.2 Elemento in cemento armato: materiali costituenti la sezione

4.2 Il modello a fibre in MIDAS Gen

Gli elementi a fibre implementati nel codice di calcolo *MIDAS Gen 2021* assumono che le sezioni siano perpendicolari all'asse dell'elemento e si mantengano piane durante l'applicazione dei carichi.

La descrizione dell'elemento segue la formulazione in flessibilità descritta in *Spacone, Filippou, Taucer (1996)*. Per semplicità si illustra il caso uniassiale.

Si consideri quindi un generico elemento di lunghezza L . Le forze nodali sono date dai due momenti M_1 e M_2 e dalla forza assiale N , raccolte nel vettore \underline{P} . Le corrispondenti deformazioni sono le due rotazioni alle estremità θ_1 e θ_2 e l'estensione assiale u raccolte nel vettore \underline{u} .

$$\underline{P} = \begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ N \end{bmatrix} \quad \underline{u} = \begin{bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \\ u \end{bmatrix}$$

Le sollecitazioni all'interno della sezione sono espresse dal vettore $\underline{S}(x)$ e comprendono lo sforzo assiale $N(x)$, il momento flettente $M(x)$, e il taglio $T(x)$.

Parallelamente, il vettore $\underline{\varepsilon}(x)$ rappresenta le corrispondenti deformazioni della sezione, ovvero la deformazione assiale $\varepsilon(x)$, la curvatura $k(x)$ e la deformazione di taglio $\gamma(x)$.

$$\underline{S}(x) = \begin{bmatrix} M(x) \\ N(x) \\ T(x) \end{bmatrix} \quad \underline{\varepsilon}(x) = \begin{bmatrix} k(x) \\ \varepsilon(x) \\ \gamma(x) \end{bmatrix}$$

Applicando il Principio dei lavori virtuali, si può scrivere:

$$\delta \underline{P}^T \underline{u} = \int_0^L \delta \underline{S}(x)^T \underline{\varepsilon}(x) dx$$

Basandosi su una formulazione in flessibilità, le sollecitazioni $\underline{S}(x)$ possono essere espresse in funzione delle forze nodali \underline{P} attraverso un operatore di interpolazione (funzione di forma) $\underline{N}_P(x)$, assicurando l'equilibrio.

$$\underline{N}_P(x) = \begin{bmatrix} \frac{x}{L} - 1 & \frac{x}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ -\frac{1}{L} & -\frac{1}{L} & 0 \end{bmatrix}$$

per cui:

$$\underline{S}(x) = \underline{N}_P(x) \underline{P}$$

L'equazione di legame costitutivo per la sezione viene espressa da:

$$\underline{\varepsilon}(x) = \underline{f}(x) \underline{S}(x)$$

Il termine $\underline{f}(x)$ rappresenta la matrice di flessibilità e dipende dal modello di sezione utilizzato per il materiale.

Sostituendo nel Principio dei Lavori Virtuali le soluzioni ottenute prima per $\underline{S}(x)$ e $\underline{\varepsilon}(x)$ e semplificando $\delta \underline{P}^T$, si ottiene:

$$\delta \underline{P}^T \underline{u} = \int_0^L \delta \underline{P}^T \underline{N}_P^T(x) \underline{f}(x) \underline{N}_P(x) \underline{P} dx \Rightarrow \underline{u} = \int_0^L \underline{N}_P^T(x) \underline{f}(x) \underline{N}_P(x) \underline{P} dx \Rightarrow \underline{u} = \underline{F} \underline{P}$$

dove \underline{F} è la matrice di flessibilità dell'elemento:

$$\underline{F} = \int_0^L \underline{N}_P^T(x) \underline{f}(x) \underline{N}_P(x) dx$$

Questa equazione è formalmente identica a quella dell'elemento beam secondo Eulero-Bernoulli, ma sono diverse le funzioni di interpolazione delle forze, le forze nella sezione e la flessibilità della sezione. Nel modello a fibre le caratteristiche geometriche sono indicate lungo le direzioni y e z nel sistema di riferimento relativo all'elemento beam (ECS). Il legame costitutivo della sezione non è specificato, ma segue il legame uniassiale di sforzo-deformazione del materiale di cui sono composte le varie fibre.

La modellazione a fibre è applicabile solo ad elementi beam, per cui interesserà solo le travi e i pilastri del telaio.

Midas Gen associa a ciascun elemento, con assegnata la propria sezione a fibre, una cerniera distribuita a comportamento non lineare, le cui caratteristiche di rigidezza sono calcolate in automatico dal programma sulla base della geometria della sezione a fibre. Quindi ogni volta che un elemento subirà un cambio di geometria nella sezione, di quantità di armatura o di altro genere dovrà essere assegnata una diversa tipologia di sezione a fibre.

4.3 Legami costitutivi

Come già anticipato, il comportamento non lineare dell'elemento deriva dalla non-linearità della relazione sforzo-deformazione che si assegna ai materiali delle fibre. Di conseguenza l'affidabilità del risultato analitico dipende anche dall'accuratezza dei modelli adottati per descrivere i materiali.

Il codice di calcolo MIDAS\Gen mette a disposizione diversi legami costitutivi per i materiali. Per quanto riguarda gli elementi in cemento armato, le sezioni sono composte da due materiali: calcestruzzo e acciaio. Per il calcestruzzo si adotterà il modello di Kent & Park, mentre per l'acciaio il modello Menegotto-Pinto.

4.3.1 Calcestruzzo: modello Kent & Park

L'utilizzo di legami che tengano conto del contributo del solo calcestruzzo si dimostrano validi solo nei casi di carichi ciclici che sottopongano la sezione a leggere sollecitazioni. In caso invece di sollecitazioni cicliche maggiori, le prove sperimentali hanno potuto confermare come sia il confinamento della sezione a dare il maggior contributo. Per questo si deve quindi far riferimento ad un modello più raffinato che tenga conto anche di questo contributo. Il modello di Kent e Park (1973) e in seguito esteso da Scott et al. (1982) si rivela adatto allo scopo. Inoltre, tale modello non tiene in considerazione il modesto contributo a trazione offerto dal calcestruzzo.

Il legame è illustrato in Figura 4.3 ed è definito dalle seguenti relazioni:

$$\begin{aligned} \text{per } \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \quad \sigma_c &= K \cdot f_c' \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \\ \text{per } \varepsilon_c > \varepsilon_0 \quad \sigma_c &= K \cdot f_c' \cdot [1 - Z \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_0)] \geq 0,2 \cdot f_c' \end{aligned}$$

dove:

σ_c : sforzo nella fibra di calcestruzzo;

ε_c : deformazione nella fibra di calcestruzzo;

ε_0 : deformazione per sforzo massimo;

$$\varepsilon_0 = 0,002 \cdot K$$

ε_u : deformazione ultima (per sezione rettangolare confinata da staffe)

$$\varepsilon_u = 0,004 + 0,9 \cdot \rho_s \cdot \left(\frac{f_{yh}}{300} \right)$$

K : fattore di aumento della resistenza dovuta al confinamento laterale

$$K = 1 + \frac{\rho_s \cdot f_{yh}}{f_c'}$$

Z: pendenza del ramo di softening

$$Z = \frac{0,5}{\frac{3 + 0,9 \cdot f_c'}{145 \cdot f_c' - 1000} + 0,75 \cdot \rho_s \cdot \sqrt{\frac{h'}{s_h}} - 0,002 \cdot K}$$

f_c' : resistenza cilindrica a compressione

f_{yh} : resistenza a snervamento delle staffe

ρ_s : percentuale geometrica delle staffe

$$\rho_s = \frac{V_h}{V_{cc}}$$

V_h : volume delle staffe

V_{cc} : volume del nucleo di calcestruzzo confinato

h' : larghezza del nucleo di calcestruzzo (lato più lungo della sezione)

s_h : spaziatura verticale tra le staffe

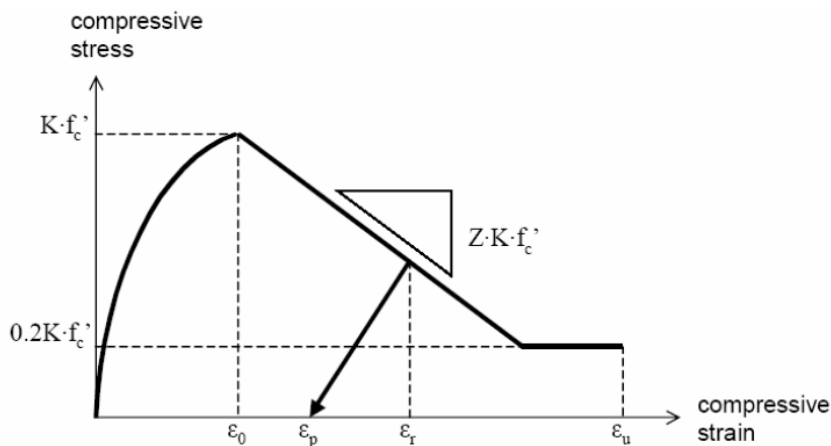


Figura 4.3 Diagramma teorico sforzo-deformazione secondo Kent & Park

Il percorso di scarico, fino al punto $(\varepsilon_p, 0)$ dell'asse delle deformazioni è definito dalle equazioni seguenti:

$$\begin{aligned} \text{per } \left(\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_0}\right) < 2 & \quad \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_0} = 0,145 \cdot \left(\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_0}\right)^2 + 0,13 \cdot \left(\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_0}\right) \\ \text{per } \left(\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_0}\right) \geq 2 & \quad \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_0} = 0,707 \cdot \left(\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_0} - 2\right) + 0,834 \end{aligned}$$

dove:

ε_r : deformazione all'inizio dello scarico

ε_p : deformazione al punto finale dello scarico

Una volta raggiunto il punto $(\varepsilon_p, 0)$, lo scarico prosegue fino all'origine seguendo l'asse delle ascisse.

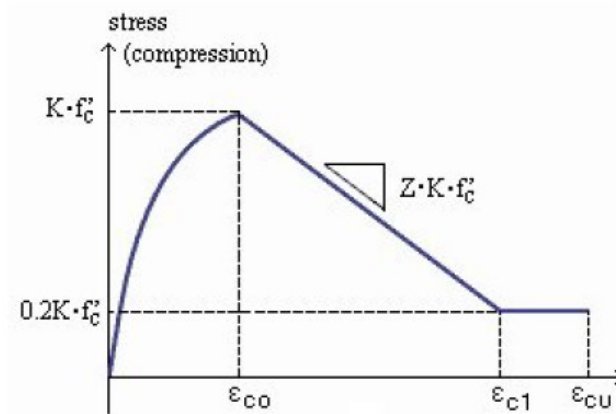


Figura 4.4 Diagramma di input sforzo-deformazione per il legame Kent & Park in MIDAS/Gen

Il modello inserito nel codice di calcolo *MIDAS Gen 2021* è del tutto analogo a quello descritto fino ad ora; il programma richiede che vengano fissati dall'utente i seguenti parametri:

- ε_0 : deformazione per sforzo massimo;
- K : fattore di aumento della resistenza dovuta al confinamento laterale;
- Z : pendenza del ramo di softening;
- f'_c : resistenza cilindrica a compressione;
- ε_u : deformazione ultima.

Per quest'ultima, il software impone la seguente condizione:

$$\varepsilon_u \geq \varepsilon_{c1} = \frac{0,8}{Z} + \varepsilon_{c0}$$

dove ε_{c1} è la deformazione del calcestruzzo al 20% di f'_c .

Come già anticipato, nella modellazione di una sezione di calcestruzzo possono comparire diversi materiali che pur essendo nella realtà riferiti allo stesso materiale per esigenze di calcolo avranno ciascuna un valore di K (fattore di confinamento) diverso in relazione alla quantità di armatura di confinamento presente.

4.3.2 Acciaio: modello Menegotto-Pinto

Il comportamento non-lineare per l'acciaio da armatura utilizzato è quello elaborato da Menegotto e Pinto (1973) e modificato in seguito da Filippou et al. (1983), che include la deformazione isotropa per incrudimento (Figura 4.5). Il modello è stato utilizzato nel corso degli anni e si è sempre dimostrato molto efficiente restituendo valori in accordo con i risultati sperimentali di barre per armatura soggette a carico ciclico.

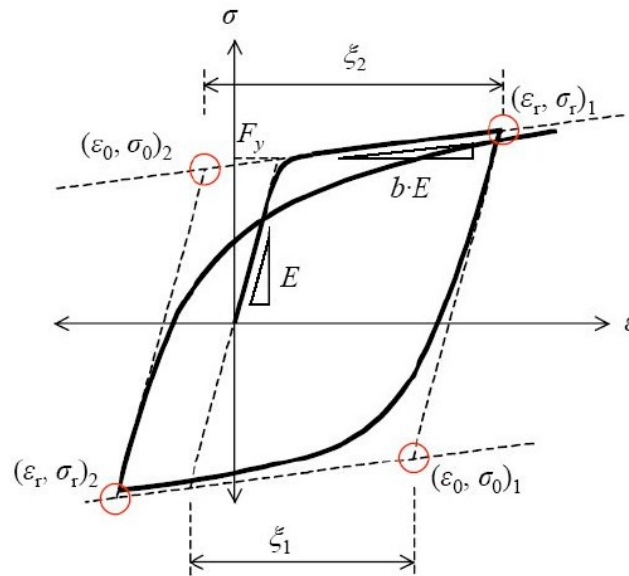


Figura 4.5 Diagramma teorico sforzo-deformazione per il modello Menegotto-Pinto

Il legame costitutivo è espresso dalla seguente relazione:

$$\sigma^* = b \cdot \varepsilon^* + \frac{(1-b) \cdot \varepsilon^*}{(1 + \varepsilon^{*R})^{\frac{1}{R}}}$$

in cui:

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad \varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad R = R_0 - \frac{a_1 \cdot \xi}{a_2 + \xi}$$

σ : sforzo nella fibra di acciaio;

ε : deformazione della fibra di acciaio

$(\varepsilon_r, \sigma_r)$: punto di scarico, assunto pari a (0, 0) nello stato elastico iniziale;

$(\varepsilon_0, \sigma_0)$: intersezione dei due asintoti che definisce il percorso di carico-scarico;

b : fattore di riduzione della rigidezza;

ξ : differenza tra il massimo valore di deformazione nella direzione di carico/scarico e ε_0 (valore assoluto);

R_0, a_1, a_2 : costanti.

I valori delle costanti utilizzate sono quelli ricavati da Filippou et al. (1983):

$$R_0 = 20 \quad a_1 = 18,5 \quad a_2 = 0,15$$

L'incrudimento è definito mediante il rapporto di sovraresistenza, ovvero il rapporto tra la tensione a rottura f_t e la tensione allo snervamento f_y :

$$1,15 \leq k = \frac{f_t}{f_y} \leq 1,35$$

Lo stato di snervamento è rappresentato dalla tensione di snervamento f_y e dal corrispondente valore di deformazione ε_{sy} , espresso attraverso la legge di Hooke:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_y}{E_1}$$

Il ramo plastico incrudente è definito dal rapporto E_2/E_1 tra i moduli elastici rispettivamente del tratto plastico e di quello elastico. In particolare, il modulo del ramo plastico viene ottenuto con la seguente espressione:

$$E_2 = \frac{f_t - f_y}{\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{sy}}$$

Il punto di rottura viene definito dalla tensione a rottura f_t e dalla rispettiva deformazione ε_{sm} , ovvero la massima deformazione tollerabile per l'acciaio.

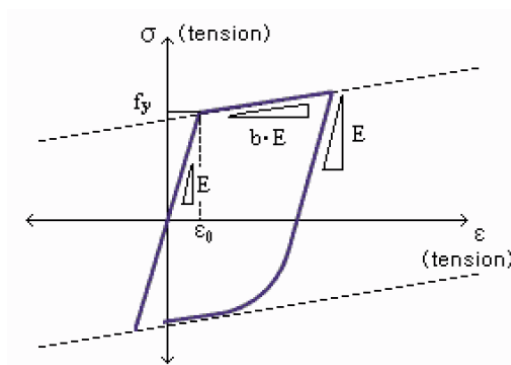


Figura 4.6 Diagramma di input sforzo-deformazione per il legame Menegotto-pinto in MIDAS/Gen

In particolare, per definire il modello nel codice di calcolo utilizzato sono richiesti questi tre parametri:

- f_y : valore di snervamento dell'acciaio da armatura;
- E : modulo di elasticità;
- b : fattore di riduzione della rigidezza dopo lo snervamento.

Capitolo 5

CAMPAGNE SPERIMENTALI DI RIFERIMENTO

Prima di procedere con lo studio e lo svolgimento di analisi su modelli tridimensionali complessi, è stata condotta una fase di calibrazione sul software MIDAS Gen sulla base della campagna sperimentale a disposizione. In particolare, la calibrazione riguarderà sia i telai nudi, necessaria per definire correttamente le caratteristiche non lineari degli elementi del telaio (travi e pilastri), che i telai tamponati, per calibrare la tamponatura.

Gli studi sperimentali sono stati condotti dall'Università di Pavia, *Calvi e Bolognini (2001)*, e dall'Università di Padova, *Minotto et al. (2020)*. Le prove effettuate dalle due Università fanno riferimento a murature in laterizio e a telai differenti; *Calvi e Bolognini* hanno effettuato dei test su telai 1x1 RC tamponati con pannelli URM, ovvero con pareti in muratura non rinforzata, mentre *Minotto et al.* hanno eseguito dei test su telai 1x1 RC tamponati con pannelli rinforzati (RBB, F, FB), meglio descritti nei paragrafi seguenti.

5.1 Gli studi di Calvi e Bolognini e i tamponamenti URM

La tipologia "URM" è stata definita sulla base della muratura utilizzata per le ricerche sperimentali da *Calvi & Bolognini*, professori dell'Università di Pavia: si tratta di una tamponatura "leggera" realizzata con deboli unità in muratura di argilla, con dimensioni 420 x 275 cm (altezza x lunghezza) e spessore 13,5 cm. Lo spessore indicato deriva dall'associazione dello spessore degli elementi di laterizio (11,5 cm) e dell'intonaco (1 cm per ogni lato). La loro ricerca è focalizzata sulla risposta sismica di telai in c.a. tamponati con pannelli in muratura, secondo le tradizionali tecniche costruttive utilizzate nei Paesi a rischio sismico dell'Europa meridionale.

La campagna delle prove è stata condotta su telai tamponati a un piano in singola campata, riprodotti in scala reale di dimensioni globali pari a 450 x 300 cm per tutti i campioni.

Tutti i test sono stati eseguiti applicando dapprima due carichi verticali sulle colonne, al fine di simulare la presenza dei piani superiori, mentre sulle travi non è stato posto alcun carico. Il carico verticale totale è mantenuto costante durante tutta l'analisi, fatta eccezione per la distribuzione degli sforzi dovuti all'applicazione delle forze orizzontali. I test *nel piano* sul telaio nudo (*bare frame*) sono stati eseguiti applicando cicli di spostamenti orizzontali, secondo un prefissato *drift* compreso tra 0,1% e 3,6% (tre cicli per ogni target) e misurando i parametri attraverso dei trasduttori.

I test sul telaio tamponato consistevano invece in spostamenti IP ciclici quasi statici, con un livello di drift incrementale, e un carico OOP monotono applicato nel caso di drift IP nullo e dello 0,4%.

Nelle seguenti figure si riporta il telaio UniPV con le indicazioni delle dimensioni e delle armature presenti.

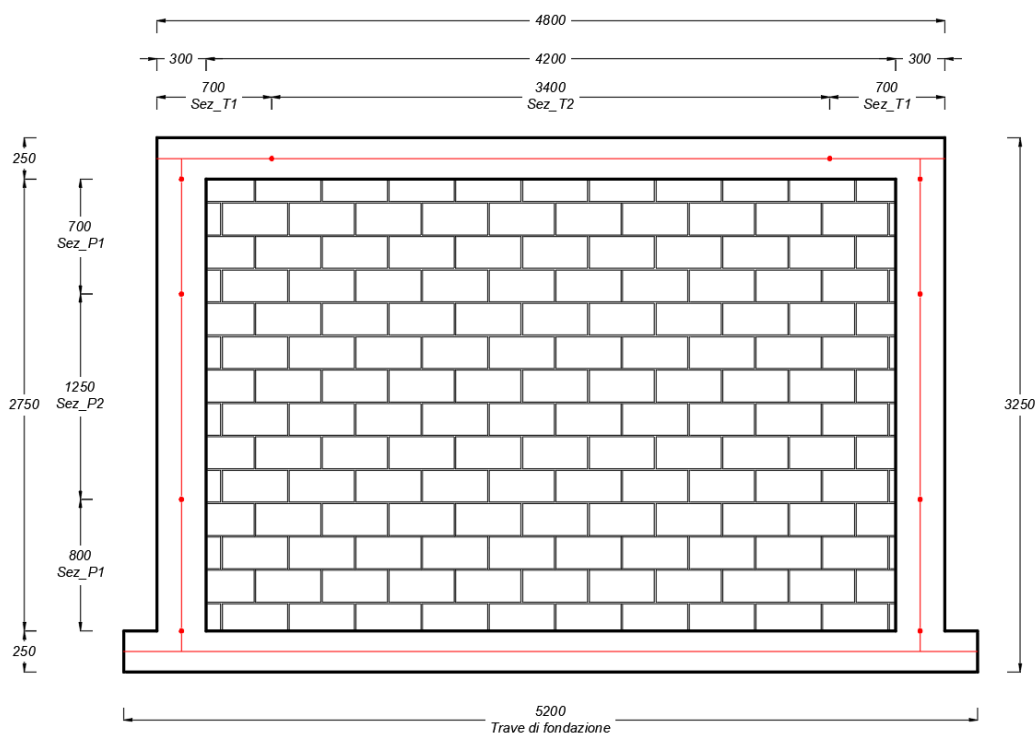


Figura 5.1. Rappresentazione del telaio UniPV con tamponatura URM

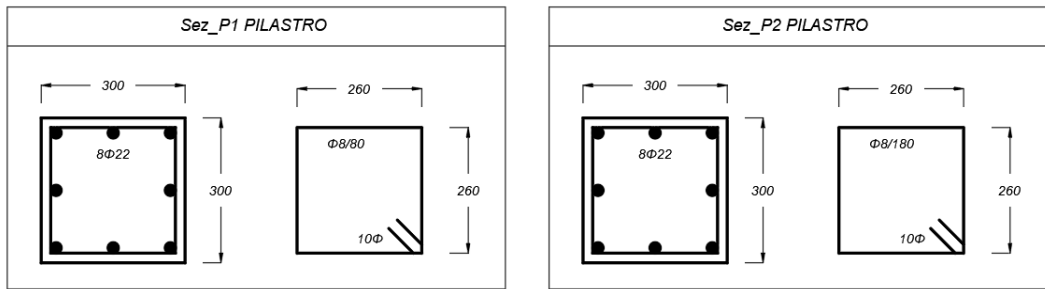


Figura 5.2 Dettagli costruttivi pilastro UniPV

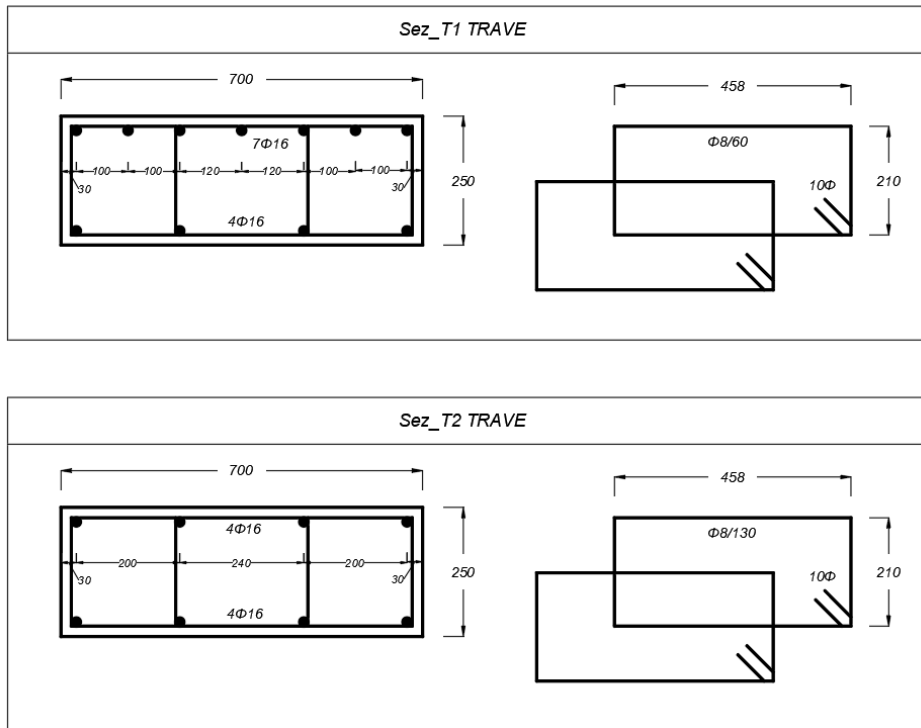


Figura 5.3. Dettagli costruttivi trave UniPV

In tabella si riportano tutte le informazioni sul telaio e la tamponatura studiati da Calvi e Bolognini.

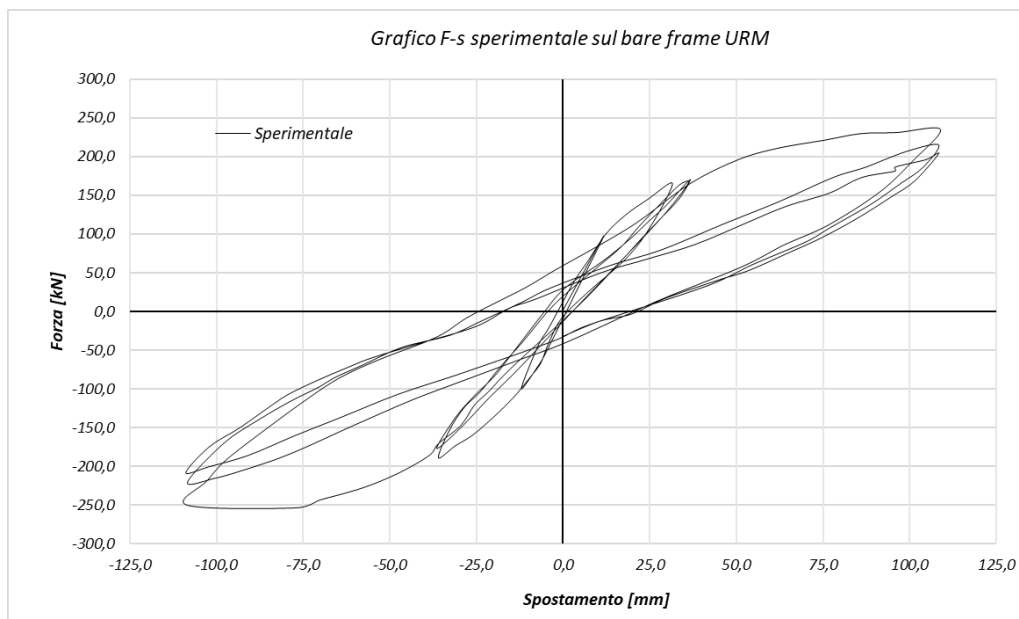
Caratteristiche geometriche e meccaniche telaio tamponato Pavia (URM)		
TELAIO		
Tipo di calcestruzzo: C25/30	f_c [Mpa]	25,00
Barre d'armatura: B500B	f_y [Mpa]	500,00
Sezione colonna	$b \times h$ [mm x mm]	300 x 300
Sezione trave sup.	$b \times h$ [mm x mm]	700 x 250
Armatura longitudinale colonna	8 ϕ 22	
Armatura trasversale colonna: zona confinata; zona non confinata	1 ϕ 8/8 cm ; 1 ϕ 8/18 cm	
Armatura longitudinale trave: appoggio; campata	7+4 ϕ 16 ; 4+4 ϕ 16	
Armatura trasversale trave: zona confinata; zona non confinata	1 ϕ 8/6 cm ; 1 ϕ 8/13 cm	

Caratteristiche geometriche e meccaniche telaio tamponato Pavia (URM)		
TAMPONATURA		
Lunghezza muratura	L_w [mm]	4200
Altezza muratura	h_i [mm]	2750
Spessore pannello	t_w [mm]	115 (+20)
Dimensioni singolo blocco	$b \times h \times s$ [mm x mm x mm]	245 x 245 x 115
Resistenza a compressione	f_m [Mpa]	1,1
Modulo elastico	E_m [Mpa]	1873

5.1.1 Risultati delle prove sperimentali sul bare frame

La storia di spostamento applicata al telaio nudo nelle prove eseguite da Calvi e Bolognini consiste in quattro step di spostamento (2,50 mm; 12,00 mm; 35,50 mm; 108,00 mm) sino ad un drift massimo in piano del 3,6%. Ogni step è composto da tre cicli completi. La storia è applicata al nodo superiore del pilastro sinistro e viene valutata la forza necessaria ad ottenere un certo valore di spostamento.

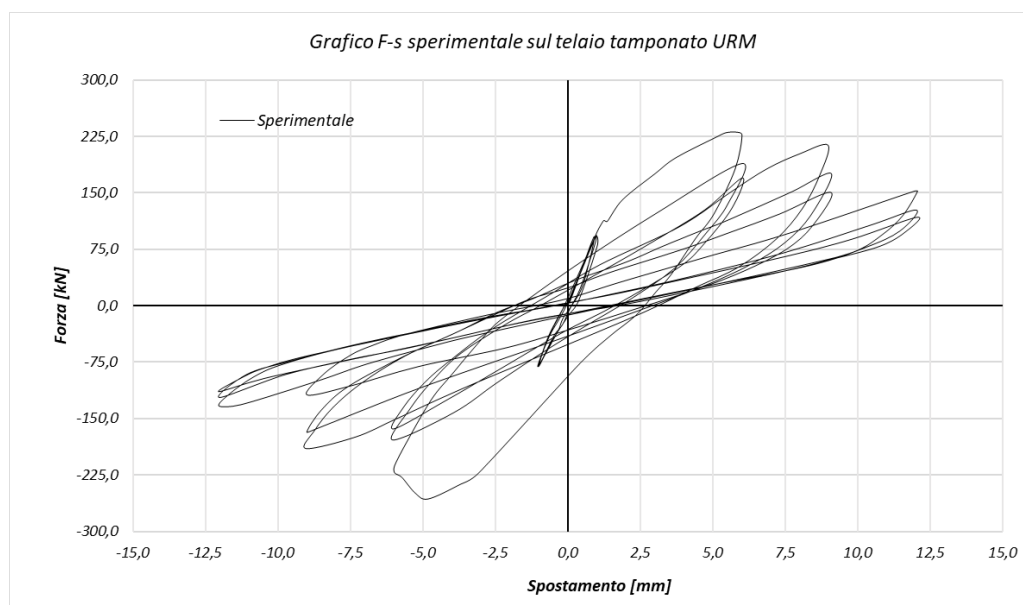
In questo modo gli autori sono in grado di costruire la curva Forza-spostamento in sommità che viene proposta nella seguente figura.



5.1.2 Risultati sul telaio tamponato

Come per il telaio nudo, anche la storia di spostamento su quello tamponato nelle prove eseguite da Calvi e Bolognini consta di quattro step di spostamento (1,00 mm; 6,00 mm; 9,00 mm; 12,00 mm) sino ad un drift massimo in piano dello 0,4%. Ogni step è composto da tre cicli completi.

Misurando la forza necessaria a spostare la struttura di una certa quantità, gli autori hanno ottenuto il seguente grafico.



Rispetto al telaio nudo, si può osservare in questo caso una riduzione della resistenza della struttura. Per effetto degli spostamenti ciclici e dei valori elevati di tali spostamenti, la muratura di tamponamento si danneggia e offre un contributo via via minore all'aumentare dello spostamento applicato. È evidente, infatti, che per ottenere uno spostamento di 12,00 mm (4° step della storia) sia necessaria una forza di circa 150 kN, mentre per raggiungere uno spostamento di 6,00 mm (2° step) sia necessaria una forza maggiore (circa 230 kN).

Si osserva inoltre un importante degrado all'interno del singolo step ovvero picchi di forza e rigidità (pendenza curva di carico) decrescenti tra un ciclo e il successivo a parità di spostamento applicato. Per un determinato valore di spostamento laterale, la tamponatura offre un certo contributo che diviene via via minore durante i cicli di carico e scarico.

5.2 I tamponamenti FRM/TRM dell'Università di Padova

Le tipologie di murature di tamponamento spiegate nel presente paragrafo fanno riferimento a una recente campagna sperimentale (*Minotto et al.*) condotta presso il laboratorio dell'Università di Padova. Si tratta di prove eseguite su campioni di telai tamponati RC ad un piano in singola campata su scala reale di dimensioni globali 445 x 300 cm. I tamponamenti sono stati realizzati con mattoni in laterizio aventi fori orizzontali (percentuali di fori del 60%) e dimensioni di 250 x 250 x 120 mm. Il singolo muro presenta dunque un'altezza di 265 cm e lunghezza di 415 cm ed è stato ottenuto con giunti sia orizzontali (spessore 12 mm) che verticali (spessore 8,8 mm), interamente riempiti con malta di classe dichiarata M5.

Ciascuna parete di tamponamento presenta uno spessore di 150 mm, derivante dall'associazione dello spessore degli elementi in laterizio (120 mm) e dell'intonaco (15 mm per facciata).

Sono stati creati otto campioni ed eseguite prove su di essi, rinforzati con tre soluzioni differenti, identificate come *F*, *FB*, *RBB*. Il dettaglio di ciascuna soluzione di rinforzo è mostrato in Figura 5.4 e spiegato di seguito.

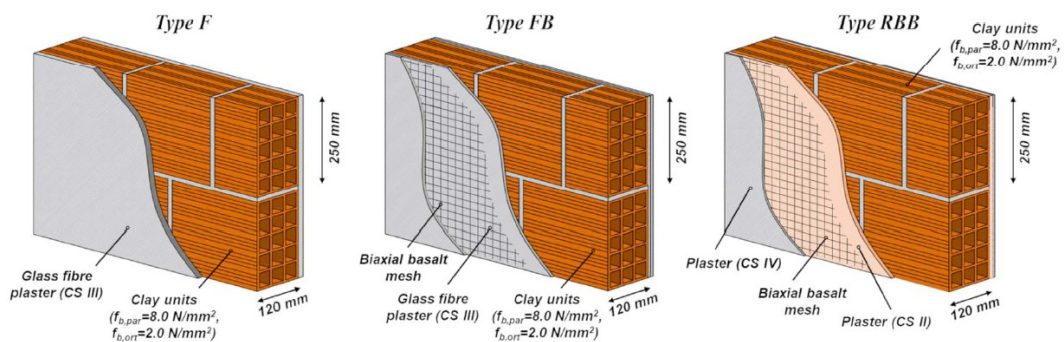


Figura 5.4. Soluzioni rinforzate (F, FB, RBB)

- *Tipo di rinforzo F (fiber plaster):* è caratterizzato da uno strato di 15 mm di FRP (*fiber reinforced plaster*); trattasi di un intonaco a base di calce idraulica naturale contenente fibre di vetro resistenti agli alcali (AR) e alla corrosione, ad alto contenuto (oltre il 16%) di ossido di zirconio. L'intonaco è di classe CS III (EN 998-1), con una resistenza caratteristica a compressione del a 28 giorni di 5,0 Mpa ed è stato applicato su entrambi i lati della parete, direttamente sulla superficie della muratura grezza, senza alcuna rete tessile di rinforzo.
- *Tipo di rinforzo FB (fiber plaster and basalt mesh):* è caratterizzato dallo stesso tipo di intonaco utilizzato per la soluzione F. L'unica differenza è che nei due strati esterni di intonaco, ciascuno di 15 mm di spessore, è stata annegata una rete bidirezionale, costituita da fibre di basalto alcali-resistenti. Come il precedente tipo di rinforzo, l'intonaco è stato applicato sulla superficie grezza della muratura.
- *Tipo di rinforzo RBB (render, basalt mesh and helicoidal bars):* è composto da un primo strato di 10 mm di intonaco di bassa qualità applicato direttamente sulla superficie grezza della muratura per simulare la presenza di un intonaco preesistente. Sul primo è applicato un secondo strato di 5 mm di intonaco livellante di alta qualità e resistente, con interposizione della già citata rete bidirezionale in fibre di basalto. Essendo applicata su uno strato di intonaco povero, la soluzione RBB è stata collegata meccanicamente alla trave superiore del telaio RC per mezzo di otto tiranti elicoidali in acciaio inossidabile $\phi 8$ mm. Nelle altre soluzioni, si è deciso di affidarsi esclusivamente all'aderenza dell'intonaco fibro-rinforzato.

Tutti i test sono stati eseguiti applicando dapprima due carichi verticali sulle colonne (pari a 200 kN ciascuno), al fine di simulare la presenza dei piani superiori; tale carico è stato mantenuto costante durante l'intera fase di prova.

I test *nel piano* sul telaio nudo (*bare frame*) sono stati eseguiti applicando cicli di spostamenti orizzontali. In particolare, per i telai "ospitanti" le soluzioni di rinforzo *F* e *RBB* sono stati eseguiti due cicli interi a spostamento di 13,5 mm e un successivo ciclo a 27,0 mm; per i telai "ospitanti" la soluzione di rinforzo *FB*, l'ultimo ciclo raggiunge uno spostamento di 33,0 mm.

I test sul telaio tamponato consistevano invece in spostamenti IP ciclici quasi statici, con un livello di drift incrementale sino allo 0,5% per la tipologia di rinforzo *FB* e 1,2% per le tipologie di rinforzo *F* e *RBB*.

In ogni caso, la misurazione degli spostamenti IP è stata conseguita per mezzo di undici trasduttori potenziometrici e un trasduttore magnetostrittivo.

Nelle seguenti figure si riporta il telaio UniPD con le indicazioni delle dimensioni e delle armature presenti.

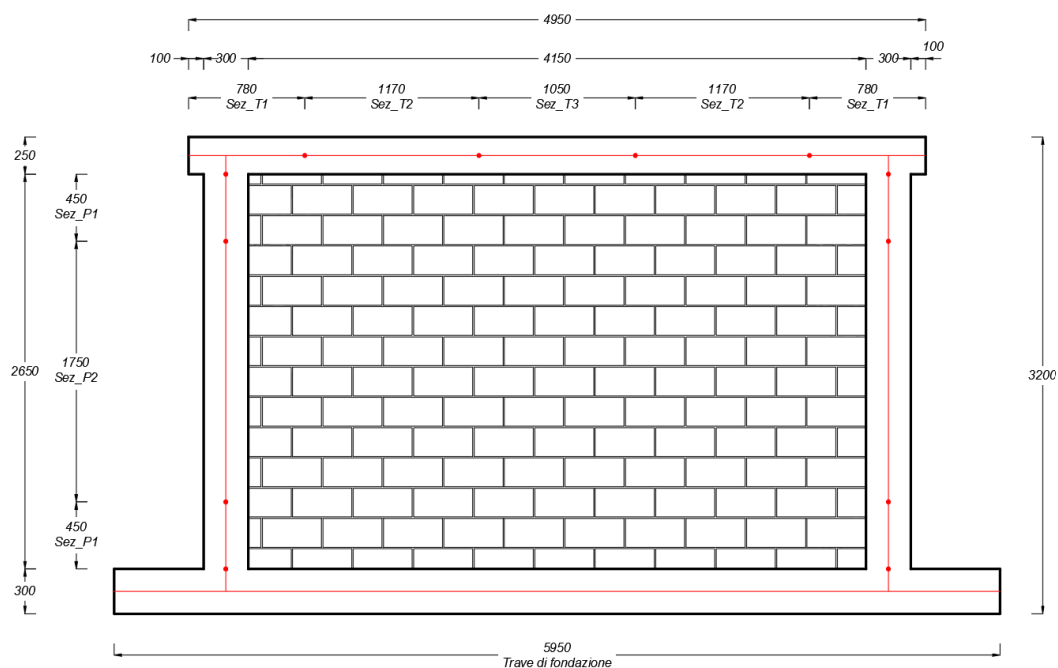


Figura 5.5. Rappresentazione del telaio UNIPD (F, FB, RBB)

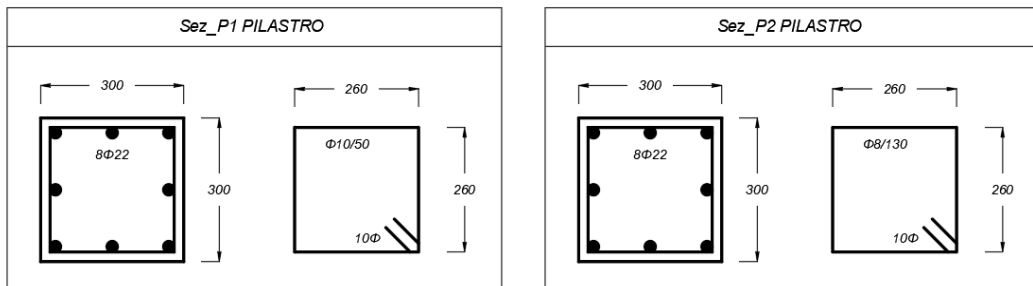


Figura 5.6. Dettagli costruttivi pilastro UNIPD

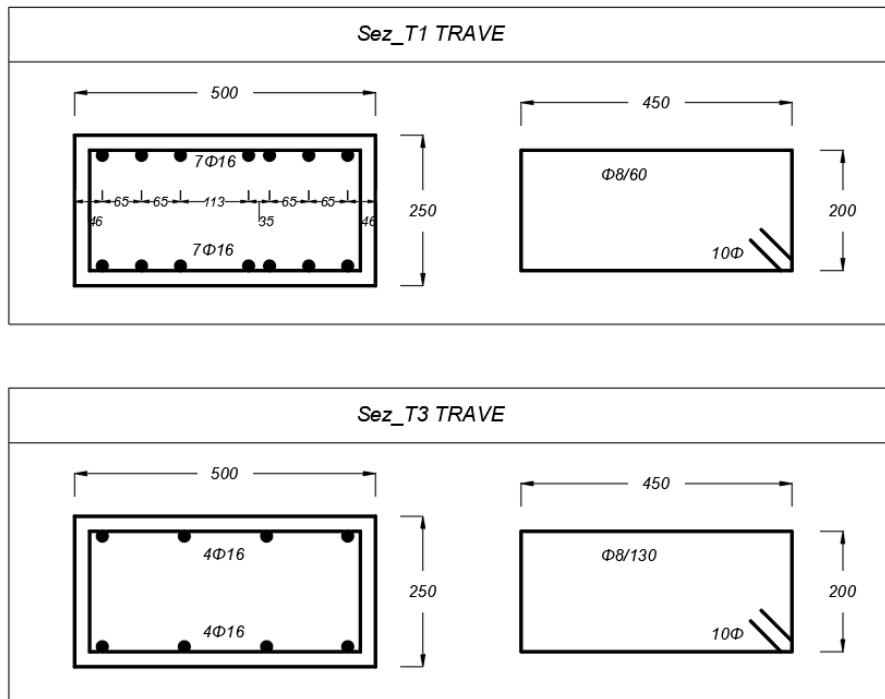


Figura 5.7 Dettagli costruttivi trave UNIPD

In tabella si riportano tutte le informazioni sul telaio e la tamponatura studiati dall'Università di Padova.

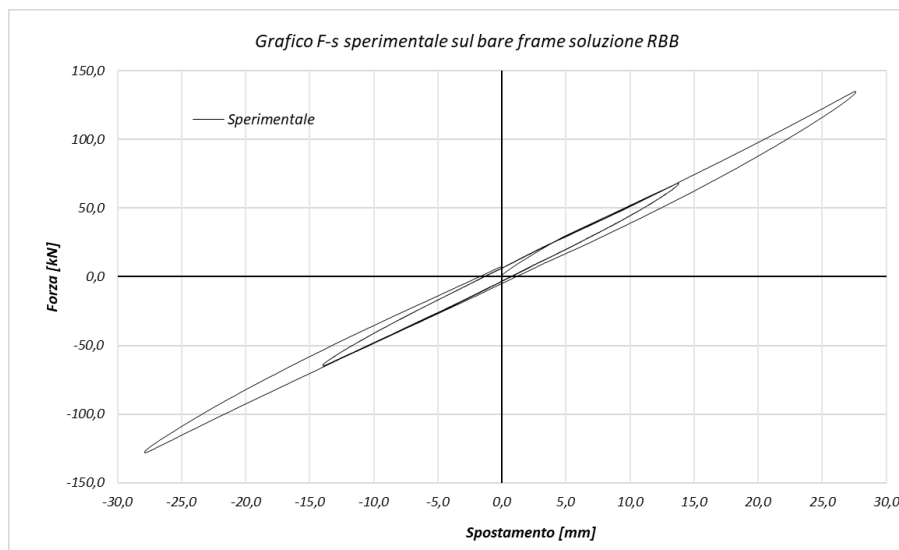
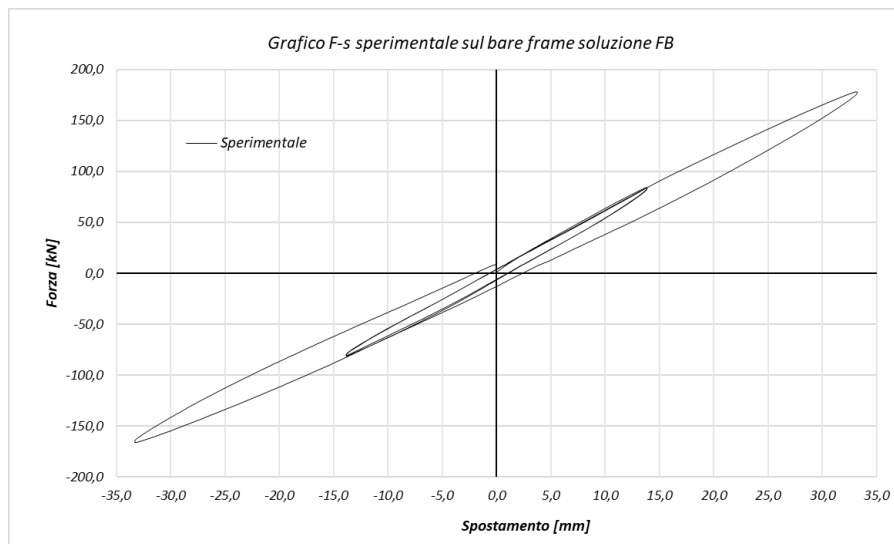
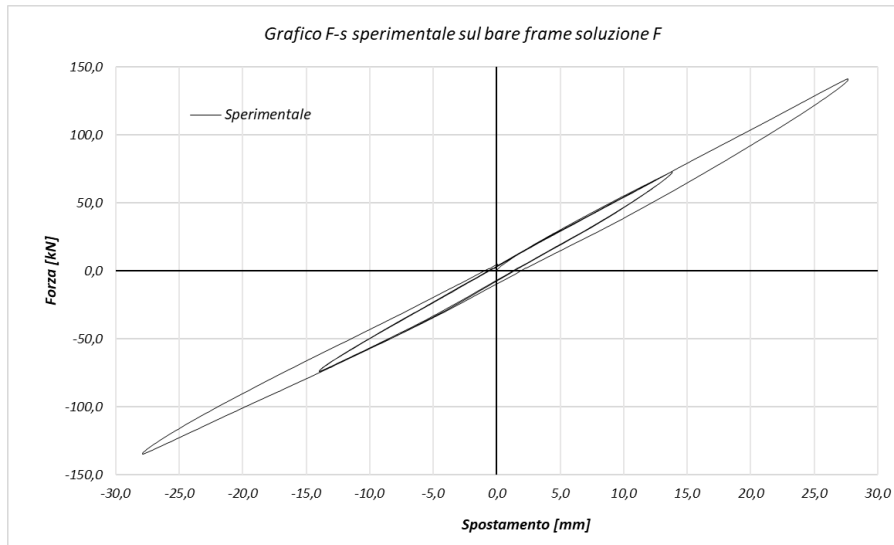
Caratteristiche geometriche e meccaniche telaio tamponato Padova (F, FB, RBB)		
TELAIO		
Tipo di calcestruzzo: C25/30	f_c [Mpa]	25,00
Barre d'armatura: B450C	f_y [Mpa]	450,00
Sezione colonna	$b \times h$ [mm x mm]	300 x 300
Sezione trave sup.	$b \times h$ [mm x mm]	500 x 250
Armatura longitudinale colonna	8 ϕ 22	
Armatura trasversale colonna: zona confinata; zona non confinata	1 ϕ 10/5 cm ; 1 ϕ 8/13 cm	
Armatura longitudinale trave: appoggio; campata	7+7 ϕ 16 ; 4+4 ϕ 16	
Armatura trasversale trave: zona confinata; zona non confinata	1 ϕ 8/6 cm ; 1 ϕ 8/13 cm	

Caratteristiche geometriche e meccaniche telaio tamponato Padova (F, FB, RBB)		
TAMPONATURA		
Lunghezza muratura	L_w [mm]	4150
Altezza muratura	h_i [mm]	2650
Spessore pannello	t_w [mm]	120 (+30)
Dimensioni singolo blocco	$b \times h \times s$ [mm x mm x mm]	250 x 250 x 120
Resistenza a compressione	f_m [Mpa]	2,8 / 2,8 / 2,9
Modulo elastico	E_m [Mpa]	4752 / 4752 / 4777

5.2.1 Risultati delle prove sperimentali sul bare frame

La storia di spostamento applicata ai telai nudi nelle prove eseguite dall'Università di Padova consiste in tre cicli di spostamento, due sino a 13,50 mm e il terzo a 27,00 mm per quanto concerne le soluzioni *F* e *RBB*, con quest'ultimo ciclo che si spinge sino a 33,00 per la soluzione *FB*.

Attraverso la strumentazione opportunamente collocata sulla struttura costruita, si è in grado di ricavare la curva Forza-spostamento in sommità che viene proposta nella seguente figura per i tre telai analizzati.



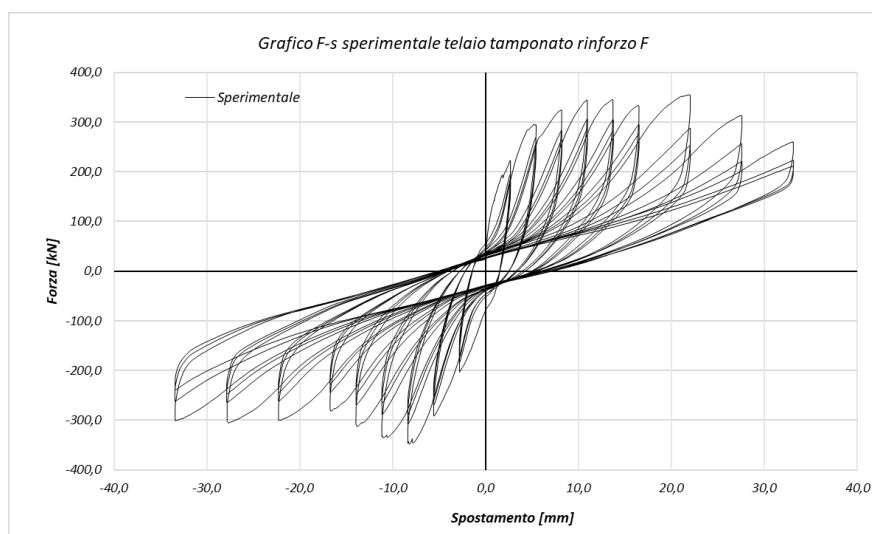
Dall'osservazione dei grafici precedentemente riportati, si evince che in tutti e tre i casi studiati (*F*, *FB*, *RBB*), per i valori di spostamento applicati, il telaio rimane in campo elastico lineare. Questo è facilmente intuibile dal fatto che i primi due cicli (spostamento di 13,00 mm) si sovrappongono perfettamente e che tutti e tre le curve di carico presentano la stessa rigidezza.

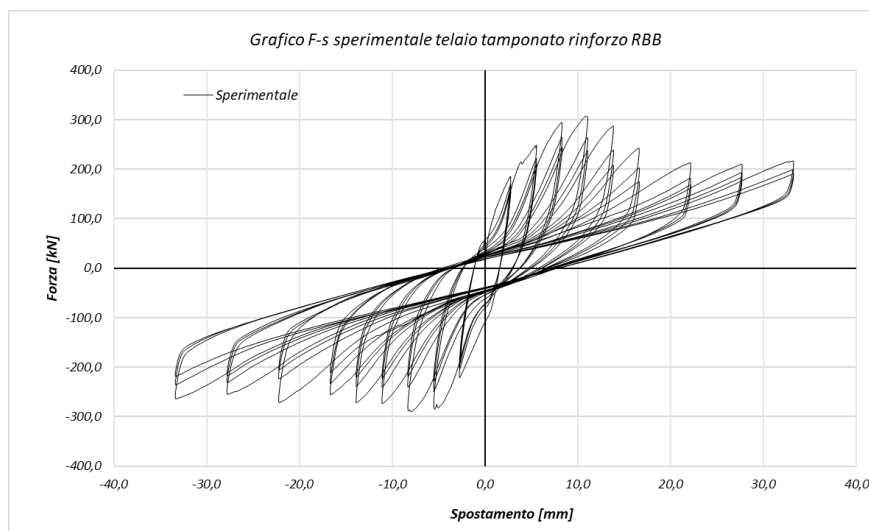
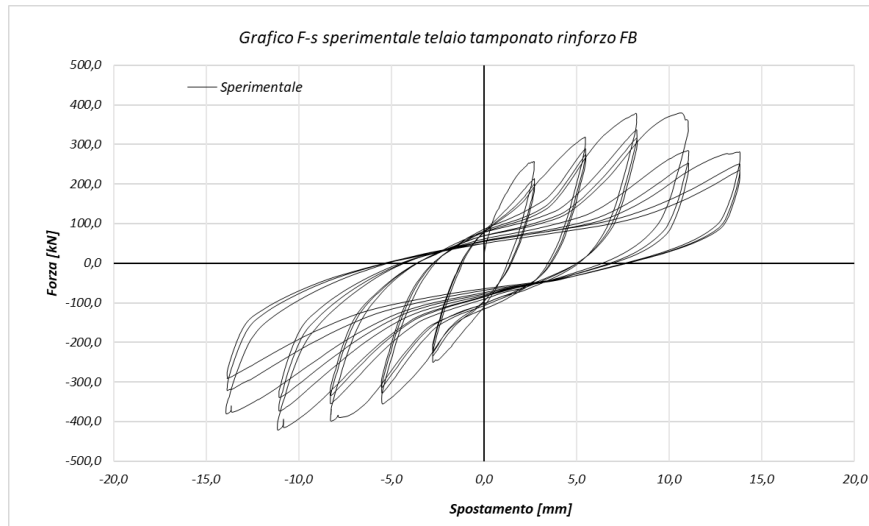
5.2.2 Risultati sul telaio tamponato

La storia di spostamento applicata nei test sperimentali condotti dall'Università di Padova risulta diversa a seconda del tipo di rinforzo impiegato. In ogni caso consiste spostamenti ciclici di ampiezza crescente (multipla di 2,75 mm) che si ripetono tre volte per ciascuna ampiezza:

- Tipo di rinforzo *F* e *RBB*: gli spostamenti impressi, via via crescenti a cicli fino a un drift interpianto del 1,2%, sono i seguenti:
2,75 mm / 5,50 mm / 8,25 mm / 11,00 mm / 13,75 mm / 16,50 mm / 22,00 mm / 27,50 mm / 33,00 mm;
- Tipo di rinforzo *FB*: gli spostamenti impressi, via via crescenti a cicli fino a un drift interpianto dello 0,5%, sono i seguenti:
2,75 mm / 5,50 mm / 8,25 mm / 11,00 mm / 13,75 mm.

I risultati in termini di Forza-spostamento sono riportati nei seguenti grafici.





Come si può notare nei grafici precedentemente proposti, i cicli di isteresi non sono completamente simmetrici a causa di un danno non simmetrico sui cicli di scarico. L'esecuzione di tre cicli di carico per ogni livello di spostamento consente di caratterizzare la risposta iniziale del provino dopo l'accumulo di danni e di verificare la stabilità della risposta del provino a ogni spostamento di riferimento. Infatti, l'accumulo di danno diminuisce rapidamente con l'aumentare del numero di cicli allo stesso livello di drift, diventando trascurabile dopo il terzo ciclo.

Capitolo 6

MODELLAZIONE

La fase di modellazione viene condotta attraverso l'ausilio di un software di calcolo strutturale. MIDAS/Gen è un codice di calcolo ad elementi finiti di tipo "general purpose" cioè un software che è stato pensato per l'applicazione del metodo agli elementi finiti per una vasta tipologia di problemi, disponendo di una ampia libreria di elementi, di tipologie di materiale e avendo implementato all'interno un'ampia gamma di analisi. Il software MIDAS/Gen è un programma commerciale e, come tale, possiede una qualità superiore nella gestione grafica sia per il pre-processamento, che per il post-processamento.

In tale software è però impossibile accedere al codice sorgente delle librerie di materiali ed elementi, pertanto, è possibile usare nelle analisi solamente quelle proprietà per gli elementi finiti che sono definite nella libreria del software.

6.1 Modellazione dei telai

Utilizzando MIDAS/Gen per svolgere analisi non-lineari è possibile impiegare il modello a fibre. L'interfaccia intuitiva del programma rende veloce l'esecuzione di analisi non-lineari con fibre, offrendo tutta una serie di strumenti per l'analisi dei risultati ottenuti.

I passi da seguire per l'esecuzione di analisi non-lineari con modello a fibre in MIDAS/Gen sono riassunti di seguito:

1. definizione delle sezioni, della geometria del modello, dei materiali (con comportamento lineare) e dei carichi statici;

2. definizione dei materiali a comportamento non-lineare;
3. definizione della geometria della sezione a fibre;
4. assegnazione delle sezioni a fibre agli elementi del modello;
5. definizione dei casi di carico Time History e delle relative funzioni temporali.

6.1.1 Geometria del modello e carichi applicati

Gli elementi che compongono il telaio in cemento armato vengono rappresentati con elementi *beam*, in grado di reagire alle sollecitazioni assiali, flettenti e di taglio. Ogni elemento strutturale è stato scomposto in una serie di parti tali da poter considerare la sezione costante (in geometria e armatura) in ogni tratto individuato. I pilastri e le travi sono stati considerati in asse sulla base di quanto riportato nelle Figure 5.1 e 5.5, rispettivamente riferite al caso URM e ai casi F, FB, RBB.

Per quanto riguarda le condizioni di vincolo sono stati inseriti incastri in corrispondenza del nodo inferiore di ognuno dei pilastri. Così facendo si è considerata la fondazione infinitamente rigida.

Le sezioni di trave e pilastro per i vari casi analizzati sono quelle rappresentate nelle Figure 5.2 e 5.3 per la soluzione URM e 5.6 e 5.7 per le soluzioni F, FB, RBB e riproposte in modo sintetico nelle apposite tabelle.

Per quanto concerne i materiali a comportamento lineare, travi e pilastri sono modellati impiegando calcestruzzo C25/30. I carichi statici applicati sono i seguenti:

1. p.p. degli elementi in c.a.;
2. due carichi verticali sulle colonne (pari a 200 kN ciascuno), al fine di simulare la presenza dei piani superiori; tale carico è stato mantenuto costante durante l'intera fase di prova;
3. precompressione di 600 kN sulla trave (solo per i telai relativi ai rinforzi F, FB, RBB), per problemi di setup;
4. uno spostamento orizzontale applicato in sommità alla colonna; esso corrisponde al massimo spostamento della storia corrispondente al caso studiato, dunque, è pari a 108,00 mm per i telai "ospitanti" la soluzione URM, 27,00 mm per F e RBB e 33,00 mm per FB.

I modelli FEM ottenuti su MIDAS/Gen sono di seguiti presentati:

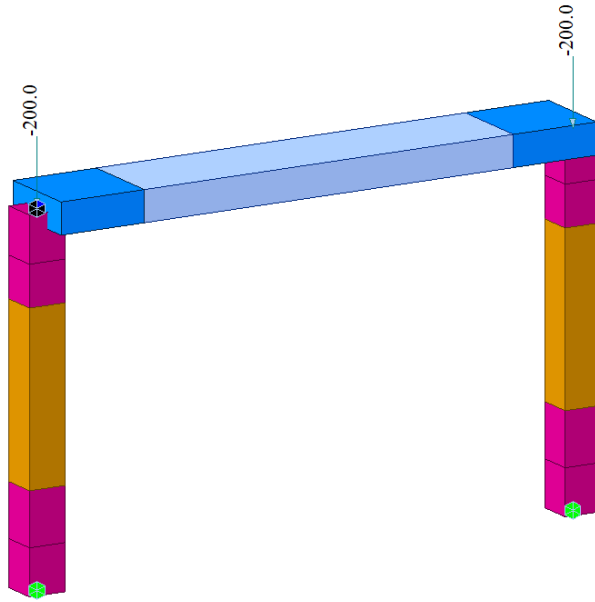


Figura 6.1. Modello FEM telaio nudo URM

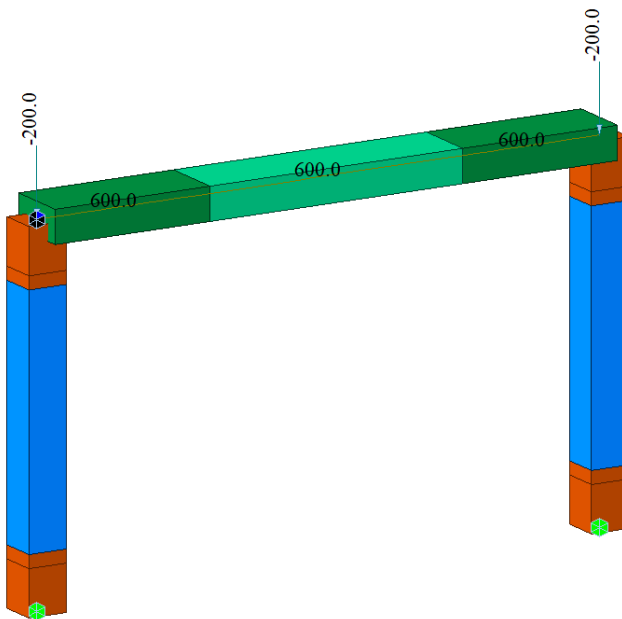


Figura 6.2. Modello FEM telaio nudo F, FB e RBB

6.1.2 Materiali non lineari e definizione delle sezioni a fibre

6.1.2.1 Comportamento non lineare dei materiali

Nella definizione dei materiali a comportamento non lineare, si è introdotta la distinzione tra calcestruzzo confinato e non confinato, attribuendo alle sole fibre del nucleo circoscritto dalle staffe le caratteristiche del calcestruzzo confinato, dipendenti dalla geometria della sezione e dalla staffatura. Inoltre, per lo stesso elemento pilastro o trave, si è introdotta la distinzione tra zona confinata, dove il passo delle staffe è minore, e zona con confinata, dove le staffe sono più distanziate tra loro.

Da tali considerazioni deriva la necessità di creare all'interno del software ben sette differenti modelli a comportamento non lineare (sei per il cls e uno per le barre d'armatura).

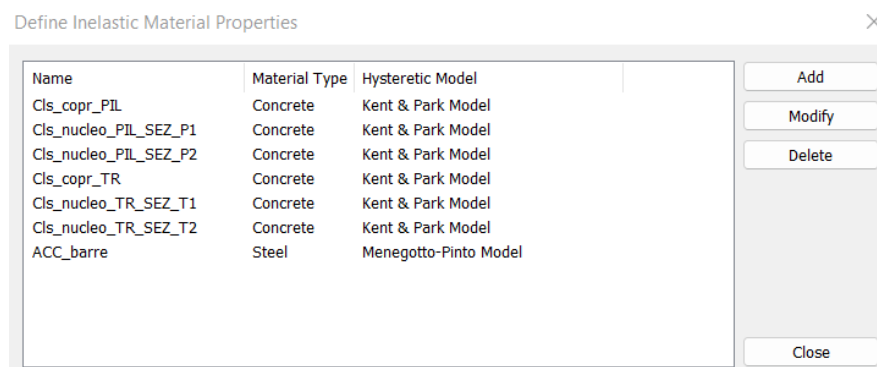


Figura 6.3. Modelli non lineari per il caso URM

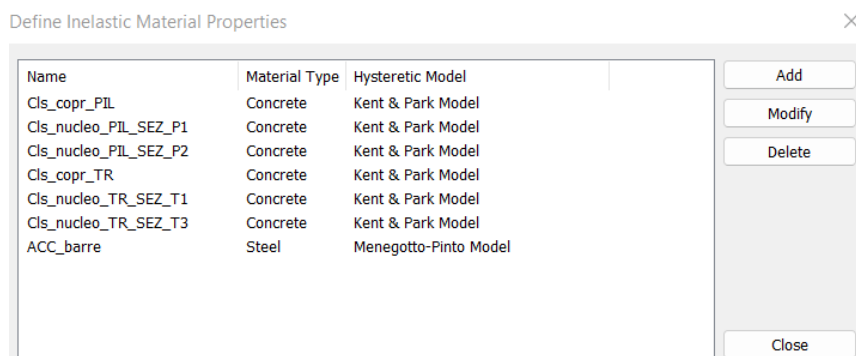


Figura 6.4. Modelli non lineari per i casi F, FB e RBB

Cls confinato (nucleo)

La presenza dell'armatura (staffe) induce nel calcestruzzo un miglioramento delle capacità deformative dello stesso, infatti, si ha un considerevole aumento della duttilità che permette deformazioni ultime molto più elevate rispetto al classico valore 3,5-4,0%. I parametri caratteristici del cls confinato si ottengono mediante l'applicazione delle formule previste dal modello Kent-Scott-Park.

Per ovviare ad alcune limitazioni intrinseche del modello in questione, che portano ad avere una deformazione ε_{c1} alla fine del ramo di degrado maggiore della deformazione ultima ε_{cu} , si è deciso di adottare per tutti i materiali relativi al nucleo di calcestruzzo, sia per le travi che per le colonne, sia per la zona confinata che non confinata, un valore indicativo di ε_{c1} pari all'80% di ε_{cu} .

Cls non confinato (copriferro)

Il calcestruzzo del copriferro è caratterizzato da un comportamento non confinato il che significa che non può essere considerato come resistente qualora si raggiungano valori deformativi superiori a 3,5-4,0‰. I parametri caratteristici per il copriferro sono sempre gli stessi, indipendentemente che si tratti di trave o pilastro, zona confinata o non confinata e sono di seguito proposti:

$$f_c' = 25,0 \text{ MPa}$$

$$K = 1,0$$

$$\varepsilon_{c0} = 0,002$$

$$\varepsilon_{c1} = 0,0035$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,004 > \varepsilon_{c1}$$

Barre d'armatura

Il legame sforzo deformazione per le barre di armatura segue la legge di Menegotto-Pinto, con i seguenti valori caratteristici:

$$f_y = 500/450 \text{ MPa (URM/F-FB-RBB)}$$

$$E_y = 200.000 \text{ MPa}$$

$$b = 0,005$$

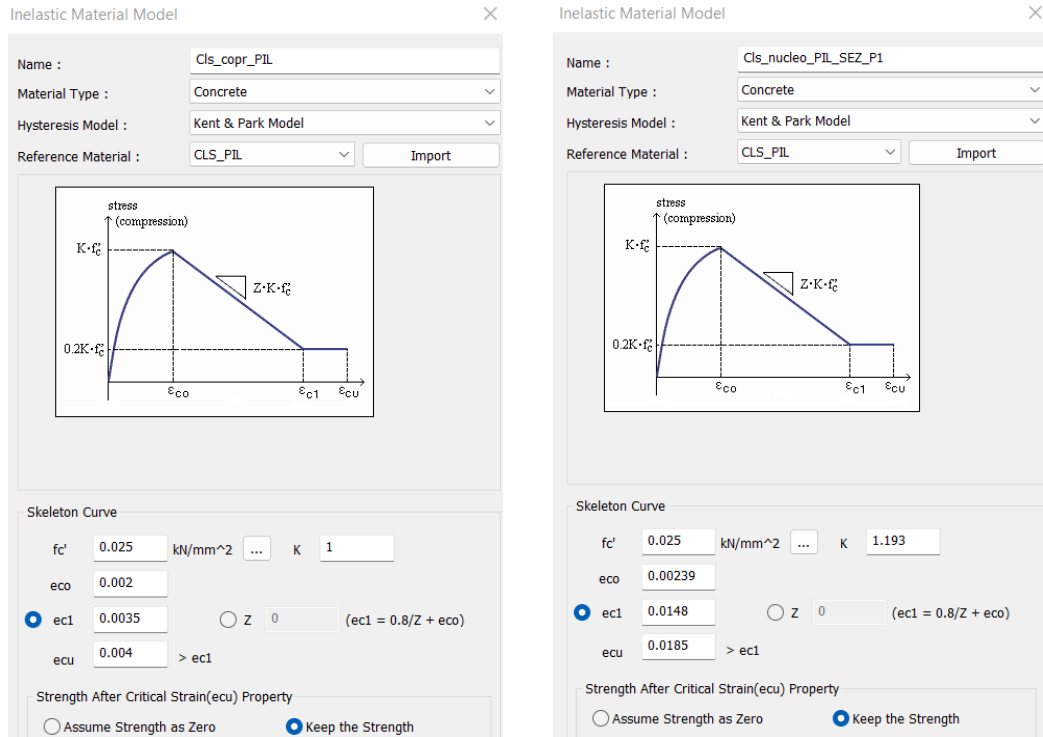


Figura 6.5. Modello Kent-Scott-Park per il cls non confinato (a sx) e confinato (a dx) – Esempio per la sezione P1 del pilastro nel caso URM)

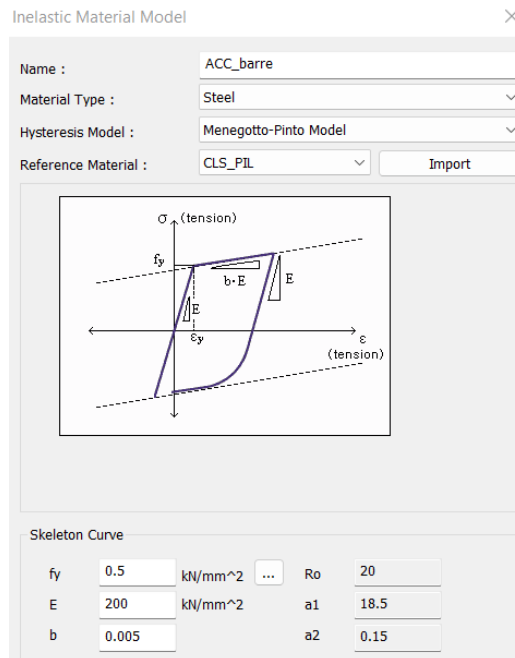


Figura 6.6. Modello Menegotto - Pinto per le barre d'armatura per il caso URM

6.1.2.2 Sezioni a fibre

Fissate le leggi costitutive dei materiali è possibile definire la geometria delle sezioni a fibre da assegnare nell'analisi non lineare.

Per definire la geometria è necessario aprire il menu *Properties\Inelastic Material\Fiber Division of Section (Beam-Column)*. A questo punto si assegna un nome alla sezione, si seleziona una geometria tra quelle precedentemente create e la si importa nel foglio, si assegna a ciascun *Type* uno dei materiali da utilizzare, si utilizza l'offset per evidenziare il copriferro e si effettua la divisione in fibre scegliendo la discretizzazione nelle due direzioni.

Per l'inserimento delle barre d'armatura, si utilizza l'opzione *Create Rebar* tramite la quale è possibile scegliere la distribuzione per le barre (lineare, puntuale o circolare) e assegnare le coordinate e l'area (o il diametro) ai ferri. Questo passaggio va ripetuto per ciascuna disposizione di armatura.

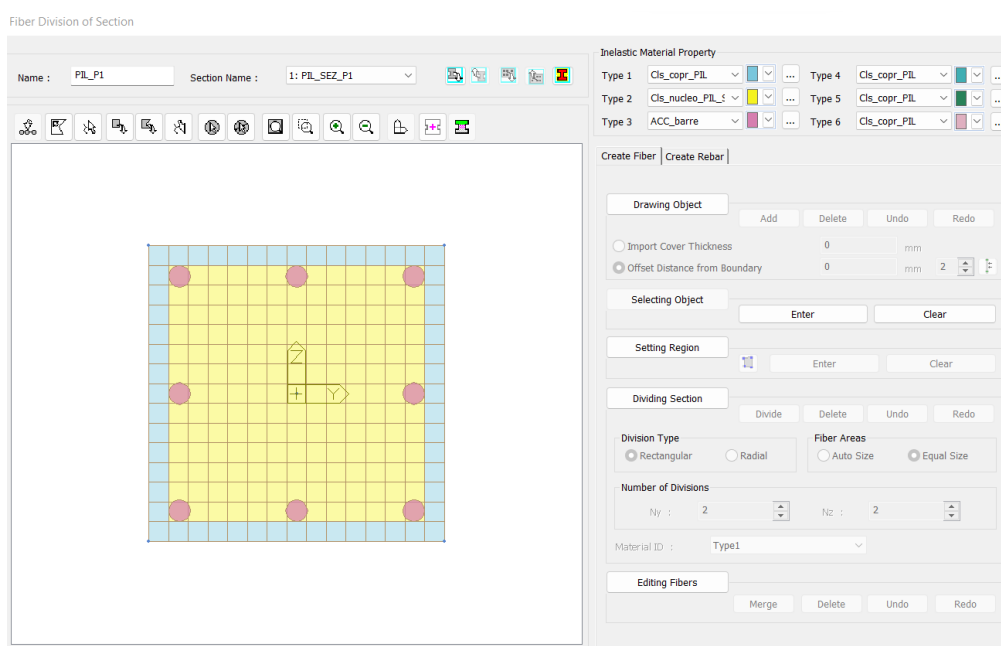


Figura 6.7. Creazione di una generica sezione a fibre

Sulla base delle indicazioni sinora riportate, sono state create quattro sezioni a fibre per ciascun modello, due riguardanti i pilastri e due la trave, per distinguere le zone confinate di questi elementi da quelle non confinate. Le varie sezioni sono di seguito proposte.

Sezioni a fibre telaio "ospitante" rinforzo URM

- Pilastro: PIL_P1 e PIL_P2;

La sezione è modellata con 225 fibre. Nonostante le sezioni a fibre delle zone P1 (estremità) e P2 (centrale) del pilastro siano identiche, vi è una differenza sostanziale legata al cls confinato (nucleo), le cui caratteristiche non lineari dipendono dal quantitativo di staffe presenti.

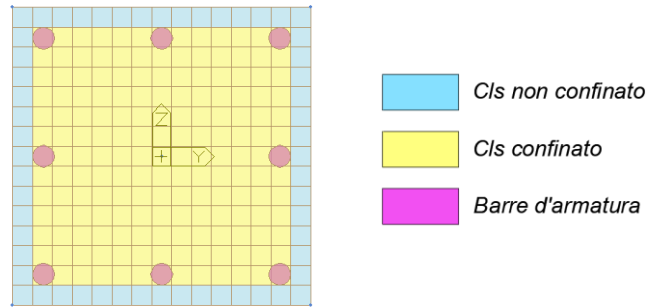


Figura 6.8. Sezione a fibre PIL_P1 e PIL_P2

- Trave: TR_T1 e TR_T2;

Entrambe le sezioni sono modellate con 420 fibre.

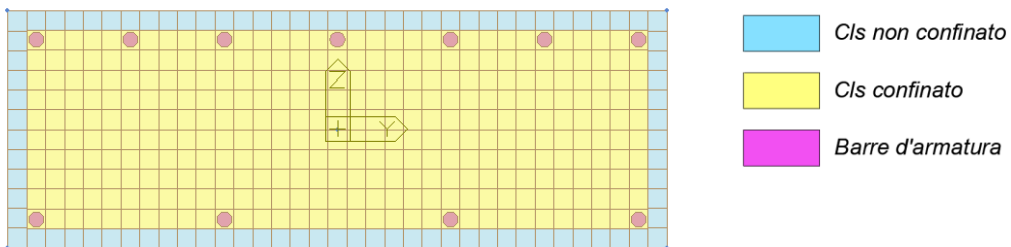


Figura 6.9. Sezione a fibre TR_T1 (estremità)

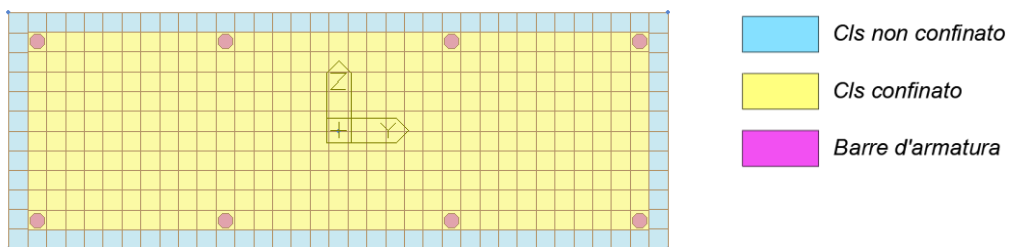


Figura 6.10. Sezione a fibre TR_T2 (mezzeria)

Sezioni a fibre telaio "ospitante" rinforzi F, FB, RBB

- Pilastro: PIL_P1 e PIL_P2;

La sezione è modellata con 225 fibre. Vale lo stesso ragionamento del caso URM circa la differenza tra le sezioni in termini di passo tra le staffe.

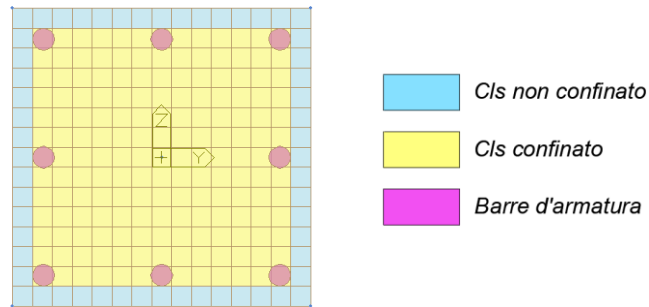


Figura 6.11. Sezione a fibre PIL_P1 e PIL_P2

- Trave: TR_T1 e TR_T3;

Entrambe le sezioni sono modellate con 200 fibre.

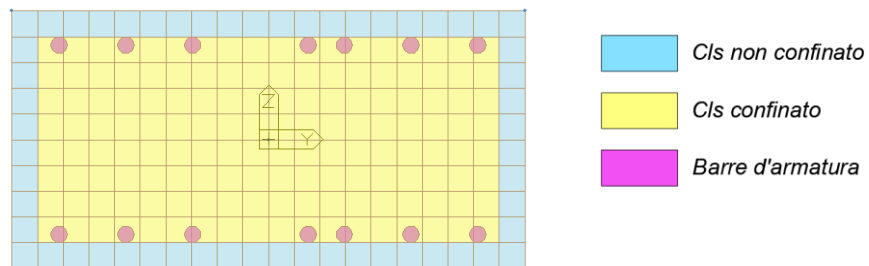


Figura 6.12. Sezione a fibre TR_T1 (estremità)

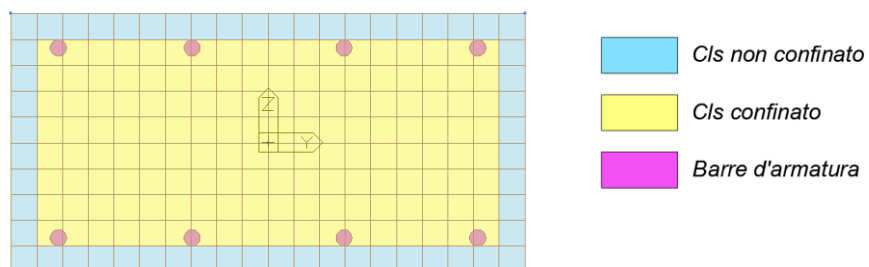


Figura 6.13. Sezione a fibre TR_T3 (mezzeria)

6.1.3 Assegnazione delle sezioni a fibre agli elementi del modello

Finora il modello creato ha comportamento lineare. È quindi necessario associare a ciascun elemento *beam* la sezione caratteristica a fibre.

MIDAS/Gen associa a ciascun elemento con assegnata la propria sezione a fibre una cerniera distribuita a comportamento non lineare (*Non-linear Inelastic Hinge*). Le caratteristiche di rigidezza vengono calcolate automaticamente dal software sulla base della geometria della sezione a fibre.

Nel menu *Properties \ Inelastic Hinge \ Inelastic Hinge Properties* è possibile assegnare un nome alla cerniera, definire il tipo di elemento (Beam-Column) e il tipo di cerniera (Fiber Model / Moment-Curvature) nonché il numero delle sezioni di Gauss in cui viene divisa la sezione per l'analisi (nel nostro caso cinque sezioni). È importante associare la sezione a fibre corretta tra quelle create. In seguito, è possibile assegnare, tramite apposito comando (Assign Inelastic Hinge Properties) la cerniera così definita all'elemento corrispondente.

Component	No. of Sections	Hysteresis Model
<input checked="" type="checkbox"/> Fx	5	Kinematic Hardening
<input type="checkbox"/> Fy	3	Kinematic Hardening
<input type="checkbox"/> Fz	3	Kinematic Hardening
<input type="checkbox"/> Mx	3	Kinematic Hardening
<input checked="" type="checkbox"/> My	5	Kinematic Hardening
<input checked="" type="checkbox"/> Mz	5	Kinematic Hardening

Figura 6.14. Esempio di definizione delle proprietà di una cerniera plastica a fibre

6.1.4 Analisi statica non lineare

L'analisi con sezioni a fibre, sia lineare che non lineare, deve essere del tipo Time History. La procedura con cui si è svolta l'analisi di pushover dei modelli è la "Time History statica non lineare".

La "Non linear static" ha bisogno della definizione di una funzione "moltiplicatore" (*Time History Functions*) che è l'elemento base per la definizione dei carichi nell'analisi e che stabilisce come vengono incrementati gli stessi; una volta definita tale funzione è possibile decidere in quanti incrementi di step suddividerla per poi associarla all'opportuno carico.

I carichi verranno applicati in sequenza, ciascuno secondo la corrispondente funzione "moltiplicatore". Si applicheranno, nell'ordine, peso proprio, carico sui pilastri e precompressione trave (se prevista) e infine lo spostamento orizzontale. È importante osservare come alla fine di ogni assegnazione di carico, esso rimane costante sulla struttura. Pertanto, la procedura da utilizzare per eseguire l'analisi sopra descritta è la seguente:

1. creare un Static Load Case per ogni caso di carico statico;
2. definire una funzione di incremento per ciascun carico considerato (*Time History Functions*);
3. creare una Non Linear Static Time History Analysis per ogni caso di carico statico attivando l'opzione *Subsequent to* tra una Time History e l'altra;
4. creare una Non Linear Static Time History Analysis per lo spostamento IP orizzontale successiva all'ultimo caso statico.

Time History Load Cases

Load Case	Analysis Type & Method	Initial Condition
1_TH1_(P.P.)	Nonlinear Static	None
2_TH2_(Carico_pil)	Nonlinear Static	TH : 1_TH1_(P.P.)
3_TH3_(IP)	Nonlinear Static	TH : 2_TH2_(Carico_pil)

Time History Load Cases

Load Case	Analysis Type & Method	Initial Condition
1_TH1_(P.P.)	Nonlinear Static	None
2_TH2_(Carico_pil)	Nonlinear Static	TH : 1_TH1_(P.P.)
3_TH3_(Prec)	Nonlinear Static	TH : 2_TH2_(Carico_pil)
4_TH4_(IP)	Nonlinear Static	TH : 3_TH3_(Prec)

Figura 6.15. Casi di carico Time History creati per il telaio "ospitante" URM (sopra) e F, FB e RBB (sotto)

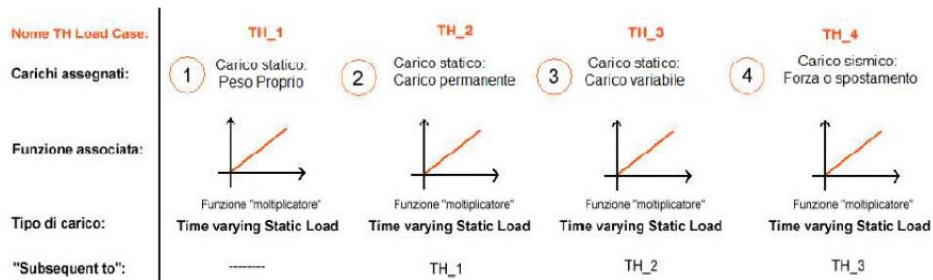


Figura 6.16. Procedura generica di applicazione dei carichi per l'analisi statica non lineare con MIDAS/Gen

Di seguito sono riportate le funzioni "moltiplicatore" per i casi di carico "Time History".

- Per i carichi p.p., carico su pilastri e precompressione trave (se presente), tale funzione è definita da 0 a 1 secondo e varia linearmente da 0 a 1 attraverso 10 steps di carico;

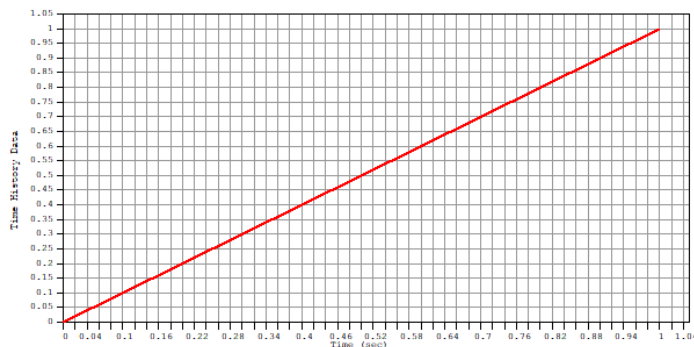


Figura 6.17. Funzione moltiplicatore per p.p., carico su pilastri, precompressione trave (solo per F, FB, RBB)

- Per il carico relativo allo spostamento orizzontale IP, la funzione è definita in modo da seguire la storia di spostamento applicata nelle prove sperimentali per il modello studiato. Il numero degli steps di carico varia da caso a caso.

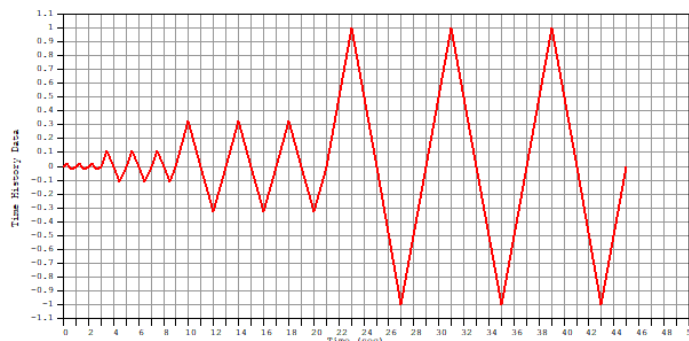


Figura 6.18. Funzione moltiplicatore per la storia di spostamento IP per il telaio "ospitante" la soluzione

URM

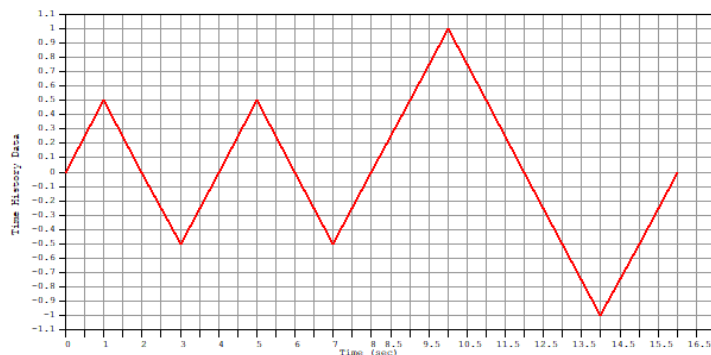


Figura 6.19. Funzione moltiplicatore per la storia di spostamento IP per il telaio "ospitante" le soluzioni F e RBB

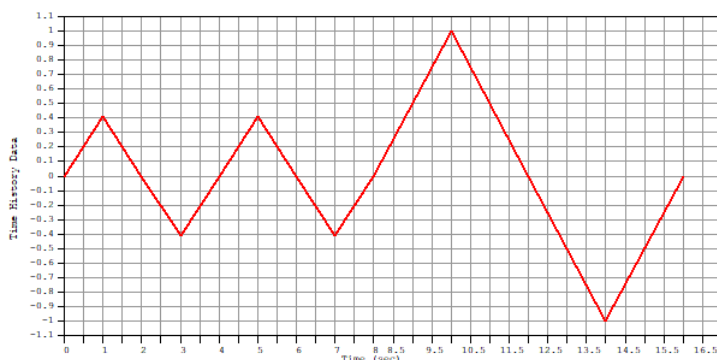


Figura 6.20. Funzione moltiplicatore per la storia di spostamento IP per il telaio "ospitante" la soluzione FB

6.2 Cenni sulla calibrazione dei telai nudi

La procedura di calibrazione di un modello FEM è un processo iterativo e, in quanto tale, richiede un numero elevato di prove da eseguire variando di volta in volta parametri diversi, al fine di ottenere una soluzione quanto più possibile vicina a quella sperimentale.

Nella calibrazione dei telai nudi sulla base delle prove sperimentali condotte dalle Università di Padova e Pavia, i parametri caratteristici che possono comportare una modifica della risposta della struttura ai carichi applicati e che quindi verranno modificati al fine di ottenere una giusta calibrazione sono ε_{c0} , f_c' , E_y , f_y e sono stati descritti ampiamente nei capitoli precedenti.

Il confronto tra numerico e sperimentale verrà condotto in termini di grafico F – s, dove F sta ad indicare la forza corrispondente ad un prefissato valore di spostamento orizzontale s applicato in sommità al pilastro. Poiché Midas non dispone di una funzione

automatica che consenta di associare allo spostamento suddetto la forza corrispondente, quest'ultima verrà calcolata come somma dei tagli alla base dei due pilastri. Ricordiamo, infatti, che la forza sismica applicata su un telaio è pari al taglio alla base della struttura.

6.3 La modellazione a fibre delle tamponature in MIDAS/Gen

6.3.1 Definizione del dominio di interazione e calcolo delle proprietà delle fibre

Prima di procedere con la creazione del modello a fibre della tamponatura su MIDAS/Gen, secondo quanto proposto da Donà et al., è necessario definire il dominio di interazione P_N-M_N e calcolare le proprietà geometriche e meccaniche della generica fibra i (area A_i , distanza z_i dall'asse del puntone in direzione OOP e forza di snervamento f_{yi}) sulla base delle formulazioni riportate nel capitolo 3. Si ricorda che tali proprietà sono calcolate in modo da soddisfare il dominio di capacità così definito:

$$\left(\frac{P_N}{P_{N0}}\right)^{3/2} + \left(\frac{M_N}{M_{N0}}\right)^{3/2} \leq 1$$

I valori di alcuni parametri utili allo sviluppo del modello, poiché non calcolati, sono ripresi dalla pubblicazione di Donà et al., nella quale sono calibrati sperimentalmente. In particolare, tali parametri sono P_{N0} , M_{N0} , I_{eq} e $E_{m\theta}$.

	URM	F	FB	RBB
P_{n0} [N]	$1.10 \cdot 10^5$	$1.67 \cdot 10^5$	$1.73 \cdot 10^5$	$1.44 \cdot 10^5$
M_{n0} [Nmm]	$2.63 \cdot 10^7$	$4.64 \cdot 10^7$	$6.46 \cdot 10^7$	$5.68 \cdot 10^7$
A_{eq} [mm ²]	$3.19 \cdot 10^4$	$3.52 \cdot 10^4$	$3.45 \cdot 10^4$	$3.37 \cdot 10^4$
I_{eq} [mm ⁴]	$1.25 \cdot 10^9$	$3.79 \cdot 10^9$	$2.85 \cdot 10^9$	$1.49 \cdot 10^9$
$E_{m\theta}$ [MPa]	9000	8100	11,200	12,615
y_c [mm]	274	272	258	244

Figura 6.21. Valori dei parametri ripresi dal paper Donà et al.

A questo punto, è stato predisposto un foglio Excel per il calcolo della larghezza equivalente del singolo puntone e della cosiddetta "lunghezza di contatto".

Nella seguente tabella si fa riferimento al caso URM. L'area equivalente totale viene divisa per due per tener conto del fatto che lungo la stessa diagonale della tamponatura sono presenti due elementi puntone.

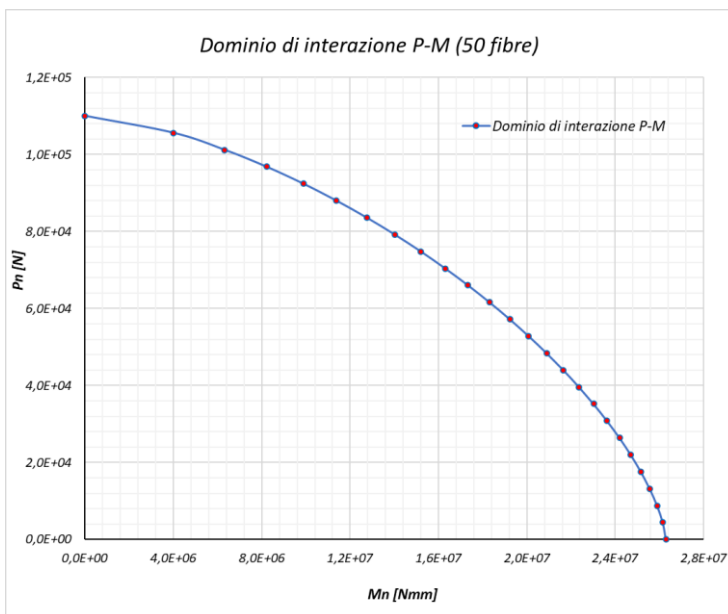
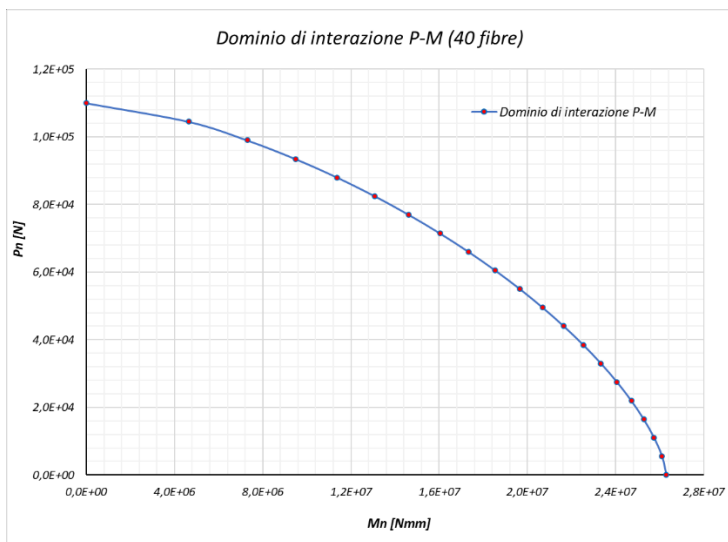
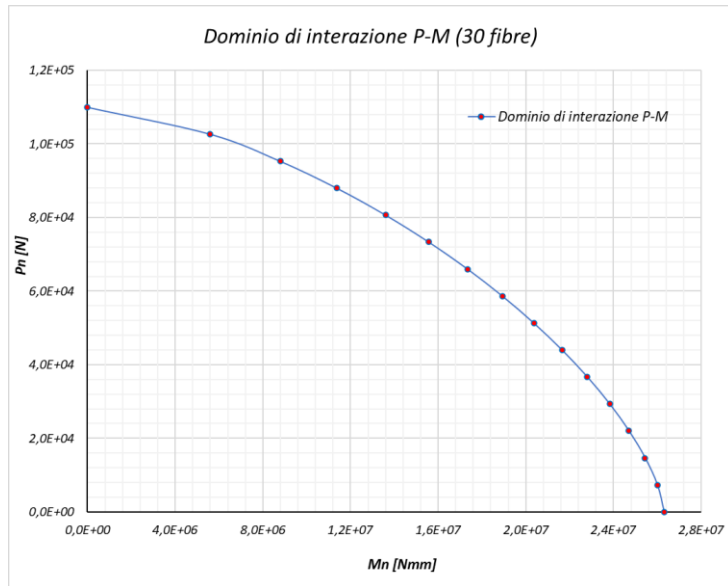
<i>Spessore effettivo pannello</i>	<i>tw</i>	<i>[mm]</i>	120
<i>Altezza pannello</i>	<i>hw</i>	<i>[mm]</i>	2650
<i>Lunghezza pannello</i>	<i>Lw</i>	<i>[mm]</i>	4150
<i>Modulo elastico muratura (dir. puntone)</i>	<i>Emϑ</i>	<i>[Mpa]</i>	9000
<i>Interasse travi</i>	<i>h</i>	<i>[mm]</i>	2775
<i>Interasse pilastri</i>	<i>L</i>	<i>[mm]</i>	4450
<i>Inclinazione puntone rispetto all'orizzontale</i>	<i>ϑ</i>	<i>[rad]</i>	0,5576
<i>Resistenza caratteristica cls</i>	<i>fck</i>	<i>[Mpa]</i>	25
<i>Resistenza media a compressione cls</i>	<i>fcm</i>	<i>[Mpa]</i>	33
<i>Modulo elastico cls (NTC18)</i>	<i>Ec</i>	<i>[Mpa]</i>	31475,81
<i>Inerzia sezione colonna</i>	<i>Ic</i>	<i>[mm⁴]</i>	675000000
<i>Lunghezza puntone diagonale</i>	<i>d</i>	<i>[mm]</i>	5244,34
<i>Parametro rigidezza relativa telaio-pannello</i>	<i>λh</i>	<i>[-]</i>	3,998
<i>Larghezza equivalente puntone diagonale</i>	<i>w</i>	<i>[mm]</i>	527,25
<i>Area equivalente totale</i>	<i>Aeq,tot</i>	<i>[mmq]</i>	63269,49
<i>Area equivalente del singolo puntone</i>	<i>Aeq</i>	<i>[mmq]</i>	31634,74

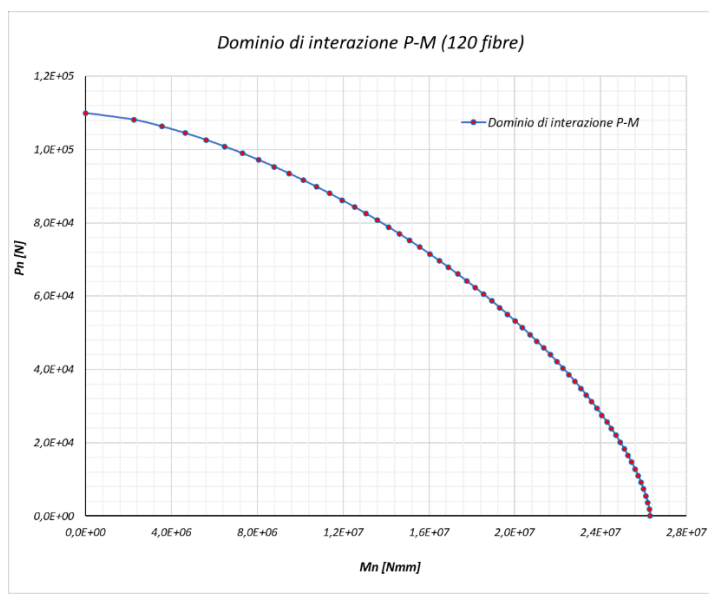
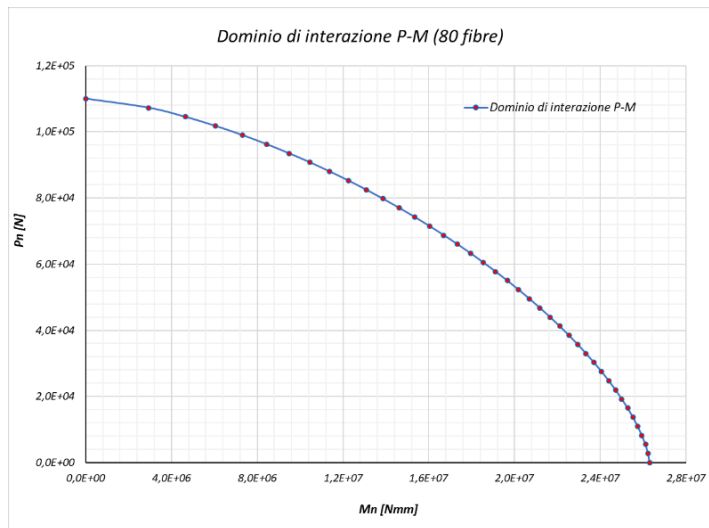
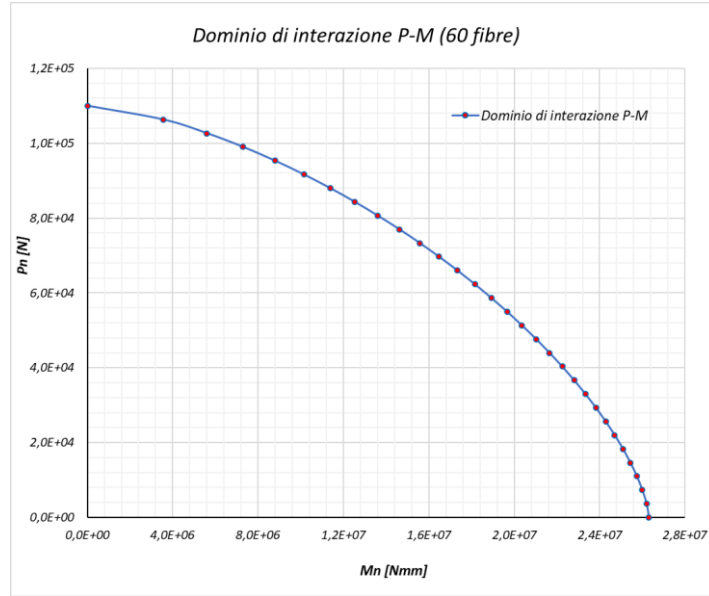
<i>Lunghezza della zona di contatto</i>	<i>Ic</i>	<i>[mm]</i>	1090,42
<i>Posizione elementi puntone diagonale</i>	<i>yc</i>	<i>[mm]</i>	363,47

<i>Inerzia equivalente totale</i>	<i>Ieq,tot</i>	<i>[mm⁴]</i>	5000000000
<i>Inerzia equivalente singolo puntone</i>	<i>Ieq</i>	<i>[mm⁴]</i>	1250000000

Per la discretizzazione della sezione del puntone, Donà et al. hanno impiegato 120 fibre (60 per lato). Di seguito si propone il dominio P_N-M_N calcolato tramite Excel impiegando le seguenti discretizzazioni: 30, 40, 50, 60, 80 e 120 fibre. Il numero di punti del dominio definisce la sua accuratezza.

Per costruire il dominio si è scelto di considerare intervalli regolari sull'asse delle ordinate.





Si riporta come esempio la tabella utilizzata per il calcolo del dominio e della forza e posizione della generica fibra i per il caso di discretizzazione a 30 fibre.

Numero punto corrispondente	P_n [N]	M_n [Nmm]	F_{yi} [N]	z_i [mm]
1	110.000,00	0,00	3666,67	763,95
2	102.666,67	5.602.307,83	3666,67	434,51
3	95.333,33	8.788.735,14	3666,67	352,73
4	88.000,00	11.375.436,99	3666,67	303,86
5	80.666,67	13.603.776,10	3666,67	268,61
6	73.333,34	15.573.588,37	3666,67	240,55
7	66.000,00	17.337.608,53	3666,67	216,75
8	58.666,67	18.927.074,94	3666,67	195,59
9	51.333,34	20.361.418,84	3666,67	176,07
10	44.000,00	21.652.582,42	3666,67	157,42
11	36.666,67	22.807.025,84	3666,67	139,01
12	29.333,34	23.826.447,32	3666,67	120,13
13	22.000,00	24.707.411,87	3666,67	99,80
14	14.666,67	25.439.282,83	3666,67	76,10
15	7.333,34	25.997.321,36	3666,67	41,27
16	0,00	26.300.000,00		

Giunti a questo punto, il calcolo delle aree delle fibre viene condotto tramite un foglio di calcolo MATLAB appositamente predisposto. All'interno del foglio si trovano le equazioni prima introdotte, ovvero il sistema non lineare sulle aree e le inerzie, note che siano l'area equivalente A_{eq} del puntone, la sua inerzia equivalente I_{eq} e le distanze z_i di ciascuna fibra dal baricentro, quest'ultime calcolate come nella tabella sopra proposta con le apposite formulazioni. A_{eq} , I_{eq} e le z_i sono inseriti in file di testo separati, che il foglio di calcolo utilizza come input per calcolare le A_i .

Nella seguente tabella si riportano i valori delle aree calcolate come sopra dichiarato e i valori delle inerzie corrispondenti a ciascuna fibra, con riferimento sempre al caso URM e alla discretizzazione a 30 fibre. Si ricorda che la somma delle aree delle fibre deve essere pari all'area equivalente del puntone e analogo discorso vale per le inerzie, come previsto dal sistema non lineare da risolvere.

	SF (scale factor)	150	
	γ	0,0945	
	η	-0,8765	
Fibra	Ai [mmq]	f_{yi} [Mpa]	li [mm4]
1	510,45	7,18323	2,98E+08
2	837,05	4,38049	1,58E+08
3	1004,90	3,64879	1,25E+08
4	1145,22	3,20171	1,06E+08
5	1275,94	2,87369	9,21E+07
6	1405,51	2,60878	8,13E+07
7	1539,92	2,38108	7,23E+07
8	1684,96	2,17612	6,45E+07
9	1847,65	1,98450	5,73E+07
10	2038,10	1,79906	5,05E+07
11	2272,86	1,61324	4,39E+07
12	2583,09	1,41949	3,73E+07
13	3038,91	1,20657	3,03E+07
14	3854,29	0,95132	2,23E+07
15	6588,93	0,55649	1,12E+07
	Σ Ai [mmq]		Σ li [mm4]
	31627,77		1,25E+09

Si può osservare come sia rispettato il sistema non lineare e come alle fibre più lontane dal baricentro corrispondano evidentemente aree minori visto il notevole braccio corrispondente.

Nella stessa tabella è riportata la tensione di snervamento associata ad ogni fibra come rapporto tra la forza di snervamento e l'area della stessa.

6.3.2 Limiti del software e soluzioni

In questo paragrafo si espongono le principali problematiche riscontrate durante la modellazione a fibre della tamponatura su MIDAS/Gen e le soluzioni adottate per risolverle o aggirarle.

6.3.2.1 Sovrapposizione delle fibre

Una delle principali problematiche riscontrate durante la modellazione a fibre della tamponatura sul software agli elementi finiti è la sovrapposizione di due o più fibre affiancate. Come è possibile osservare nella seguente tabella, buona parte delle fibre tramite le quali si discretizza la sezione del pannello si sovrappongono. Per maggiore chiarezza si faccia riferimento alla Figura 38, secondo la quale dovrebbe risultare:

$$R_i + R_{i+1} < z_i - z_{i+1}$$

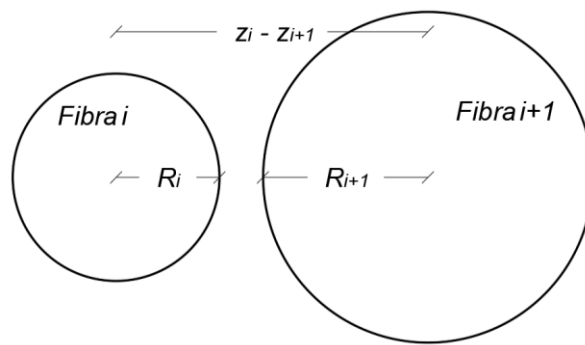


Figura 6.22. Posizione ottimale di due fibre successive in MIDAS/Gen

Fibra	$z_i - z_{i+1}$ [mm]	R_i [mm]
1	329,44	12,75
2	81,78	16,32
3	48,87	17,88
4	35,25	19,09
5	28,06	20,15
6	23,80	21,15
7	21,15	22,14
8	19,52	23,16
9	18,64	24,25
10	18,41	25,47
11	18,88	26,90
12	20,33	28,67
13	23,70	31,10
14	34,82	35,03
15	41,27	45,80

MIDAS/Gen non consente di avere una disposizione delle fibre di questo tipo (con sovrapposizione), pertanto, è stato necessario ricercare delle soluzioni che consentissero di aggirare tale problema.

Le considerazioni appena fatte valgono tanto per il caso URM presentato in precedenza quanto per gli altri casi studiati, F, FB e RBB.

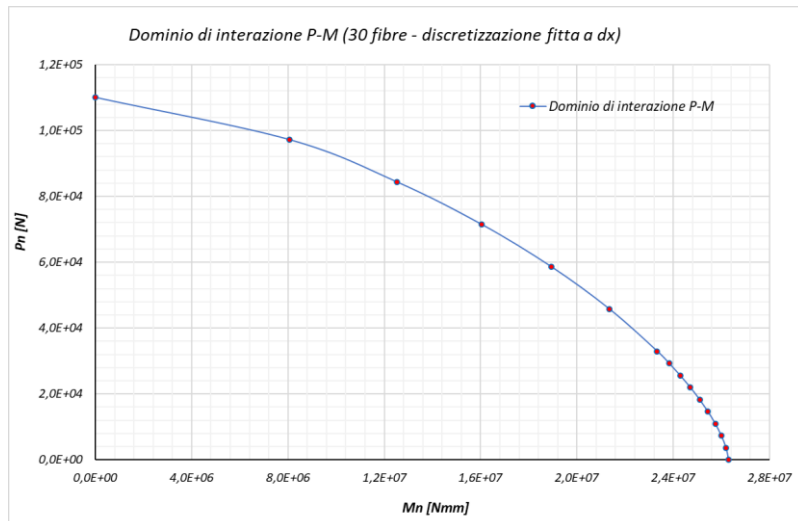
Numerose sono le prove eseguite e le idee sperimentate al fine di non avere concomitanza di fibre; queste vengono di seguito spiegate:

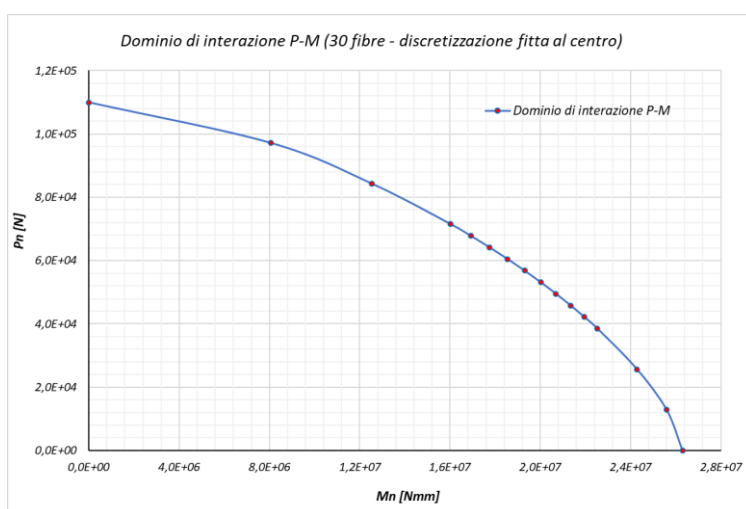
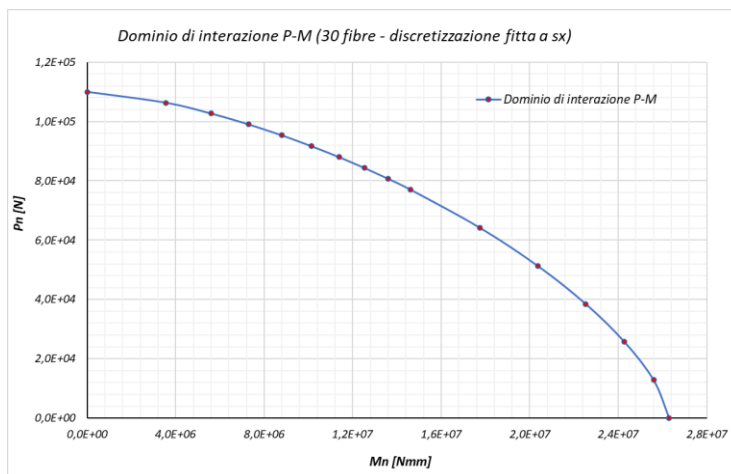
1. Riduzione n° fibre

Il primo espediente provato consiste nella riduzione del numero di fibre, mantenendo inalterati gli altri parametri. Sono state testate le soluzioni a 5 e 9 fibre per lato (ovvero 10 e 18 complessive) ma non è stato ottenuto il risultato sperato. In entrambi i casi vi è la sovrapposizione.

2. Discretizzazione dominio a ΔP non regolari

Si è considerata una discretizzazione del dominio di capacità P_N-M_N con passo ΔP non costante. In particolare, si è resa tale discretizzazione più fitta in determinate regione del grafico (come rappresentato nelle figure seguenti) ma il problema non è stato risolto.





$z_i - z_{i+1}$ [mm]	R_i [mm]	$z_i - z_{i+1}$ [mm]	R_i [mm]	$z_i - z_{i+1}$ [mm]	R_i [mm]
280,68	20,89	408,18	7,06	266,75	25,05
74,52	22,59	97,30	10,73	73,51	25,34
47,62	23,32	56,09	12,41	48,99	25,47
37,32	23,92	38,91	13,69	40,80	25,58
33,10	24,50	29,66	14,79	40,08	25,69
20,75	25,14	23,96	15,77	24,59	25,84
9,41	25,62	20,15	16,68	5,84	25,95
9,69	25,86	17,45	17,54	6,17	25,99
10,11	26,14	32,18	18,38	6,59	26,02
10,75	26,46	40,71	20,20	7,15	26,06
11,71	26,84	34,39	23,22	7,93	26,12
13,24	27,31	32,42	26,74	9,11	26,18
16,06	27,95	34,42	31,45	11,19	26,26
24,29	28,94	47,41	39,24	17,09	26,39
29,13	31,35	54,81	63,13	20,59	26,70

Figura 6.23. Valori delle distanze tra fibre e dei loro raggi per le discretizzazioni non regolari studiate

3. Aumento/riduzione inerzia equivalente

In generale si è osservato che riducendo l'inerzia equivalente I_{eq} (che ricordiamo essere quella calibrata sperimentalmente in Donà et al.), si riduce il numero di fibre che si sovrappongono. Tuttavia, la riduzione di inerzia necessaria ad ottenere una situazione nella quale nessuna fibra "tocca" quella successiva è talmente importante che non giustifica un suo utilizzo. Ad esempio, abbattendo di un ordine di grandezza I_{eq} , si riescono a svincolare 2 fibre, abbattendo di due ordini di grandezza si riescono a svincolare 9 fibre.

4. Aumento/riduzione Area equivalente

Come per il caso precedente, non vi è un'importante influenza dell'area equivalente sulla distanza tra le fibre.

5. Modifica dei parametri P_{NO} e M_{NO}

Sono state eseguite alcune prove mantenendo costante di volta in volta uno dei due parametri e facendo variare l'altro, senza assumere valori troppo lontani da quelli calibrati sperimentalmente in Donà et al.. La tendenza osservata è che un aumento di M_{NO} o una riduzione di P_{NO} corrispondono all'eliminazione di alcune sovrapposizioni, viceversa il numero di fibre sovrapposte aumenta. Di seguito le prove eseguite più significative:

- $P_{NO} = 110.000 \text{ N} / M_{NO} = 30.000.000 \text{ Nmm} \Rightarrow$ recupero di 1 fibra
- $P_{NO} = 110.000 \text{ N} / M_{NO} = 20.000.000 \text{ Nmm} \Rightarrow$ perdita di 1 fibra
- $P_{NO} = 80.000 \text{ N} / M_{NO} = 26.300.000 \text{ Nmm} \Rightarrow$ recupero di 2 fibre
- $P_{NO} = 140.000 \text{ N} / M_{NO} = 26.300.000 \text{ Nmm} \Rightarrow$ perdita di 1 fibra

N.B. Per i casi FB e RBB, con i valori di partenza dei vari parametri, si evidenzia un minor numero di fibre sovrapposte rispetto ai casi URM e F.

6.3.2.1.1 Disposizione delle fibre su due livelli

Visti gli scarsi risultati ottenuti con le idee proposte nel paragrafo precedente, si è pensato, per eliminare o ridurre il problema della sovrapposizione delle fibre, di disporre le stesse su due livelli differenti, ovvero sfasate tra di loro di una certa quantità. Per

maggior chiarezza si faccia riferimento alla seguente figura. La distanza verticale tra due fibre è stata scelta in modo tale da eliminare sovrapposizioni nella stessa direzione.

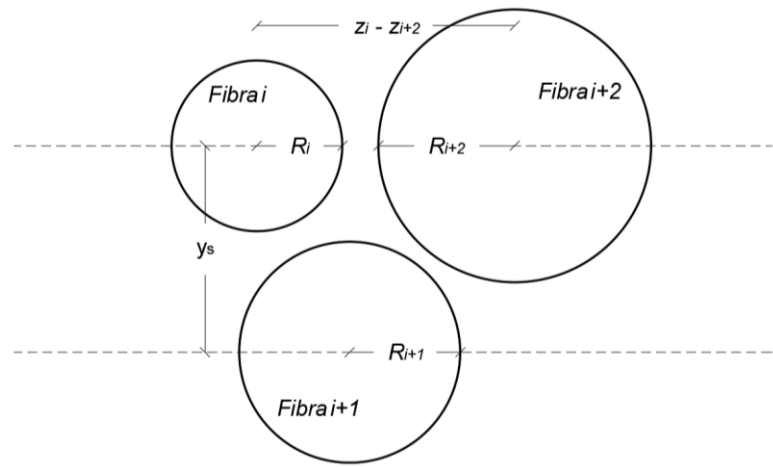


Figura 6.24. Disposizione delle fibre su due livelli

Come è possibile osservare nella seguente tabella, la disposizione delle fibre su due livelli, senza ulteriori accorgimenti, non è sufficiente ad eliminare il problema della sovrapposizione. Tuttavia, il numero di fibre non sovrapposte è almeno raddoppiato rispetto al caso di disposizione su singolo livello.

Fibra	$z_i - z_{i+2}$ [mm]	$R_i + R_{i+2}$ [mm]
1	411,22	30,63
2	130,65	35,42
3	84,12	38,04
4	63,32	40,24
5	51,87	42,29
6	44,96	44,31
7	40,68	46,39
8	38,17	48,63
9	37,06	51,15
10	37,29	54,14
11	39,21	58,00
12	44,04	63,70
13	58,53	76,90
14	76,10	35,03
15	41,27	45,80

Come precedentemente osservato, i parametri che maggiormente influenzano la distanza tra le fibre e quindi la loro eventuale sovrapposizione sono P_{No} e M_{No} . Pertanto, alla disposizione su due livelli si affianca il contemporaneo incremento di M_{No} e la riduzione di P_{No} . In particolare, la non sovrapposizione delle fibre si ottiene con +27,5% di M_{No} e -27,5% di P_{No} rispetto ai valori originali, come mostrato nella seguente tabella.

Numero punto corrispondente	P_n [N]	M_n [Nmm]	F_{yi} [N]	z_i [mm]
1	79.750,00	0,00	2658,33	1343,50
2	74.433,33	7.142.942,70	2658,33	764,14
3	69.116,67	11.205.637,63	2658,33	620,32
4	63.800,00	14.503.682,58	2658,33	534,38
5	58.483,33	17.344.815,01	2658,33	472,38
6	53.166,67	19.856.325,71	2658,33	423,03
7	47.850,00	22.105.451,46	2658,33	381,17
8	42.533,33	24.132.021,16	2658,33	343,97
9	37.216,67	25.960.809,65	2658,33	309,64
10	31.900,00	27.607.043,22	2658,33	276,85
11	26.583,33	29.078.958,57	2658,33	244,47
12	21.266,67	30.378.720,94	2658,33	211,27
13	15.950,00	31.501.950,70	2658,33	175,51
14	10.633,33	32.435.086,10	2658,33	133,82
15	5.316,67	33.146.585,11	2658,33	72,59
16	0,00	33.532.500,00		

Fibra	A_i [mmq]	f_{yi} [Mpa]	I_i [mm ⁴]	$z_i - z_{i+1}$ [mm]	R_i [mm]	$z_i - z_{i+2}$ [mm]	$R_i + R_{i+2}$ [mm]
1	45,27	58,72207	8,17E+07	579,36	3,80	723,18	12,06
2	141,04	18,84817	8,24E+07	143,82	6,70	229,76	16,31
3	214,64	12,38497	8,26E+07	85,94	8,27	147,94	19,14
4	289,83	9,17201	8,28E+07	62,00	9,61	111,35	21,76
5	371,54	7,15496	8,29E+07	49,35	10,87	91,21	24,37
6	463,99	5,72926	8,30E+07	41,86	12,15	79,06	27,12
7	572,33	4,64478	8,32E+07	37,20	13,50	71,54	30,14
8	703,82	3,77702	8,33E+07	34,34	14,97	67,12	33,59
9	869,84	3,05612	8,34E+07	32,79	16,64	65,17	37,75
10	1089,76	2,43937	8,35E+07	32,38	18,62	65,58	43,08
11	1399,98	1,89884	8,37E+07	33,20	21,11	68,96	50,58
12	1878,42	1,41520	8,38E+07	35,75	24,45	77,44	63,18
13	2728,72	0,97420	8,41E+07	41,69	29,47	102,93	101,17
14	4711,26	0,56425	8,44E+07	61,24	38,73	133,82	38,73
15	16150,87	0,16459	8,51E+07	72,59	71,70	72,59	71,70

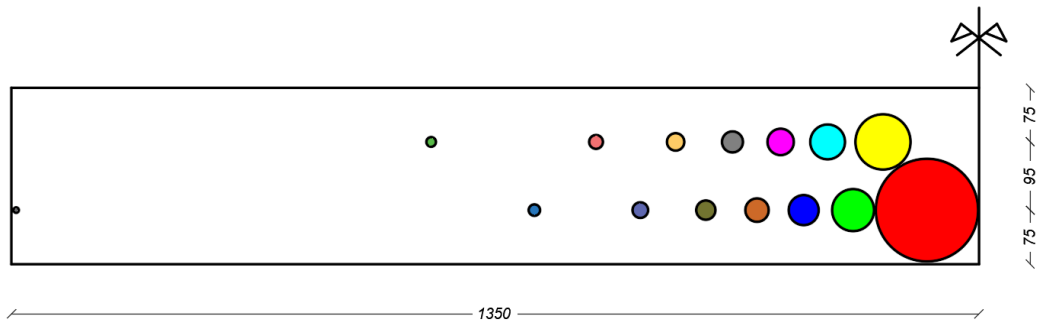


Figura 6.25. Disposizione fibre su due livelli per il caso URM

Di seguito, invece, la disposizione delle fibre su due livelli per il caso F, ottenuta incrementando il valore di partenza di M_{NO} del 12,5% e riducendo quello di P_{NO} del 12,5%.

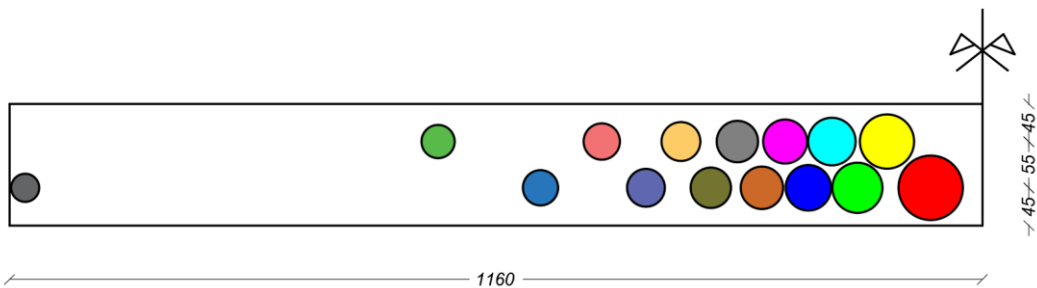


Figura 6.26. Disposizione fibre su due livelli per il caso F

Per le soluzioni di rinforzo FB e RBB, non è stato necessario modificare i valori originali dei parametri P_{NO} e M_{NO} . La sovrapposizione tra fibre viene eliminata semplicemente disponendo le stesse su due livelli diversi.

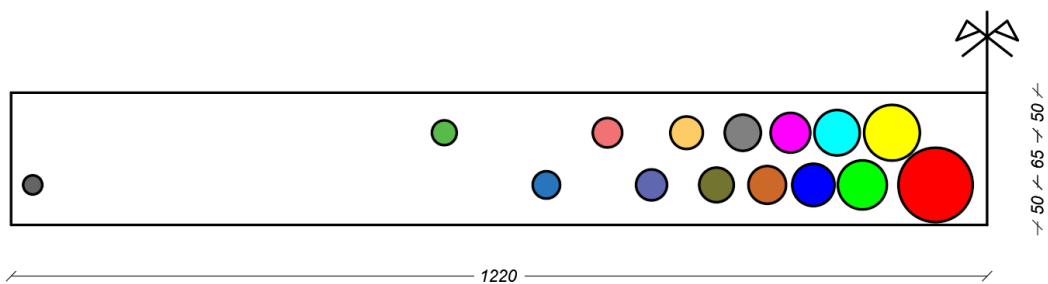


Figura 6.27. Disposizione fibre su due livelli per il caso FB

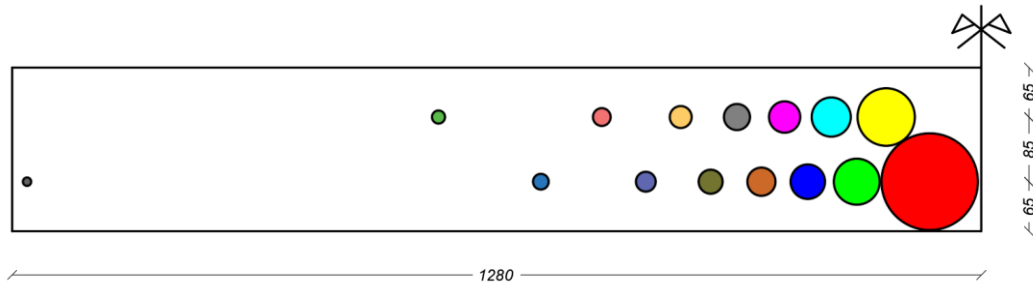


Figura 6.28. Disposizione fibre su due livelli per il caso RBB

6.3.2.2. Limitazione nella creazione dei modelli per le fibre

Secondo il modello di Donà et al., ad ogni fibra dovrebbe corrispondere un legame stress-strain differente. Difatti, le fibre sono caratterizzate da un materiale isteretico trilineare resistente alla sola compressione; per quanto riguarda la definizione del comportamento elastico delle fibre, cioè sino al loro punto di snervamento, si può far riferimento a quanto descritto nel paragrafo precedente, per quanto riguarda la definizione del comportamento post-elastico del macro-modello della tamponatura, e quindi dei vari parametri isteretici delle fibre, Donà et al. hanno adottato una taratura sperimentale, come riportato nella seguente figura.

	URM	F	FB	RBB
Internal fibres (set 1)				
no. fibres	120	90	30	90
σ_1	$-f_{yi}$	$-f_{yi}$	$-f_{yi}$	$-f_{yi}$
ϵ_1	$-f_{yi}/E_{mf}$	$-f_{yi}/E_{mf}$	$-f_{yi}/E_{mf}$	$-f_{yi}/E_{mf}$
σ_2	$\sigma_1 + 0.003 \cdot E_{mf}(\epsilon_2 - \epsilon_1)$	$\sigma_1 + 0.1 \cdot E_{mf}(\epsilon_2 - \epsilon_1)$	$\sigma_1 + 0.005 \cdot E_{mf}(\epsilon_2 - \epsilon_1)$	$\sigma_1 + 0.03 \cdot E_{mf}(\epsilon_2 - \epsilon_1)$
ϵ_2	-2.4	-0.001	-0.004	-0.004
σ_3	0.0	0.0	0.0	0.0
ϵ_3	-60.0	-0.02	-0.08	-0.01
pinchX	0.7	0.6	0.25	0.6
pinchY	0.3	0.1	0.0	0.1
damage1	0.00035	0.0001	0.00015	0.00025
damage2	0.0	0.0	0.0	0.0
β	0.0	0.0	0.0	0.0
External fibres (set 2)				
no. fibres	0	30	40	30
σ_1	-	$-1.2 \cdot f_{yi}$	$-0.7 \cdot f_{yi}$	$-1.2 \cdot f_{yi}$
ϵ_1	-	$-f_{yi}/(1.3 \cdot E_{mf})$	$-f_{yi}/(2.0 \cdot E_{mf})$	$-f_{yi}/(3.0 \cdot E_{mf})$
σ_2	-	$\sigma_1 + 0.07 \cdot E_{mf}(\epsilon_2 - \epsilon_1)$	$\sigma_1 + 0.9 \cdot E_{mf}(\epsilon_2 - \epsilon_1)$	$\sigma_1 + 1.7 \cdot E_{mf}(\epsilon_2 - \epsilon_1)$
ϵ_2	-	-0.003	-0.00475	-0.9
σ_3	-	$\sigma_2 + 0.385 \cdot E_{mf}(\epsilon_3 - \epsilon_2)$	0.0	$4.0 \cdot \sigma_2$
ϵ_3	-	-0.006	$1.01 \cdot \epsilon_2$	$2.0 \cdot \epsilon_2$
pinchX	-	0.55	0.0	0.0
pinchY	-	0.50	0.7	0.02
damage1	-	0.0	0.0	0.0
damage2	-	0.0	0.0	0.0
β	-	0.0	0.0	0.0

Figura 6.29. Valori e formule per il calcolo dei parametri isteretici delle fibre secondo Donà et al.

Non avendo a disposizione altre formulazioni per il calcolo del comportamento post-elastico delle fibre, si fa riferimento a quelle sopra riportate.

Ciò detto, la problematica da affrontare riguarda la limitazione intrinseca del software utilizzato nella creazione dei modelli per le fibre. Infatti, all'interno di MIDAS/Gen, l'opzione utilizzata per la creazione delle fibre è *Create Rebar* e tale opzione consente di utilizzare, per la stessa sezione a fibre, solo un numero limitato di modelli (ovvero tre), come osservabile in Figura 6.30.

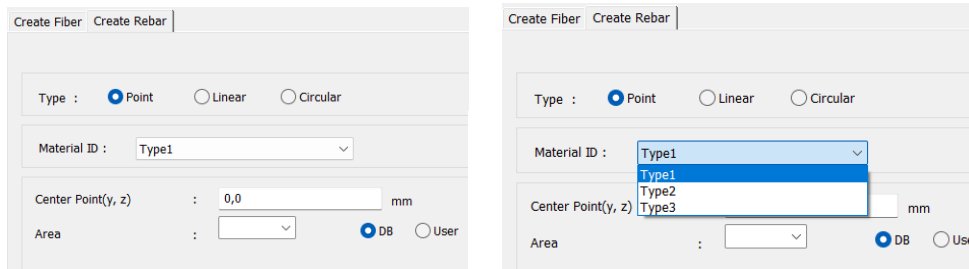


Figura 6.30. Opzione *Create Rebar* per la creazione delle fibre

Dovendo creare ben 15 fibre, ciascuna avente il proprio comportamento elastico e post-elastico, questa limitazione rappresenta un grosso problema per il prosieguo della ricerca. Per ovviare a tale inconveniente, si è deciso di raggruppare le 15 fibre disposte sul singolo lato in 3 gruppi da 5. Per ciascun gruppo si mantengono le aree A_i e le distanze z_i calcolate ma si assume un solo modello di riferimento, dove la forza di snervamento media è calcolata come segue a seconda del gruppo di appartenenza:

- Set n. 3 (le 5 fibre più vicine): media ponderata sulle aree A_i ;
- Set n. 1 (le 5 fibre più lontane): media ponderata sul prodotto $A_i \cdot z_i$;
- Set n. 2 (le 5 fibre intermedie): media delle due medie ponderate (sulle aree A_i e sul prodotto $A_i \cdot z_i$).

Per quanto riguarda il modello da utilizzare su MIDAS/Gen per rappresentare il comportamento trilineare delle fibre, si è scelto di adattare ad esso il modello Kent-Scott-Park in quanto prevede il degrado del materiale. Il punto di picco del diagramma trilineare si assume corrispondente con l'analogo del modello K-S-P con le relative deformazioni. È evidente che in questo modo si perdono alcune importanti informazioni legate al comportamento elastico delle fibre.

$$\sigma_2 = f_c' \quad \varepsilon_2 = \varepsilon_{c0} \quad \varepsilon_3 = \varepsilon_{c1}$$

Per maggiore chiarezza, si faccia riferimento alla seguente figura.

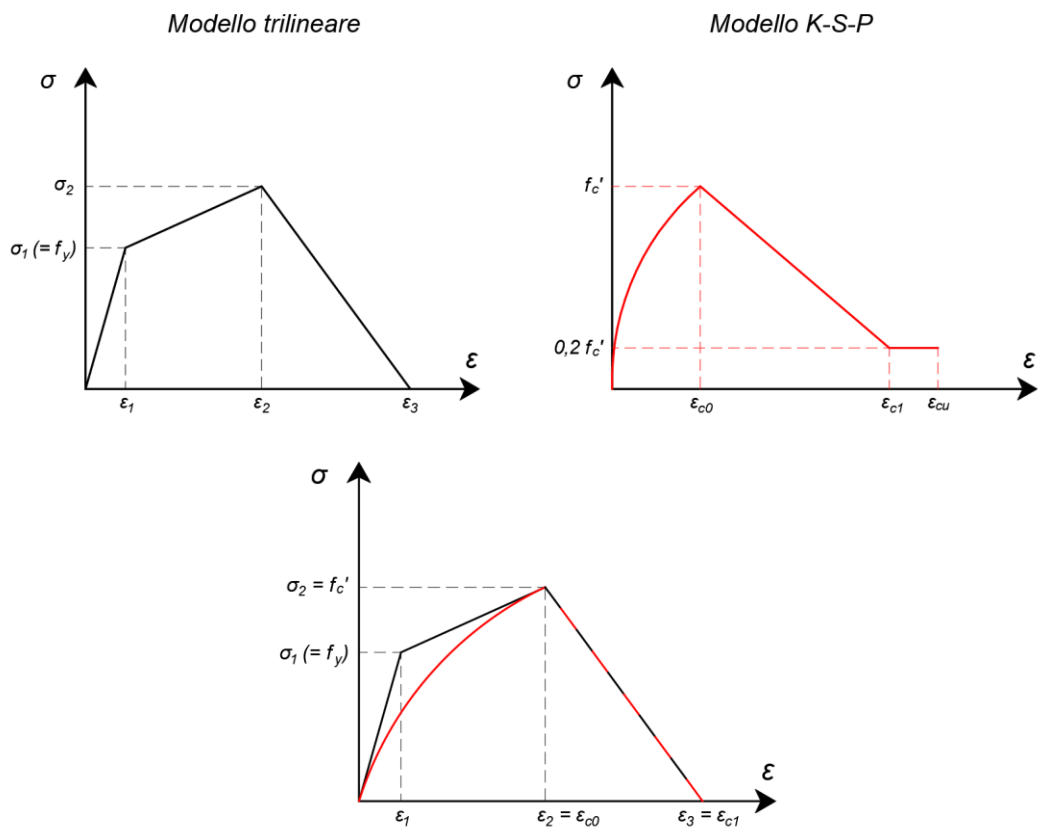


Figura 6.31. Adattamento del modello K-S-P al modello trilineare

Da notare che date le formule sopra riportate, per il modello K-S-P in MIDAS/Gen si assumerà un valore di ϵ_{cu} infinitesimamente più alto di ϵ_{c1} e si spunterà l'opzione "Assume Strength as Zero After Critical Strain (ϵ_{cu})" per fare in modo che il modello non presenti più resistenza una volta raggiunta la deformazione critica.

In tabella si riporta il calcolo dei vari parametri necessari alla definizione dei modelli sul programma di calcolo per il caso FB. Le formule impiegate sono quelle previste dalla calibrazione sperimentale di Donà et al. evidenziate in Figura 6.29; per semplicità, si considerano sono quelle relative alle fibre interne.

										Modello trilineare					Modello Kent-Scott-Park equivalente con $K = 1$				
N° fibra	zi [mm]	Ai [mm]	fvi [Mpa]	f _{v, medio} [Mpa]	σ1 [Mpa]	ε1	σ2 [Mpa]	ε2	σ3 [Mpa]	ε3	f _c [Mpa]	εc0	εc1	εcu					
1° set di fibre	1	1193,13	457,51	12,604	7,3667	7,3667	0,000658	7,5538	0,0	0,0800	7,5538	0,00400	0,0800	> εc1					
	2	678,62	770,54	7,484															
	3	550,89	934,22	6,173															
	4	474,57	1072,21	5,378															
	5	419,51	1201,59	4,799															
2° set di fibre	6	375,69	1330,53	4,334	3,5746	3,5746	0,000319	3,7808	0,0	0,0800	3,7808	0,00400	0,0800	> εc1					
	7	338,51	1464,97	3,936															
	8	305,47	1610,75	3,580															
	9	274,98	1775,09	3,249															
	10	245,86	1968,46	2,930															
3° set di fibre	11	217,11	2208,15	2,612	1,5699	1,5699	0,0001	1,7860	0,0	0,0800	1,7860	0,00400	0,0800	> εc1					
	12	187,62	2526,93	2,282															
	13	155,87	2999,03	1,923															
	14	118,85	3852,81	1,497															
	15	64,46	6779,77	0,851															

6.3.3 Analisi eseguita in MIDAS/Gen

A questo punto è possibile creare la sezione a fibre che rappresenta la muratura di tamponamento, con le dimensioni e le distanze sinora calcolate. A titolo di esempio si riporta la sezione a fibre relativa al pannello del tipo FB. Si osservi che le fibre vengono annegate all'interno di materiale modellato alla Kent-Scott-Park per il quale sono state assunte caratteristiche meccaniche bassissime al fine di non condizionare l'analisi.

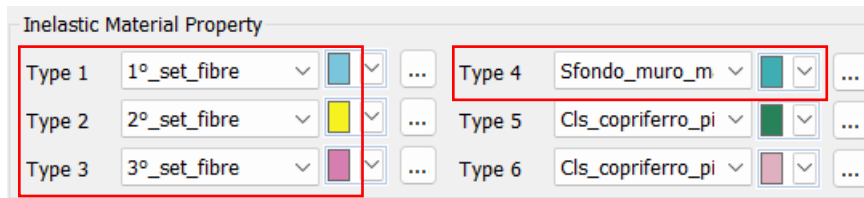
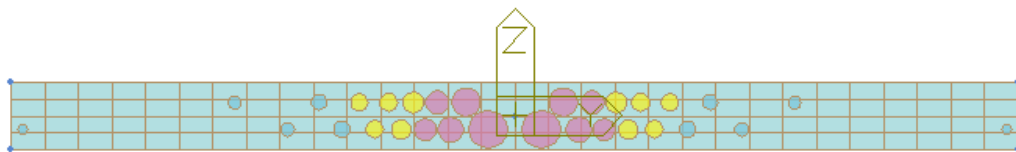
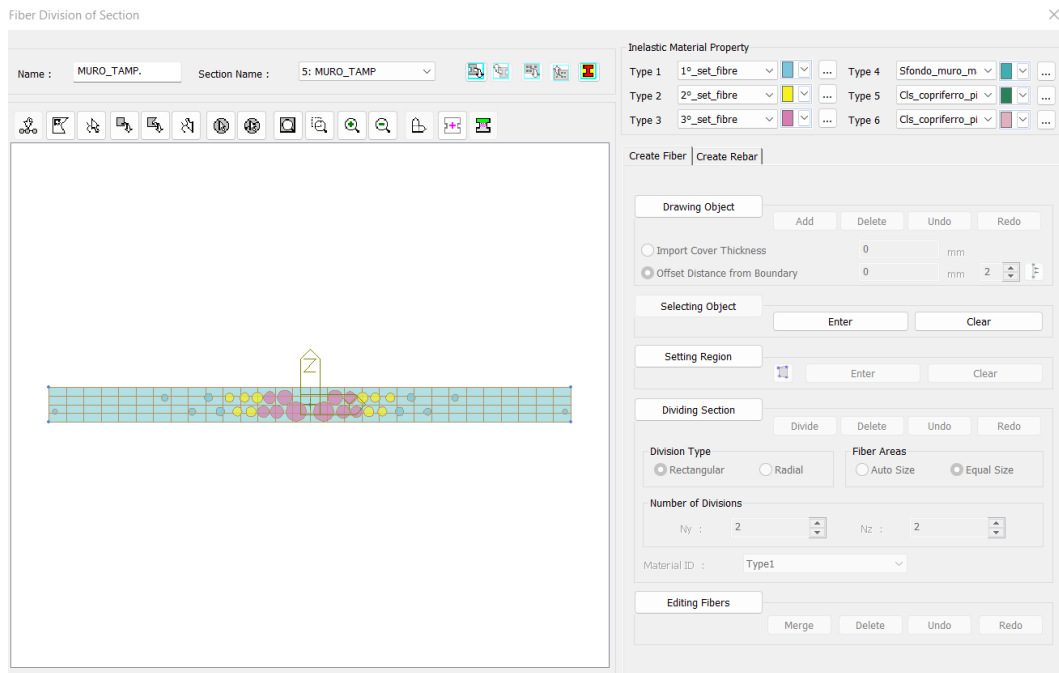


Figura 6.32. Creazione sezione a fibre per la tamponatura su MIDAS/Gen

Il modello definitivo del telaio tamponato impiegato per le analisi viene di seguito proposto.

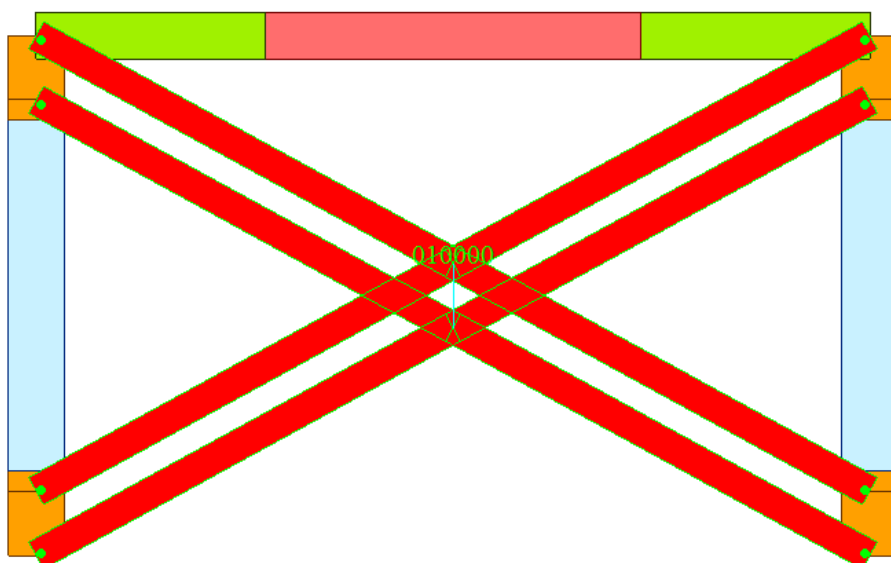


Figura 6.33. Modello FEM telaio tamponato

I due nodi centrali vengono collegati con un link rigido nella direzione OOP per sincronizzare le due masse in tale direzione. Vengono inoltre inseriti degli end-release alle estremità dei puntoni dove questi si connettono al telaio, per rilasciare i gradi di libertà rotazionali, come previsto nel modello di Donà et al..

Per quanto riguarda i carichi, si può far riferimento a quanto già esposto per i telai nudi con la differenza che la storia di carico (spostamento) IP è definita in modo da seguire la storia applicata nelle prove eseguite sui telai tamponati, e analoghe considerazioni valgono per la storia di spostamento OOP che è applicata a uno dei due nodi centrali, vista la loro connessione OOP realizzata dal rigid link. Per le due storie si creano le apposite funzioni moltiplicatore, di seguito riportate.

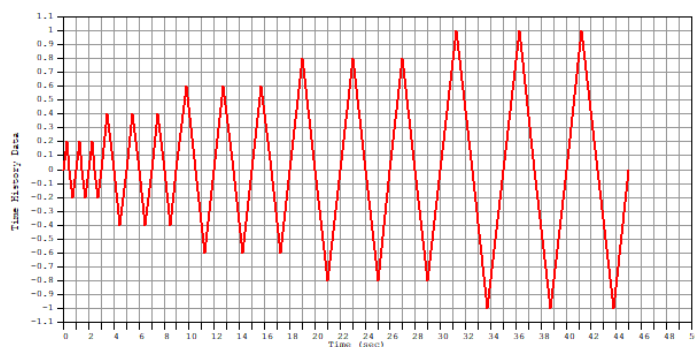


Figura 6.34. Funzione moltiplicatore per la storia di spostamento IP del telaio tamponato FB

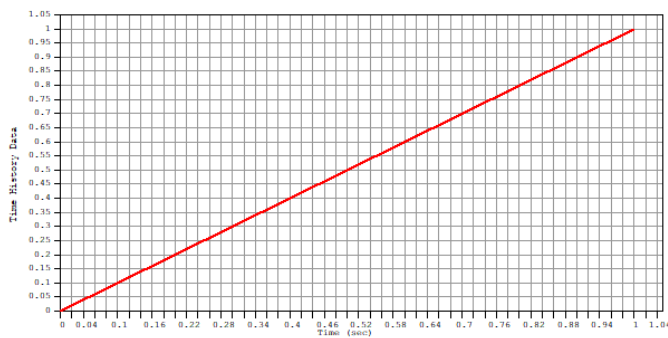


Figura 6.35. Funzione moltiplicatore per la storia di spostamento OOP del telaio tamponato FB

La storia OOP consta di uno spostamento fuori piano crescente sino a 9,24 mm e viene applicata sia per drift nullo IP che per drift IP pari a 0,5% per il caso FB.

Poiché la massa della tamponatura viene applicata ai nodi centrali nella TH OOP, si assume densità e modulo elastico nullo per il materiale lineare che costituisce i puntone. Questa assunzione fa in modo che nella TH del p.p., il peso della tamponatura, rappresentato da una sezione rettangolare di dimensioni tale da accogliere le 30 fibre così come calcolate in termini di posizione e area nel paragrafo 6.3.2.1, non venga calcolato e applicato alla struttura. Tale peso sarebbe errato perché calcolato su una sezione fittizia che è stata introdotta solo per ospitare le fibre.

La forza corrispondente allo spostamento OOP applicato viene valutata come somma delle forze in tale direzione corrispondenti agli 8 elementi puntone che costituiscono la tamponatura. Tuttavia, con le condizioni di geometria, carico e vincolo sopra esposte, il software restituisce degli errori e non riesce a performare l'analisi, probabilmente a causa di alcune labilità della struttura generate dall'impiego degli end-release. Pertanto, al fine di trovare una soluzione al problema, sono state eseguite diverse analisi modificando di volta in volta alcune condizioni generali:

1. Rimozione completa degli end release

Il software non riesce a performare le analisi riguardanti le time history iniziali (p.p., carico su pilastri e precompressione) e la time history IP ma riesce a risolvere quella OOP, restituendo dei grafici parabolici crescenti $F(OOP) - s(OOP)$ per ciascun puntone. Questi andamenti non rispecchiano il reale comportamento della tamponatura poiché non mostrano il degrado della stessa, previsto dal modello K-S-P utilizzato per le fibre e dai risultati delle ricerche di Donà et al..

2. Inserimento singoli end release

Una volta rimossi gli end release dalla struttura, sono state eseguite varie prove svincolando le rotazioni una alla volta per capire la loro influenza sull'analisi e dando valori diversi agli end release adottati. MIDAS/Gen permette infatti di lavorare sugli end release sia in termini assoluti, dando un valore finito allo stesso, che in termini relativi, assumendo dei valori compresi tra 0 e 1, dove 0 significa rilasciare completamente la rotazione attorno all'asse scelto e 1 esattamente il contrario.

Si è osservato che inserire un end release solo lungo l'asse y del riferimento di MIDAS (asse OOP della struttura) consente di ottenere dei risultati su alcune time history (p.p., carico su pilastri e OOP) ma non sulla time history IP che, comunque, costituisce la base per quella fuori piano. Ad ogni modo, i grafici della sola storia di spostamento OOP rispecchiano quanto ottenuto al punto 1, senza degrado del materiale.

Invece, per quanto riguarda gli end release in x e z, la situazione è più complicata poiché, per ottenere un'analisi completa OOP, è stato necessario eseguire un numero elevato di prove variando i valori attribuiti agli stessi. I risultati conseguiti non variano rispetto a quelli ottenuti al punto 1.

Sono state poi condotte delle prove svincolando tutte e tre le rotazioni ma assumendo valori diversi. Anche in questo caso, pur completando l'analisi in alcuni casi, il software non restituisce i risultati attesi.

3. Rimozione rigid link

È stato eliminato il rigid link che garantiva la connessione fuori piano dei due nodi centrali e la storia di spostamento OOP è stata applicata a entrambi i nodi ma non è stato conseguiti alcun progresso rispetto ai casi precedenti.

4. Variazione dei parametri del modello K-S-P del cls fittizio

Si è pensato di modificare le proprietà del modello K-S-P del cls fittizio in cui le fibre sono immerse, nonostante quest'ultimo fosse stato inserito in Midas con caratteristiche scadenti. Rispetto al valore di partenza di f_c' pari a 10^{-5} MPa, si sono provati i valori 10^{-6} e 10^{-9} ma per tali valori il programma non riesce a completare l'analisi. Per valutare la sua influenza, sono state condotte le prove con f_c' pari a 10^{-4} MPa, 10^{-2} MPa e 10^{-1} MPa riscontrando che negli ultimi due casi aumentano i picchi delle curve OOP, a dimostrazione del fatto che il cls in cui sono immerse

le fibre fornisce il suo contributo. Per il valore impiegato di $10^{-5} MPa$, l'influenza di tale cls dovrebbe essere quindi nulla.

In ogni caso, non si riscontra alcun tipo di degrado.

5. Variazione dei parametri dei modelli K-S-P delle fibre

Sono stati modificati i valori di ε_{c1} dei modelli Kent-Scott-Park dei 3 set di fibre, lasciando inalterati gli altri parametri ε_{c0} e f_c' . I valori impiegati per ε_{c1} nelle varie prove eseguite sono $0,05 - 0,02 - 0,01 - 0,008 - 0,006 - 0,1$, mentre il valore di partenza è pari, secondo le formule di Donà et al., a $0,08$. Non si è ottenuto alcun cambiamento rispetto al caso originale, per cui questo parametro non influenza l'analisi.

Sono stati modificati i valori di ε_{c0} dei modelli Kent-Scott-Park dei 3 set di fibre, lasciando inalterati gli altri parametri ε_{c1} e f_c' . I valori impiegati per ε_{c0} nelle varie prove eseguite sono $0,003 - 0,002 - 0,001 - 0,005 - 0,006 - 0,007 - 0,008$, mentre il valore di partenza è pari, secondo le formule di Donà et al., a $0,004$. In alcuni casi aumentano i picchi dei grafici F-s (OOP), in altri si abbassano, in altri ancora l'analisi non va a buon fine, senza mai ottenere alcun risultato concreto.

Analoghe considerazioni valgono per le prove eseguite modificando f_c' e lasciando inalterati i parametri ε_{c0} e ε_{c1} . Sono stati modificati i valori di f_c' dei 3 set di fibre mantenendo costanti i rapporti tra essi, pari a quelli di partenza; il riferimento è costituito da f_c' del 1° set e i valori impiegati sono $6,0 - 5,0 - 4,0 - 2,0 - 1,0 - 10,0 - 12,0 MPa$, mentre il valore di partenza è $7,55 MPa$. Solitamente, ad una riduzione dei valori di f_c' corrisponde una riduzione dei picchi dei grafici e viceversa, purchè l'analisi vada a buon fine.

6. Aumento spostamento OOP

È stato aumentato lo spostamento OOP originale di 9,24 mm. Infatti, si è pensato che con quel valore di spostamento il modello a fibre della tamponatura non arrivasse alla fase di degrado. Sono stati impiegati i valori di 15, 25 e 35 mm ma le curve ottenute hanno sempre andamento parabolico crescente. Contemporaneamente all'aumento dello spostamento OOP sono state modificate le proprietà dei modelli K-S-P, come descritto al punto 5, senza ottenere risultati soddisfacenti.

7. Inserimento beam elastico

Ciascuno degli 8 puntoni che rappresentano la tamponatura è stato suddiviso in due parti, come nel modello di Donà et al., una parte elastica per connettere i puntoni agli elementi del telaio, e una parte modellata a fibre secondo quanto visto nei paragrafi precedenti. Per la parte elastica sono stati assunti modulo e densità praticamente nulli e dimensioni 120 x 120 mm.

Sono stati considerati diversi rapporti tra le lunghezze delle due porzioni, 1/10, 1/5 e 10/1, e sono state eseguite alcune prove senza end release oppure assumendoli diversi di volta in volta.

Anche in questo caso, seppur ottenendo risultati diversi, questi non sono stati soddisfacenti.

Al posto dei *beam* elastici alle estremità sono stati impiegati anche dei *truss* o gli elementi *compression only*. Tuttavia, in questi casi, l'analisi restituisce centinaia di warning.

N.B. Poiché la modellazione a fibre della tamponatura non conduce, secondo le analisi effettuate, a risultati realistici o comunque simili a quelli ottenuti sperimentalmente o dalle ricerche di Donà et al. 1], si è in seguito considerata una modellazione alternativa della tamponatura che prevede l'impiego di elementi truss non lineari con cerniere plastiche concentrate. Il singolo pannello sarà rappresentato da 4 elementi truss, due per ciascuna diagonale della parete, come meglio descritto nei paragrafi che seguono.

Capitolo 7

CALIBRAZIONE DEI TELAI NUDI

All'interno di questo elaborato, la procedura di calibrazione dei telai nudi verrà eseguita e proposta nel dettaglio solo per il telaio "ospitante" la soluzione RBB, per gli altri telai la sequenza di operazioni che consente di arrivare al risultato finale è perfettamente analoga.

Come accennato al paragrafo 6.2, i parametri che influenzano la calibrazione sono $\varepsilon_{c0}, f_c', E_y, f_y$.

7.1 Modello iniziale del telaio "ospitante" il rinforzo RBB

Il modello iniziale del telaio "ospitante" il rinforzo RBB viene elaborato rispettando i materiali teorici della campagna sperimentale di riferimento, dunque, cls C25/30 e acciaio B450C, nonché i quantitativi di armatura presenti negli elementi del telaio. Per tali quantitativi si rimanda all'apposita tabella del paragrafo 5.2.

Pertanto, i seguenti sono i valori dei parametri dei modelli Kent-Scott-Park e Menegotto-Pinto per il caso analizzato:

- Calcestruzzo C25/30 per pilastri e travi $\Rightarrow f_c' = f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$
- Acciaio d'armatura B450C per armatura long. e staffe $\Rightarrow f_y = f_{yk} = 450,0 \text{ MPa}$
- Cls non confinato (copriferro) per travi e pilastri:
 $K = 1,0 \quad \varepsilon_{c0} = 0,002 \quad \varepsilon_{c1} = 0,0035 \quad \varepsilon_{cu} = 0,004$
- Cls confinato per pilastro_Sez_P1 (zona critica-confinata):
 $K = 1,435 \quad \varepsilon_{c0} = 0,00287 \quad \varepsilon_{c1} = 0,0293 \quad \varepsilon_{cu} = 0,0366$

- *Cls confinato per pilastro_Seiz_P2 (zona centrale non confinata):*

$$K = 1,107 \quad \varepsilon_{c0} = 0,00221 \quad \varepsilon_{c1} = 0,0096 \quad \varepsilon_{cu} = 0,0120$$

- *Cls confinato per trave_Seiz_T1 (zona critica-confinata):*

$$K = 1,218 \quad \varepsilon_{c0} = 0,00244 \quad \varepsilon_{c1} = 0,01624 \quad \varepsilon_{cu} = 0,0203$$

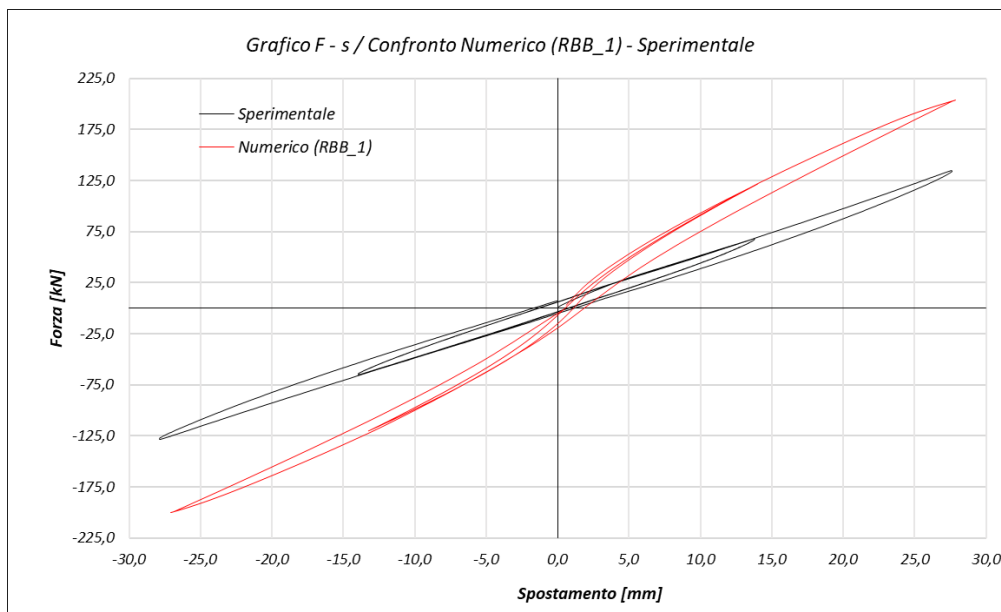
- *Cls confinato per trave_Seiz_T3 (zona centrale non confinata):*

$$K = 1,101 \quad \varepsilon_{c0} = 0,0022 \quad \varepsilon_{c1} = 0,0092 \quad \varepsilon_{cu} = 0,0115$$

- *Acciaio d'armatura per travi e pilastri:*

$$f_y = 450,0 \text{ MPa} \quad E = 200.000,0 \text{ MPa} \quad b = 0,005$$

Il seguente grafico mostra il confronto tra il risultato sperimentale e quello numerico.



Si osserva come i due grafici siano molto distanti sia in termini di picco di forza che di rigidezza dei cicli, pertanto, è evidente la necessità di apportare alcune variazioni ai modelli non lineari di partenza al fine di migliorare la corrispondenza tra i grafici numerico e sperimentale.

7.2 Influenza dei parametri caratteristici e modello finale RBB

Le numerose prove effettuate sul software variando i parametri caratteristici ε_{c0} , f_c' , E_y , f_y hanno evidenziato alcune peculiarità nell'influenza che tali parametri hanno sul comportamento del modello. In linea generale, si è osservato che:

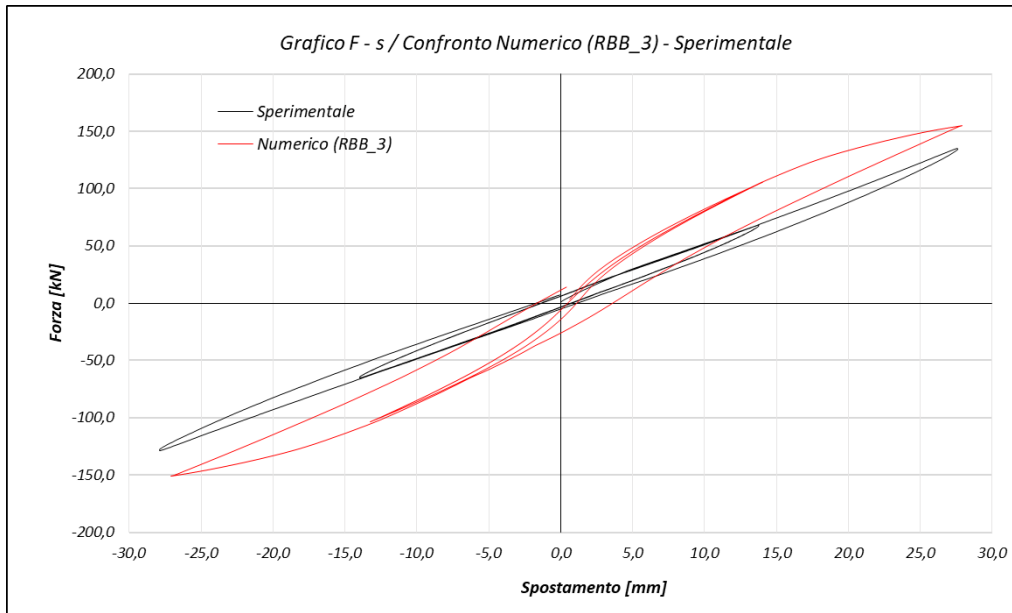
- Per aumentare la forza massima e di conseguenza la rigidezza della risposta è sufficiente ridurre il fattore ε_{c0} e/o aumentare il fattore f_c' nei modelli Kent-Scott-Park [2] del cls, o aumentare i parametri E_y e/o f_y nel modello Menegotto-Pinto [3] delle barre d'armatura;
- Per aumentare l'area racchiusa dal grafico e quindi l'energia dissipata dal telaio è sufficiente ridurre i parametri ε_{c0} e/o f_y , o aumentare il modulo dell'acciaio E_y .

Pertanto, per il telaio "ospitante" il rinforzo RBB, sono state condotte un totale di quindici prove, alcune delle quali vengono di seguito proposte per far meglio comprendere al lettore l'influenza dei parametri su descritti.

Si ricorda che una variazione di f_c' e/o f_y comporta un ricalcolo dei parametri dei modelli Kent-Scott-Park. Per rendere più veloce tale procedura è stato predisposto un apposito foglio excel.

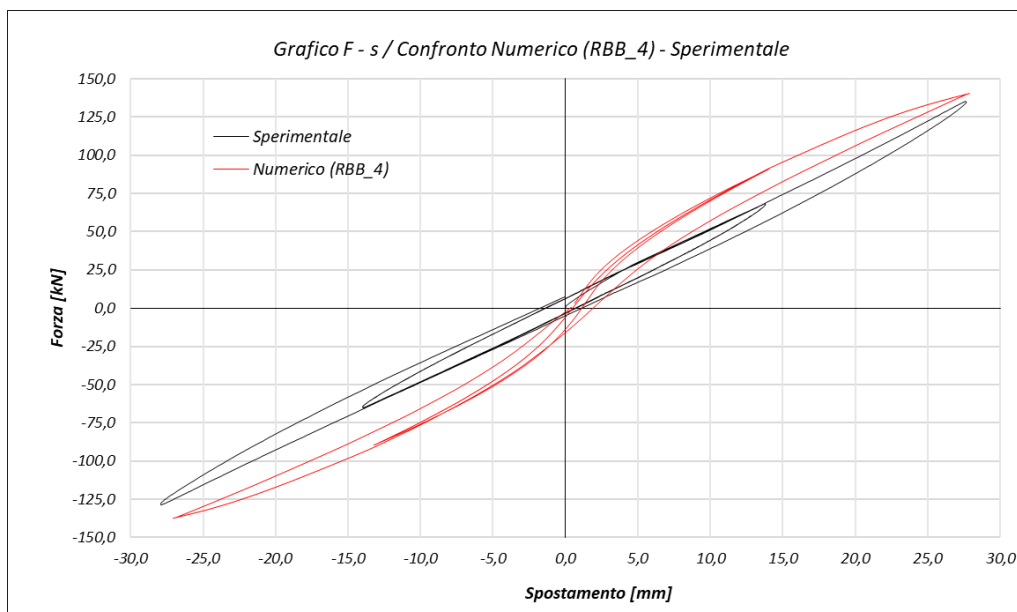
Prova RBB n. 3 ($f_y = 250$ MPa; $E_y = 145.000$ MPa)

Nella prova n. 3 si è ridotto f_y dal valore teorico di 450 MPa a 250 MPa ed E_y dal valore teorico di 200.000 MPa a 145.000 MPa. Mediante tale riduzione si può osservare sia un incremento dell'area racchiusa dal grafico numerico che una riduzione della forza di picco e della rigidezza; in questo caso, l'incremento di area legato alla riduzione di f_y supera la diminuzione di area legata alla riduzione di E_y .



Prova RBB n. 4 ($f_y = 250 \text{ MPa}$; $E_y = 100.000 \text{ MPa}$)

A partire dalla precedente prova (RBB_3), si è modificato il solo valore di E_y portandolo da 145.000 MPa a 100.000 MPa. Secondo quanto detto nell'introduzione, a tale modifica dovrebbe corrispondere una riduzione dell'area racchiusa dal grafico e una riduzione della forza di picco e della rigidezza; questo trova riscontro nella seguente figura.

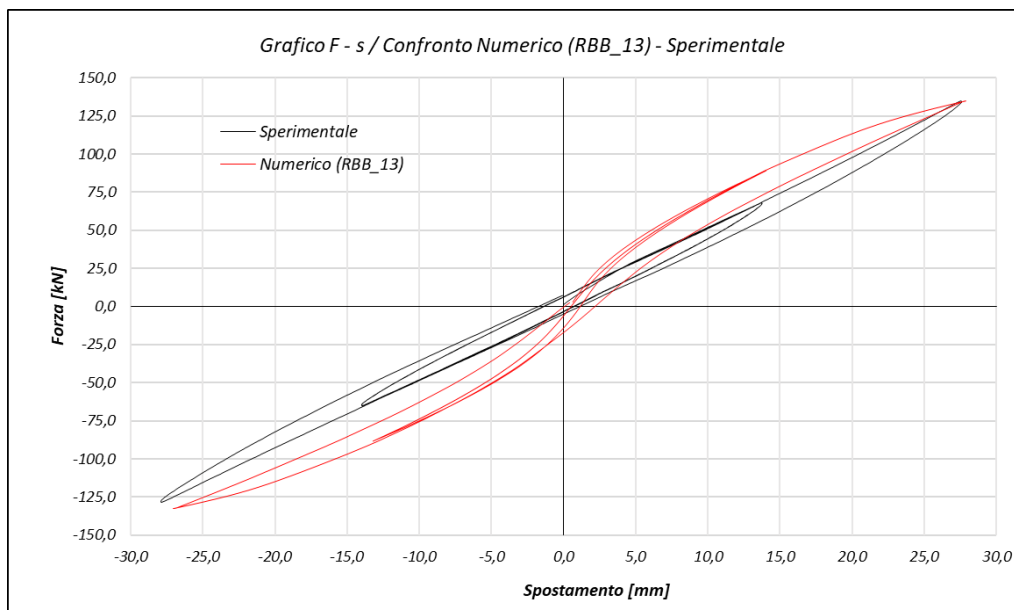


N.B. Per il caso *RBB* si è ritenuto di non modificare la resistenza del cls lasciandola pari al valore teorico, inoltre, le variazioni apportate al fattore ε_{c0} nelle varie prove eseguite non hanno consentito di ottenere importanti modifiche del grafico F-s numerico, pertanto, ε_{c0} è stato di volta in volta calcolato secondo le formulazioni previste dal modello Kent-Scott-Park.

Prova RBB n. 13 ($f_y = 225 \text{ MPa}$; $E_y = 95.000 \text{ MPa}$)

La migliore soluzione numerica ottenuta, ovvero quella che meglio approssima il grafico sperimentale, sia in termini di energia dissipata, sia in termini di forza massima e rigidità, è costituita dalla prova n. 13 (RBB_13) ed è di seguito proposta.

- Calcestruzzo C25/30 per pilastri e travi $\Rightarrow f_c' = f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$
- Cls non confinato (copriferro) per travi e pilastri:
 $K = 1,0 \quad \varepsilon_{c0} = 0,002 \quad \varepsilon_{c1} = 0,0035 \quad \varepsilon_{cu} = 0,004$
- Cls confinato per pilastro_Sez_P1 (zona critica-confinata):
 $K = 1,217 \quad \varepsilon_{c0} = 0,00243 \quad \varepsilon_{c1} = 0,01624 \quad \varepsilon_{cu} = 0,0203$
- Cls confinato per pilastro_Sez_P2 (zona centrale non confinata):
 $K = 1,054 \quad \varepsilon_{c0} = 0,00211 \quad \varepsilon_{c1} = 0,0064 \quad \varepsilon_{cu} = 0,008$
- Cls confinato per trave_Sez_T1 (zona critica-confinata):
 $K = 1,109 \quad \varepsilon_{c0} = 0,00222 \quad \varepsilon_{c1} = 0,00976 \quad \varepsilon_{cu} = 0,0122$
- Cls confinato per trave_Sez_T3 (zona centrale non confinata):
 $K = 1,05 \quad \varepsilon_{c0} = 0,0021 \quad \varepsilon_{c1} = 0,00624 \quad \varepsilon_{cu} = 0,0078$
- Acciaio d'armatura per travi e pilastri:
 $f_y = 225,0 \text{ MPa} \quad E = 95.000,0 \text{ MPa} \quad b = 0,005$



7.3 Calibrazione dei telai ospitanti le altre soluzioni (URM, F, FB)

Come anticipato all’inizio del capitolo, per gli altri telai, ovvero quelli relativi alle soluzioni URM, F e FB, non viene proposta la procedura di calibrazione completa, pur essendo quest’ultima perfettamente analoga a quella impiegata per l’RBB.

Dunque, si riportano di seguito solo i modelli iniziale, con i valori teorici dei materiali, e finale, derivante dal processo di calibrazione mediante variazione dei parametri caratteristici.

Si vuole far presente che per completare la calibrazione si è resa necessaria l’esecuzione dei seguenti numeri di prove:

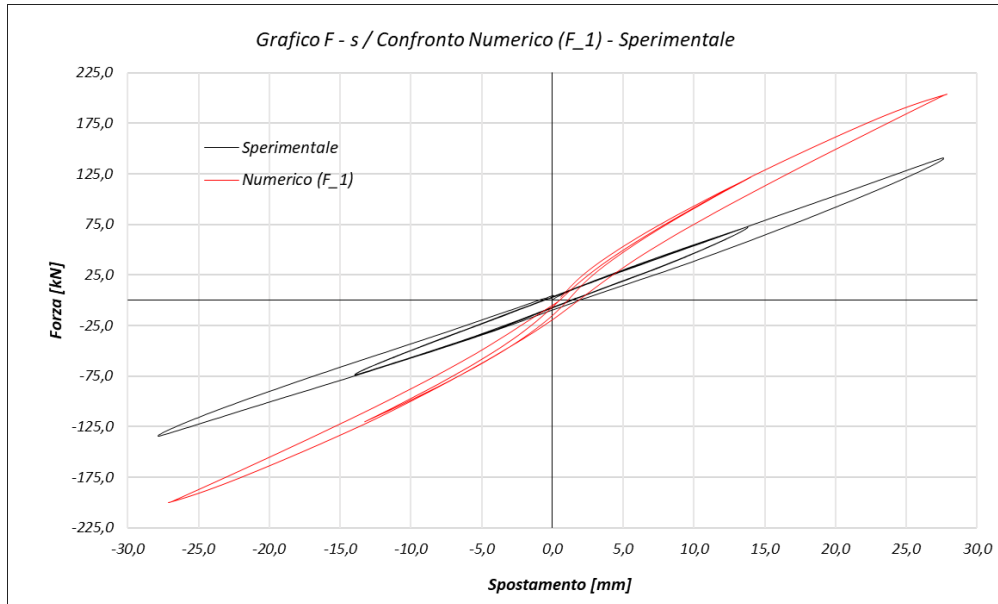
- URM: 10 prove;
- F: 15 prove;
- FB: 11 prove.

7.3.1 Telaio “ospitante” tamponature F e FB

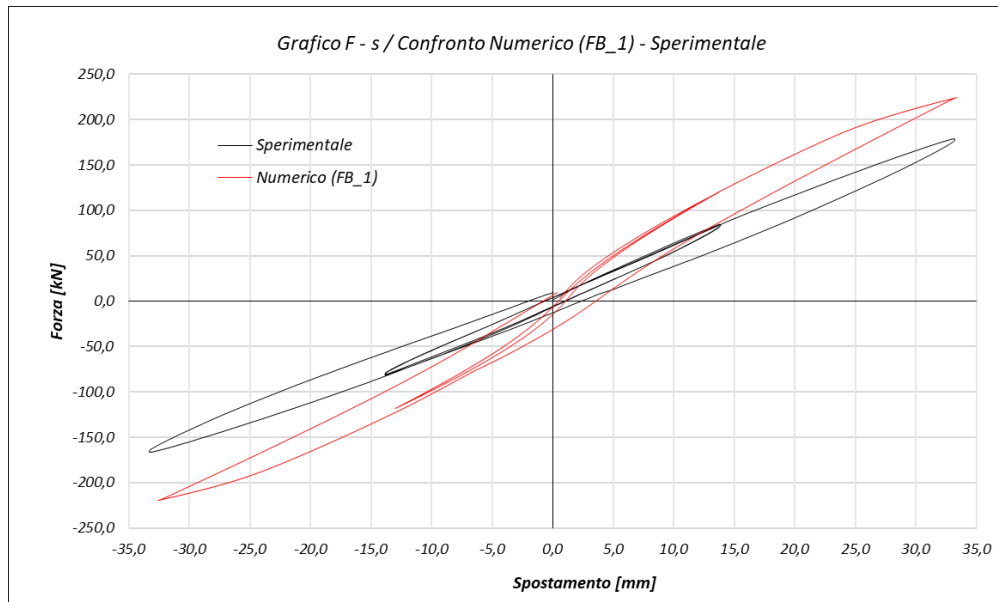
Poiché il telaio ospitante le tamponature F e FB è identico, per geometria e dettagli costruttivi, a quello ospitante la muratura RBB, i modelli iniziali relativi a F e FB sono coincidenti con quelli utilizzati per RBB. Per quanto concerne i risultati con il modello di

partenza, F coincide con RBB, mentre FB, avendo una storia di spostamento differente, ha risultati diversi.

Modello iniziale F / Prova F n. 1 (F_1)

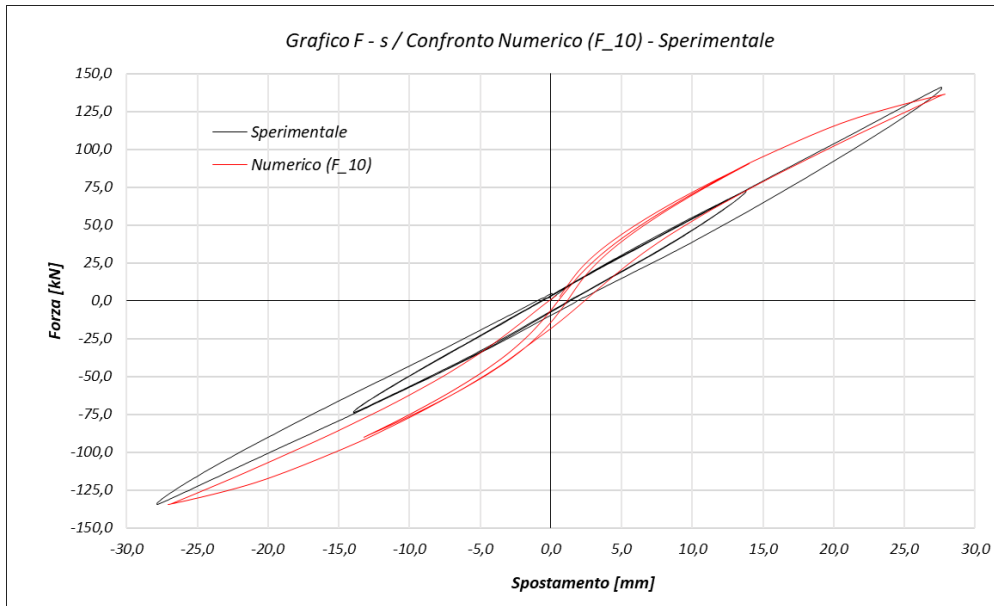


Modello iniziale FB / Prova FB n. 1 (FB_1)



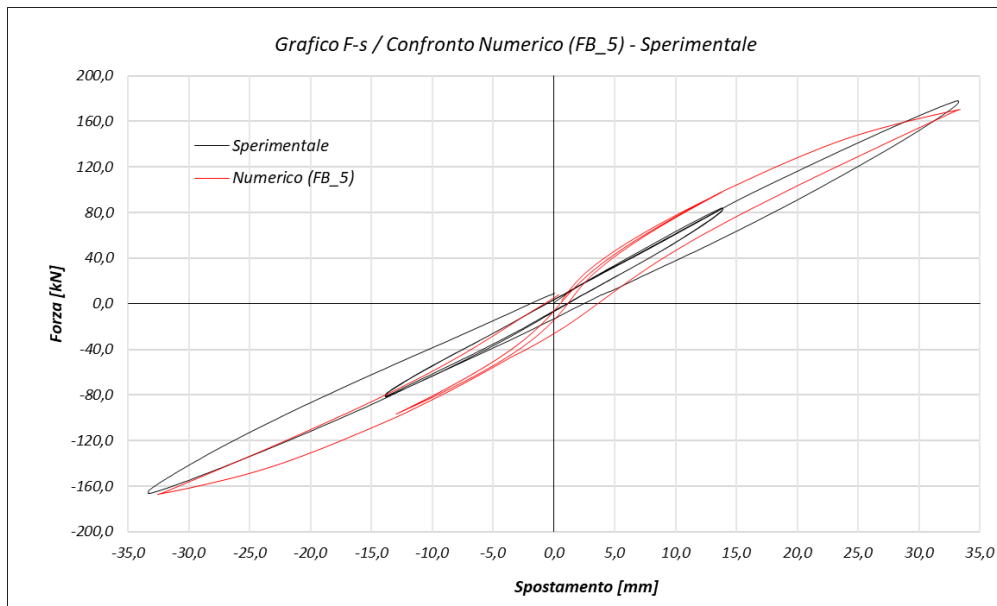
Modello finale calibrato F / Prova F n. 10 (F_10)

$$f'_c = f_{ck} = 25,0 \text{ MPa} \quad f_y = 225 \text{ MPa} \quad E_y = 100.000 \text{ MPa}$$



Modello finale calibrato FB / Prova FB n. 5 (FB_5)

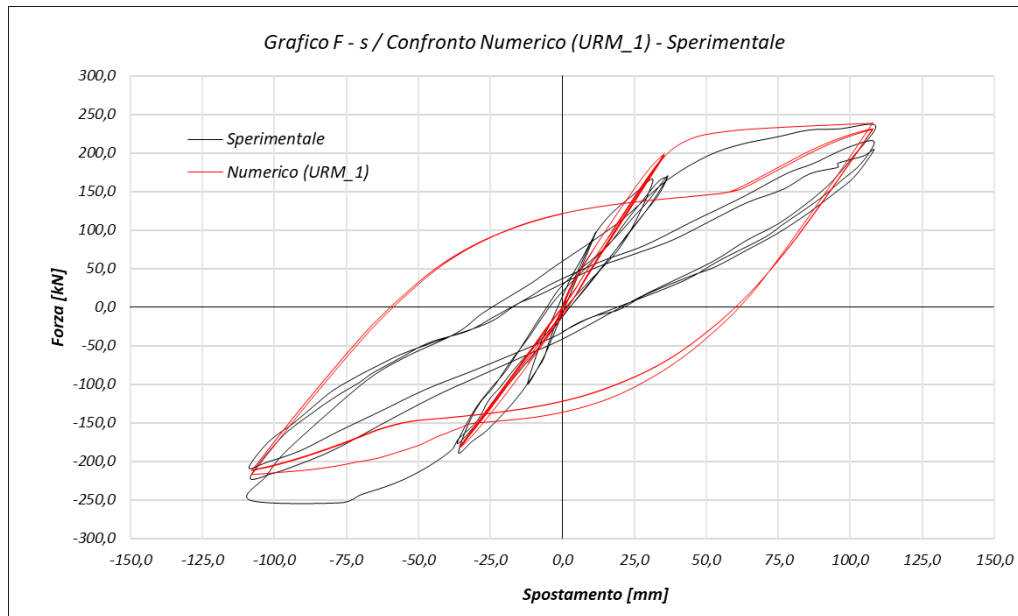
$$f'_c = f_{ck} = 25,0 \text{ MPa} \quad f_y = 300 \text{ MPa} \quad E_y = 125.000 \text{ MPa}$$



7.3.2 Telaio "ospitante" tamponatura URM

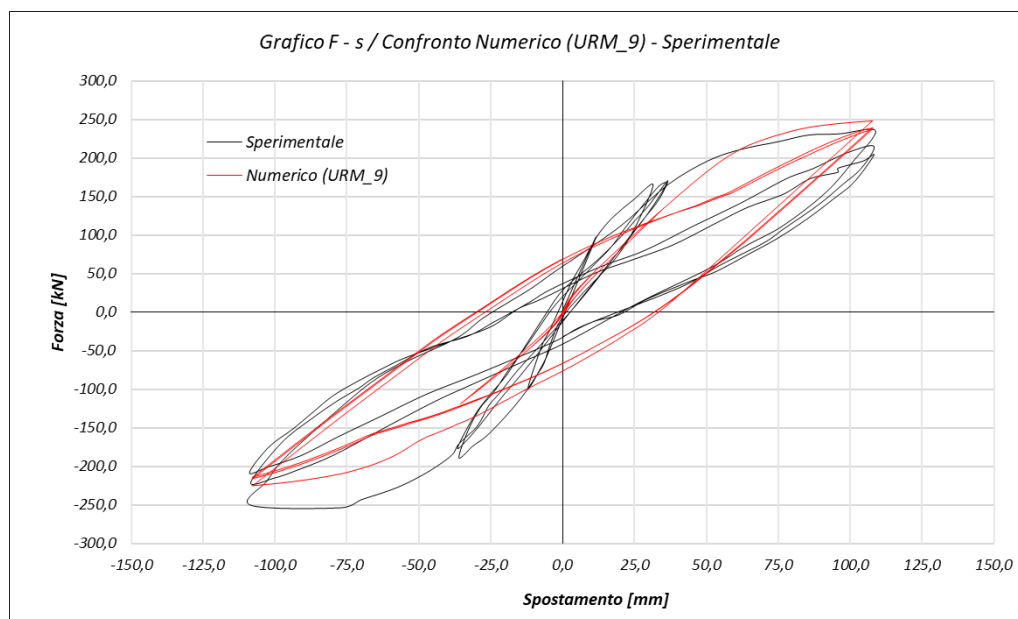
Modello iniziale URM / Prova URM n. 1 (URM_1)

$$f_c' = f_{ck} = 25,0 \text{ MPa} \quad f_y = 500 \text{ MPa} \quad E_y = 200.000 \text{ MPa}$$



Modello finale calibrato URM / Prova URM n. 9 (URM_9)

$$f_c' = f_{ck} = 25,0 \text{ MPa} \quad f_y = 550 \text{ MPa} \quad E_y = 115.000 \text{ MPa}$$



Capitolo 8

MODELLAZIONE DEI TAMPONAMENTI MEDIANTE TRUSS E CALIBRAZIONE IP DEI TELAI TAMPONATI

Sin dai primi tentativi di produrre un modello adeguato, i risultati sperimentali e alcune osservazioni concettuali hanno indicato che una biella diagonale con appropriate caratteristiche meccaniche poteva essere impiegata per la rappresentazione di una parete di tamponamento, presentando dei vantaggi sia in termini di semplicità che di efficienza; quindi è spontaneo schematizzare il telaio tamponato come un telaio controventato da bielle diagonali incrociate reagenti solo a compressione e connesse con delle cerniere agli angoli della maglia.

Negli ultimi anni, questo approccio si è evoluto in modelli più complessi multi-puntone, che consentono una simulazione più realistica dell'interazione telaio-parete. A tal fine, secondo gli studi di Crisafulli & Carr, un macro-modello appropriato dovrebbe essere almeno a doppio puntone.

All'interno del presente elaborato, viste le difficoltà incontrate nella modellazione a fibre della tamponatura, il singolo pannello verrà quindi modellato mediante due puntoni per diagonale della parete, secondo le modalità descritte nei seguenti paragrafi.

8.1 Geometria, materiali e carichi applicati

Le tamponature verranno inserite nei modelli FEM dei telai nudi modellati e calibrati nell'analisi precedente, ricordando che gli elementi trave e pilastro sono rappresentati da beam modellati secondo l'approccio delle sezioni a fibre.

Per quanto riguarda le bielle, tra gli elementi presenti nel programma di calcolo quello che meglio si adatta a questo tipo di comportamento è l'elemento *truss*, ovvero un elemento *beam* a sezione trasversale costante incernierato alle estremità, in grado quindi di resistere solo a sollecitazioni assiali.

Per le condizioni di vincolo sono stati inseriti incastrati in corrispondenza del nodo inferiore di ognuno dei pilastri.

Rispetto ai telai nudi, si è resa necessaria l'introduzione sotto ciascun pilastro di un elemento *beam* fittizio (Figura 8.1), di lunghezza irrisoria pari a 1 mm e modulo 10 volte superiore a quello del pilastro per non influenzare l'analisi, al fine di considerare anche il contributo dell'elemento diagonale (biella).

Si ricorda infatti che Midas non dispone di una funzione automatica che consenta di associare allo spostamento applicato la forza corrispondente ma quest'ultima verrà calcolata come somma dei tagli alla base dei due pilastri. Pertanto, senza l'elemento fittizio, l'intersezione tra pilastro e biella risulterebbe perfettamente in corrispondenza dell'incastro alla base e, dunque, valutando il taglio sul pilastro non si terrebbe conto del contributo fornito dalla biella. Un approccio alternativo ma più dispendioso potrebbe essere quello di sommare al contributo del pilastro quello orizzontale fornito dal puntone, senza introdurre l'elemento fittizio di cui sopra.

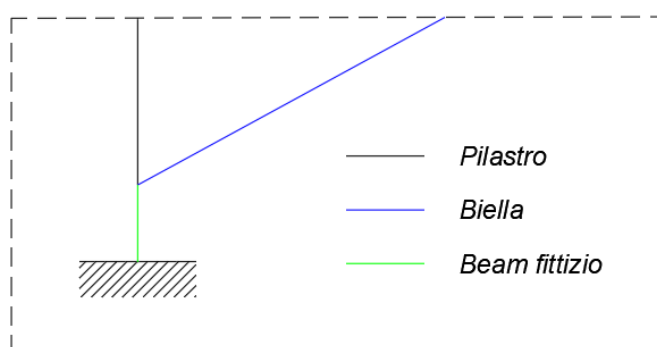


Figura 8.1. Inserimento beam fittizio per valutare il contributo della biella

Per quanto concerne i materiali a comportamento lineare, a travi e pilastri è stato aggiunto quello relativo alla tamponatura. Per il modulo elastico di quest'ultimo, non avendo altri dati a disposizione, si è deciso di utilizzare i valori calibrati sperimentalmente in Donà et al., ovvero:

- Tamponatura URM: $E_w = 9.000 \text{ MPa}$;
- Tamponatura F: $E_w = 8.100 \text{ MPa}$;
- Tamponatura FB: $E_w = 11.200 \text{ MPa}$;
- Tamponatura RBB: $E_w = 12.615 \text{ MPa}$.

Per quanto riguarda i carichi, si può far riferimento a quanto già esposto per i telai nudi con la differenza che la storia di carico (spostamento) IP è definita in modo da seguire la storia applicata nelle prove eseguite sui telai tamponati, quindi, lo spostamento massimo sarà pari a 33,00 mm per F e RBB (drift dell'1,2%), 13,75 mm per FB (drift dello 0,5%) e 12,00 mm per URM (drift dello 0,4%). Pertanto, le funzioni "moltiplicatore" sono le seguenti.

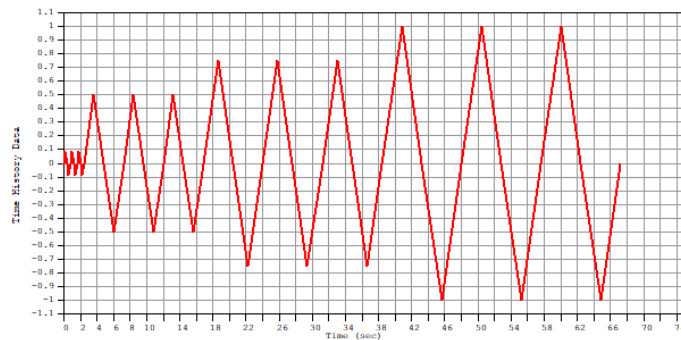


Figura 8.2. Funzione moltiplicatore per la storia di spostamento IP per il telaio tamponato URM

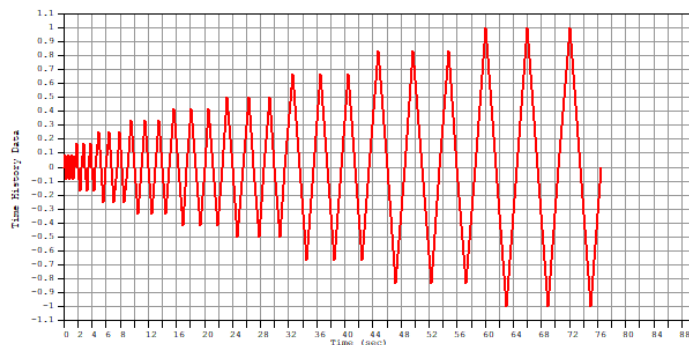


Figura 8.3. Funzione moltiplicatore per la storia di spostamento IP per il telaio tamponato F e RBB

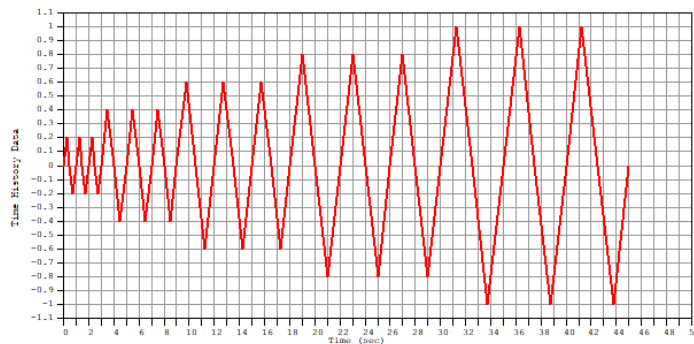


Figura 8.4. Funzione moltiplicatore per la storia di spostamento IP per il telaio tamponato FB

Per quanto riguarda le dimensioni assunte per rappresentare il puntone diagonale, si faccia riferimento alle formulazioni di Donà et al, riportate nel capitolo 3. Applicando tali formule, si ottengono i seguenti valori per le quattro tipologie di muratura studiate.

PARAMETRI PUNSTONE EQUIVALENTE							
Tipo di tamponamento	tw [mm]	d [mm]	λh [-]	w [mm]	$Aeq = tw \cdot w$ [mmq]	lc [mm]	yc [mm]
URM	115	5408,33	4,266	529,79	60925,60	1104,70	368,23
F	120	5311,54	4,088	529,25	63509,44	1114,33	371,44
FB			4,433	512,37	61484,40	1027,61	342,54
RBB			4,567	506,31	60757,24	997,50	332,50

Si osservi che ogni biella modellata in MIDAS/Gen è caratterizzata da una larghezza w e un'area equivalente pari alla metà dei valori presenti in tabella, in quanto ci sono due bielle per ogni diagonale della parete.

Inoltre, poiché i rinforzi tipo F, FB e RBB godono dello stesso telaio di base, si è pensato, per ridurre il numero di modelli FEM da creare, di considerare per essi un valore medio di y_c approssimato a 350,00 mm. Il valore di y_c per il modello URM viene per semplicità approssimato a 370,00 mm.

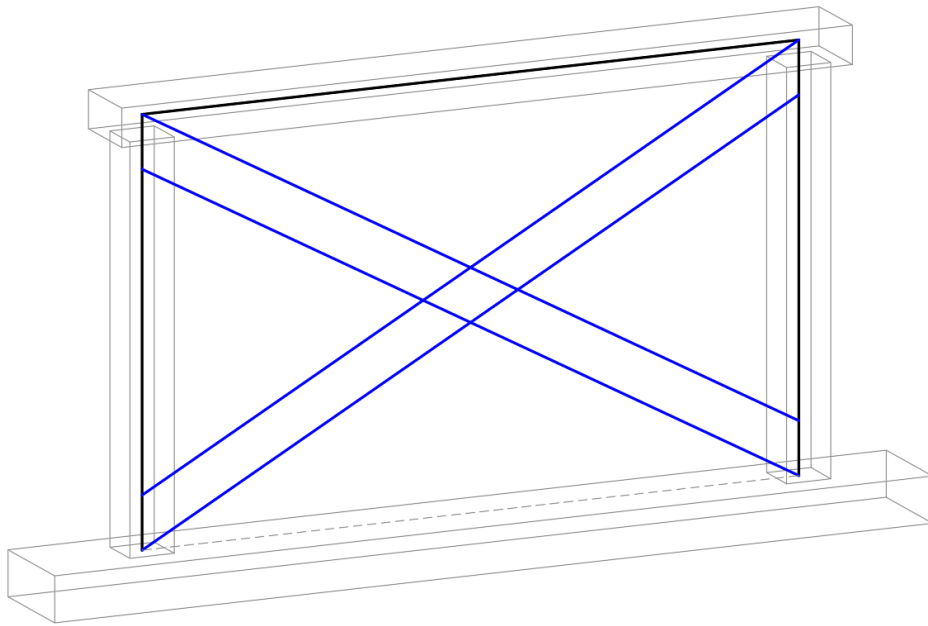


Figura 8.5. Schematizzazione del modello di telaio tamponato impiegato

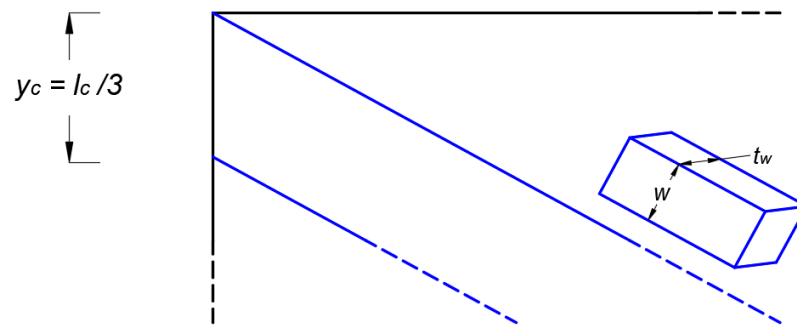


Figura 8.6. Particolare posizione bielle rispetto al telaio

I modelli FEM ottenuti su MIDAS/Gen sono di seguiti presentati:

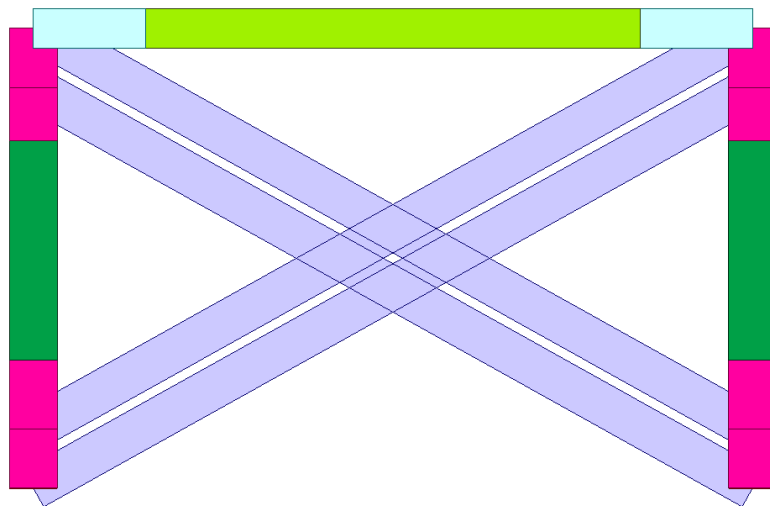


Figura 8.7. Modello FEM telaio tamponato URM

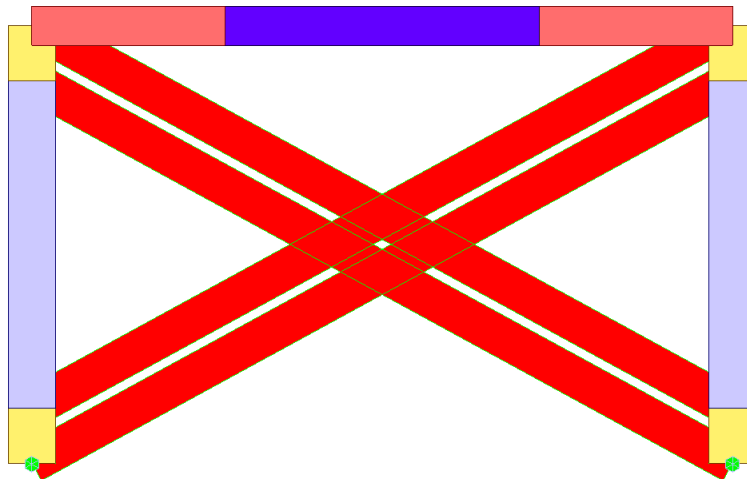


Figura 8.8. Modello FEM telaio tamponato F, FB e RBB

È da notare che sui modelli FEM che rappresentano i telai tamponati con rinforzo tipo F, FB e RBB, la lunghezza delle zone confinate dei pilastri (SEZ_{P1}) è stata ridotta da 450,00 mm a 350,00 mm, ovvero il valore di y_c , rispetto ai modelli dei telai nudi, al fine di evitare problemi di stabilità della soluzione durante l'analisi, legati al fatto di avere punti di intersezione in cui convergono elementi caratterizzati da discretizzazioni a fibre diverse.

8.2 Modello FEMA

Tra i vari modelli a plasticità concentrata presenti all'interno di MIDAS/Gen 2021, per rappresentare il comportamento non lineare delle tamponature e descrivere il loro degrado per effetto dei cicli di carico/scarico, si è scelto di impiegare il modello FEMA.

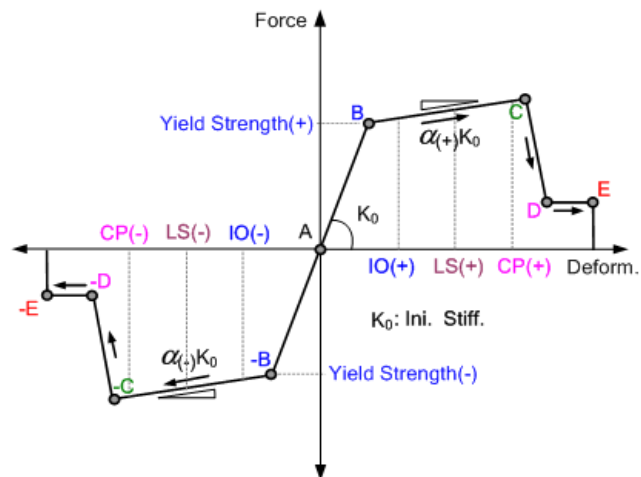


Figura 8.9. Legame Forza-deformazione del modello FEMA in MIDAS/Gen 2021

La curva scheletro è costituita da quattro tratti aventi pendenza diversa, di seguito descritti:

- A-B: è il ramo elastico della curva; il punto B definisce il limite di snervamento;
- B-C: è il ramo includente della curva; il punto C rappresenta la massima resistenza;
- C-D: definisce il ramo degradante della curva;
- D-E: tratto a forza costante, residua del pannello.

Il modello isteretico utilizzato in MIDAS è lo *Stiffness Degrading Slip*. Dal punto E, tramite apposito comando, la forza viene mantenuta costante, per conservare un minimo di resistenza dopo il degrado. La rigidezza iniziale è pari a quella elastica.

La curva sforzo-deformazione è definita sia per la fase di trazione sia per quella di compressione, con andamenti che possono essere non simmetrici rispetto all'origine. In particolare, poiché le bielle sono inserite lungo entrambe le diagonali si inseriscono valori trascurabili per il campo di resistenza a trazione.

Il modello inserito nel codice di calcolo MIDAS/Gen 2021 richiede che vengano forniti i valori di forza e deformazione (rispetto ai corrispondenti valori allo snervamento) dei punti C, D ed E, nonché il valore di F_y , mentre i punti A e B sono predefiniti dal software.

Un esempio di definizione del modello FEMA è presentato nella seguente figura.

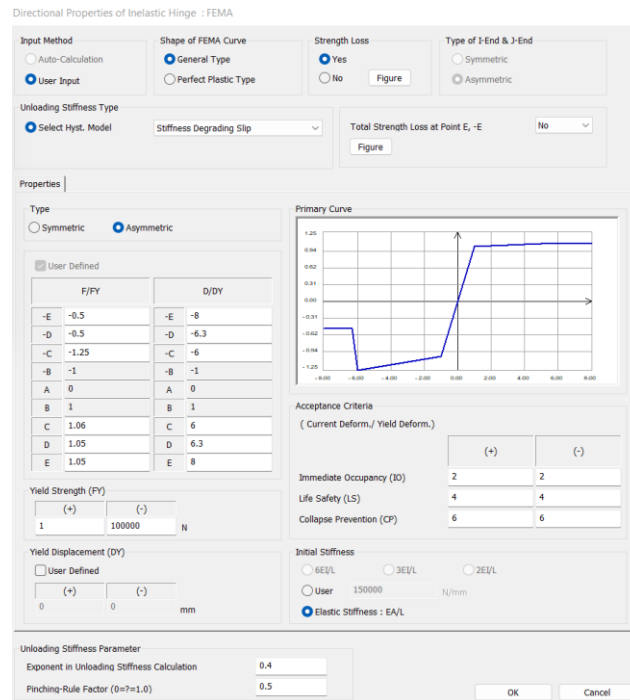


Figura 8.10. Esempio di modello FEMA [7] in MIDAS/Gen

8.3 Calibrazione dei telai tamponati

Come per i telai nudi, la calibrazione dei telai tamponati è un processo iterativo il cui fine è quello di ottenere una soluzione, in termini sempre di grafico F-s, il più possibile vicina a quella sperimentale.

Poiché si assumono come modelli di partenza quelli ottenuti dalla calibrazione dei telai nudi, la procedura è molto semplice e consiste nel variare i valori dei vari parametri del modello FEMA che rappresenta il comportamento della singola biella. In particolare, considerando che il modello isteretico impiegato è lo *Stiffness Degrading Slip*, i parametri a tal punto significativi sono i valori di F/F_y e D/D_y dei punti C,D ed E della curva scheletro, la forza di snervamento F_y e i cosiddetti *Unloading Stiffness Parameter*.

La prima fase della calibrazione riguarderà esclusivamente il valore di F_y e i rapporti di forza e deformazione sopra definiti. Nella seconda fase si utilizzeranno gli *Unloading Stiffness Parameter* per “aggiustare” la curva ottenuta nella fase precedente.

Come fatto per i telai nudi, la procedura rigorosa di calibrazione verrà proposta nel dettaglio solo per i telai tamponati con rinforzo tipo RBB, fermo restando che la sequenza di operazioni è sempre la stessa.

8.3.1 Influenza dei parametri e calibrazione RBB

8.3.1.1 Fase 1

Di seguito si evidenzia l’influenza dei parametri suddetti sul risultato delle analisi eseguite in MIDAS/Gen:

- F_y : aumentare il valore di tale parametro a parità degli altri fattori significa aumentare il picco di forza dei vari cicli e cioè la resistenza del pannello di muratura;
- La relazione di proporzionalità esistente tra i valori di F/F_y dei punti B, C, D ed E definisce, in termini di forza, “quanto” aumenta la resistenza della tamponatura nel ramo di incrudimento e di quanto degrada il pannello durante i cicli di carico/scarico rispetto al picco di resistenza;
- La relazione di proporzionalità esistente tra i valori di D/D_y degli stessi punti definisce, in termini di spostamento/deformazione, la “lunghezza” dei rami di incrudimento e degradante.

Con riferimento agli ultimi due punti, il valore di F/F_y in D ed E deve essere tale da quantificare quindi il degrado della muratura, pertanto, aumentarlo si tradurrebbe nell’aumentare il picco di quei cicli corrispondenti alla fase di degrado; viceversa, diminuirlo porterebbe ad un più importante degrado del pannello.

Il valore di D/D_y in C è utile per definire “quando” si arresta la fase di incrudimento e inizia quella di degrado, dopo la quale (punto D) la forza viene mantenuta costante; aumentare D/D_y in C significherebbe raggiungere la forza massima della tamponatura per spostamenti più elevati, ovvero ci sarebbero meno cicli a carattere degradante.

Prova RBB n. 13.1

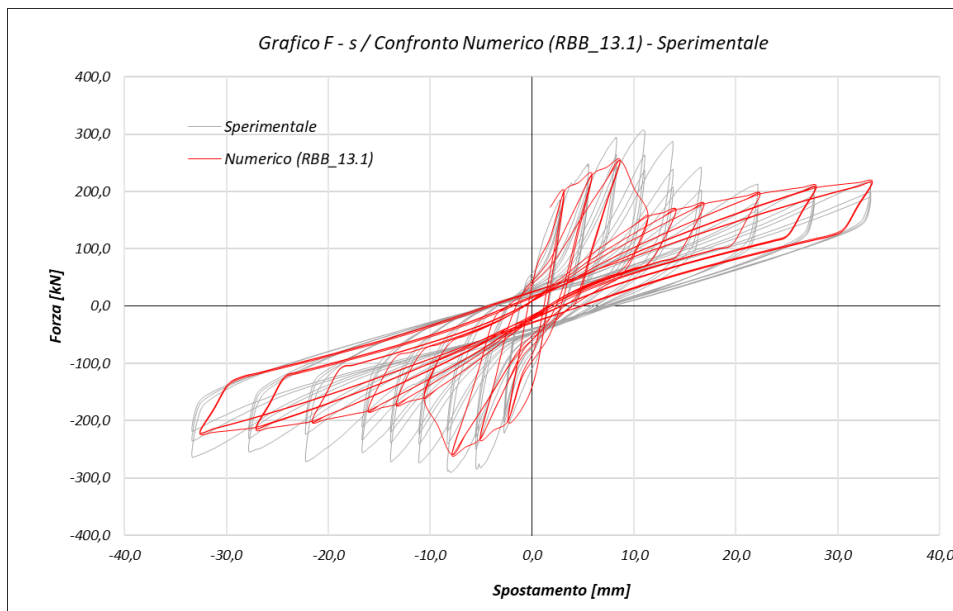
Nella seguente figura si propone il risultato della prima prova eseguita sul telaio tamponato con rinforzo RBB. In essa si è considerato un valore di F_y pari a 100.000 N e i seguenti valori (di default) di F/F_y e D/D_y per i punti caratteristici C, D ed E:

$$(C): \quad F/F_y = -1,25 \quad D/D_y = -6$$

$$(D): \quad F/F_y = -0,5 \quad D/D_y = -6,3$$

$$(E): \quad F/F_y = -0,5 \quad D/D_y = -8,3$$

Non si propongono i valori relativi alla parte di trazione per le motivazioni espresse in precedenza.



È possibile osservare come non vi sia una buona corrispondenza tra i grafici numerico e sperimentale, soprattutto per quanto concerne i primi cicli.

Prova RBB n. 13.3

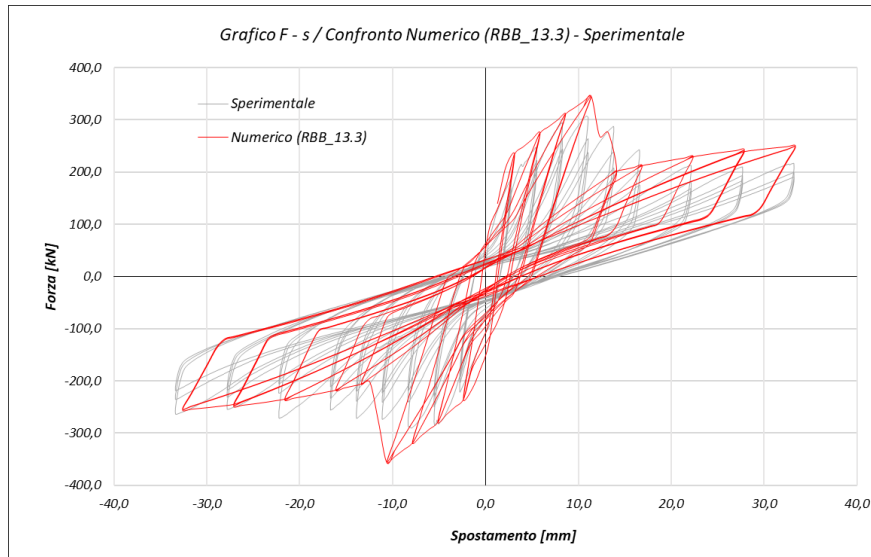
Nella prova successiva si è incrementato il valore di F/F_y dei punti C, D ed E ed il valore di F_y , mantenendo inalterati gli altri parametri.

$$F_y = 120.000 \text{ N}$$

$$(C): \quad F/F_y = -1,5$$

$$(D): \quad F/F_y = -0,6$$

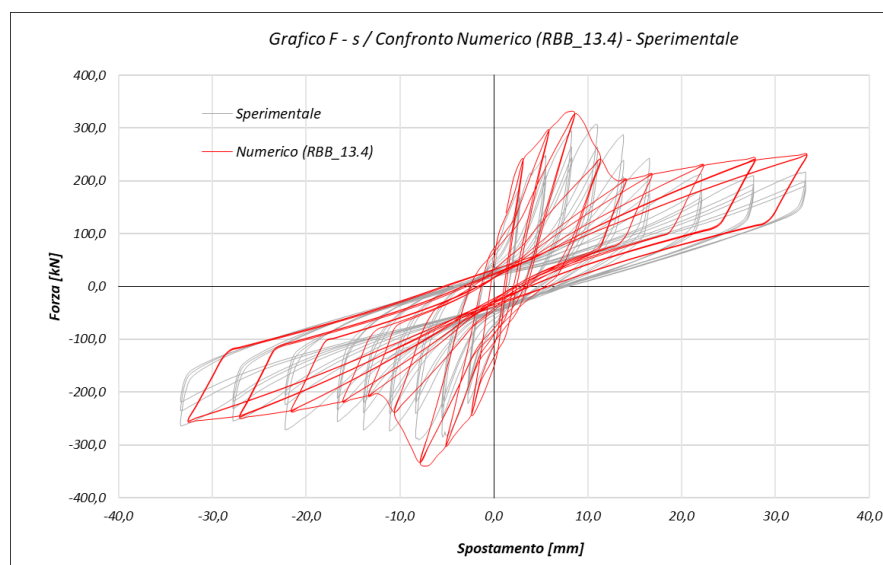
$$(E): \quad F/F_y = -0,6$$



È evidente che la variazione dei valori di F/F_y e l'aumento di F_y hanno portato ad un incremento dei picchi di tutti i cicli, anche quelli a carattere degradante in quanto la riduzione di F/F_y dei punti D ed E è compensata dall'incremento del 20% di F_y .

Prova RBB n. 13.4

Rispetto alla prova 13.3 si è deciso di ridurre il solo valore di D/D_y del punto C. Come già detto in premessa, la riduzione di tale valore nel punto C, a parità degli altri parametri, anticipa l'inizio del tratto degradante della curva scheletro e riduce l'ampiezza di quello incrudente, quindi, aumenterà il numero di cicli a carattere degradante, come si evince nella seguente figura.



Prova RBB n. 13.10

La migliore soluzione numerica ottenuta, ovvero quella che meglio approssima il grafico sperimentale, per quanto concerne la sola fase 1, è costituita dalla prova n. 13.10 (RBB_13.10) ed è di seguito proposta.

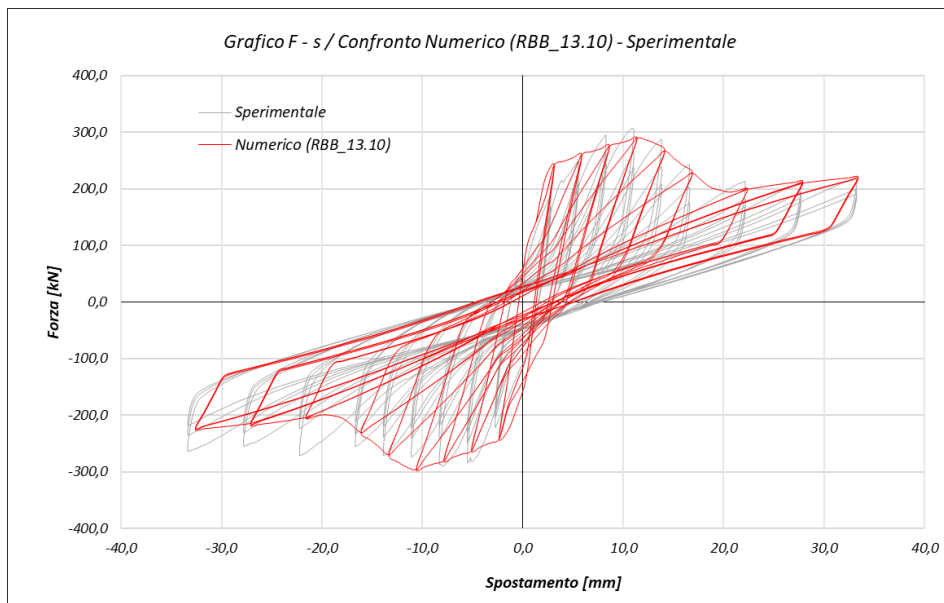
$$F_y = 130.000 \text{ N}$$

$$(C): \quad F/F_y = -1,05 \quad D/D_y = -5,5$$

$$(D): \quad F/F_y = -0,4 \quad D/D_y = -9$$

$$(E): \quad F/F_y = -0,4 \quad D/D_y = -10$$

Si osserva una buona corrispondenza tra i grafici numerico e sperimentale. Le due curve non si sovrappongono perfettamente ma viene rispettata la rigidezza dei vari cicli, con delle differenze sulle parti di scarico che verranno ridotte mediante la successiva fase di calibrazione, l'energia dissipata dal sistema corrispondente all'area racchiusa dal grafico e la forma dei vari cicli.



8.3.1.2 Fase 2

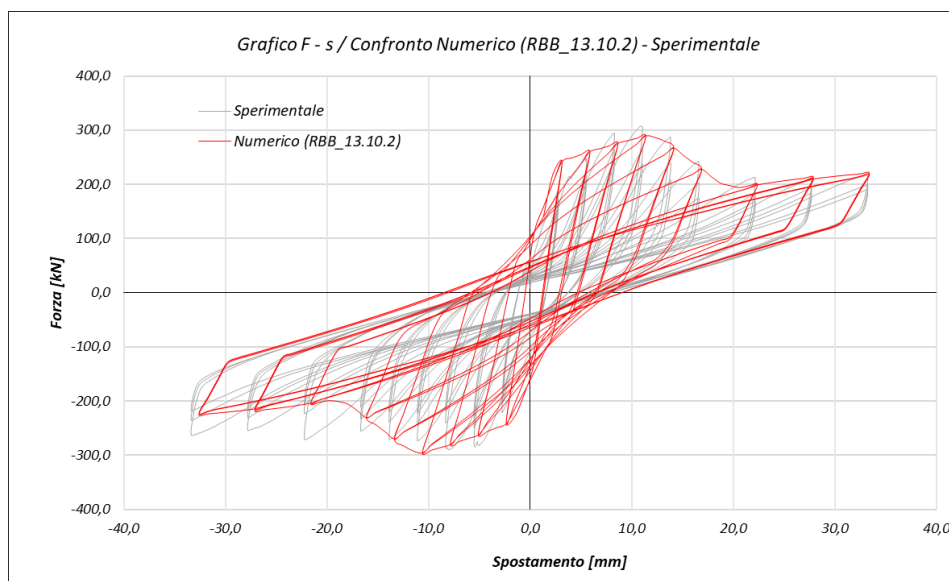
A partire dalla soluzione 13.10 della fase precedente, nella fase 2 si utilizzano gli *Unloading Stiffness Parameter* per ottenere una migliore corrispondenza del grafico numerico rispetto allo sperimentale.

Di default, MIDAS impiega i seguenti valori dei parametri suddetti e che sono stati impiegati e mantenuti invariati in tutte le prove eseguite per la calibrazione in fase 1.

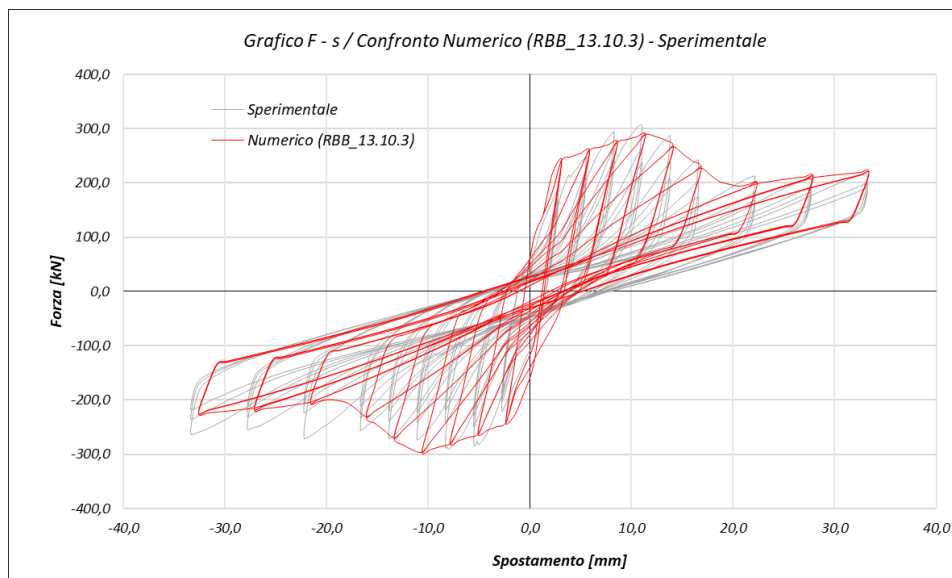
- *Exponent in Unloading Stiffness Calculation* = 0,4;
- *Pinching-Rule Factor* = 0,5.

Dalle numerose prove eseguite sul software, si evidenzia una tendenza circa l'influenza di tali parametri sul comportamento del modello, in termini di grafico F-s:

- Riducendo il valore del *Pinching-Rule Factor*, aumenta l'area sottesa dal grafico e quindi l'energia dissipata dalla struttura, come evincibile dal seguente grafico, risultante da una prova eseguita impiegando per i fattori calibrati i valori 0,4 e 0,01, rispettivamente. Confrontandolo con il grafico relativo alla soluzione RBB_13.10, si individuano immediatamente le differenze su descritte.



- Riducendo il valore dell'*Exponent in Unloading Stiffness Calculation*, la parte iniziale delle curve di scarico si sposta leggermente verso destra, simulando meglio il comportamento visto nel grafico sperimentale; nel seguente grafico, che risulta anche il definitivo ovvero quello scelto come migliore rappresentazione del reale comportamento del modello, sono stati impiegati i valori 0,15 e 0,5 per i fattori calibrati.



Ai fini della scelta della migliore soluzione da assumere come riferimento, sono stati valutati i seguenti fattori, in ordine di importanza:

1. Rigidezza iniziale e snervamento;
2. Scheletro esterno di involucro;
3. Rigidezza dei vari cicli;
4. Forma dei cicli ed energia dissipata.

8.3.2 Calibrazione dei telai tamponati URM, F ed FB

Come già anticipato, per i telai tamponati con le soluzioni URM, F e FB, non viene proposta la procedura di calibrazione completa, pur essendo quest'ultima perfettamente analoga a quella impiegata per l'RBB.

Dunque, si riportano di seguito solo i grafici F-s che identificano la calibrazione finale delle due fasi, ciascuno di essi accompagnato dai corrispondenti valori impiegati per i parametri caratteristici.

Si vuole far presente che per completare la calibrazione si è resa necessaria l'esecuzione dei seguenti numeri di prove:

- *URM*: 11 prove per la fase 1 e 6 per la fase 2;
- *F*: 16 prove per la fase 1 e 5 per la fase 2;
- *FB*: 13 prove per la fase 1 e 5 per la fase 2.

8.3.2.1 Telaio tamponato con muratura non rinforzata URM (URM_9.9.5)

$$F_y = 120.000 \text{ N}$$

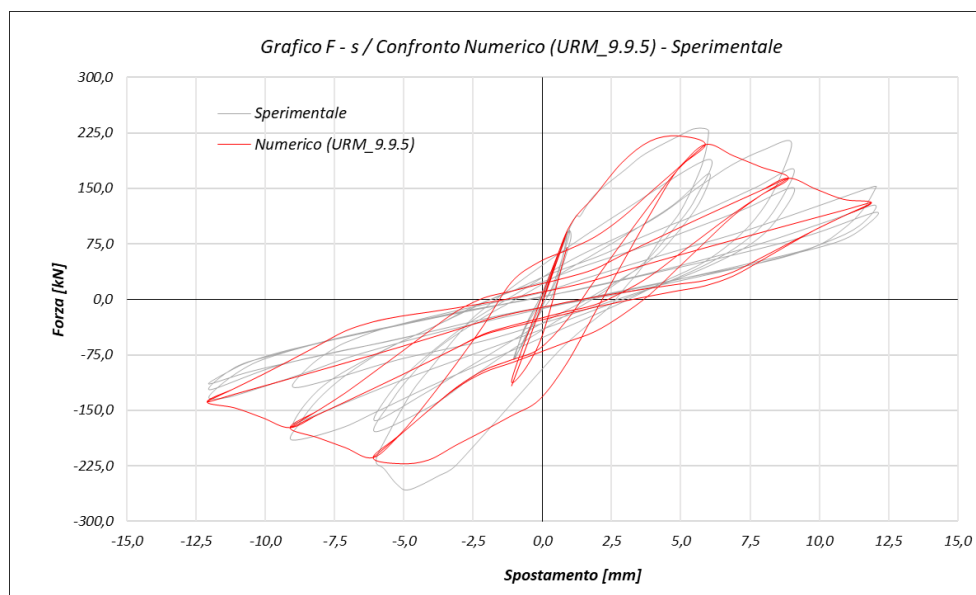
$$(C): \quad F/F_y = -1,1 \quad D/D_y = -1,2$$

$$(D): \quad F/F_y = -0,4 \quad D/D_y = -4$$

$$(E): \quad F/F_y = -0,4 \quad D/D_y = -8$$

Exponent in Unloading Stiffness Calculation = 1,0

Pinching-Rule Factor = 1,0



8.3.2.2 Telaio tamponato con muratura rinforzata di tipo F (F_10.16.5)

$$F_y = 140.000 \text{ N}$$

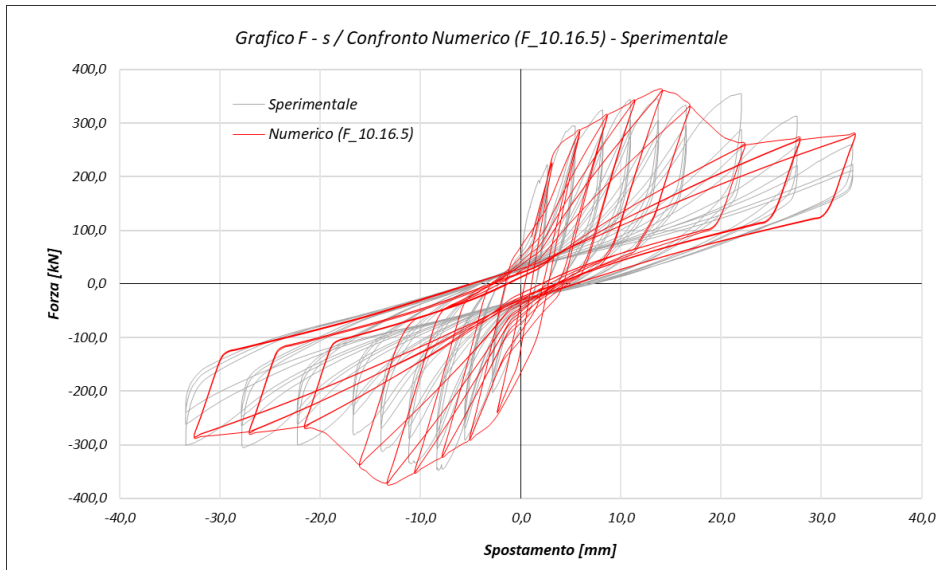
$$(C): \quad F/F_y = -1,3 \quad D/D_y = -4$$

$$(D): \quad F/F_y = -0,65 \quad D/D_y = -6$$

$$(E): \quad F/F_y = -0,65 \quad D/D_y = -6,5$$

Exponent in Unloading Stiffness Calculation = 0,01

Pinching-Rule Factor = 1,0



8.3.2.3 Telaio tamponato con muratura rinforzata di tipo FB (FB_5.13.4)

$F_y = 125.000 \text{ N}$

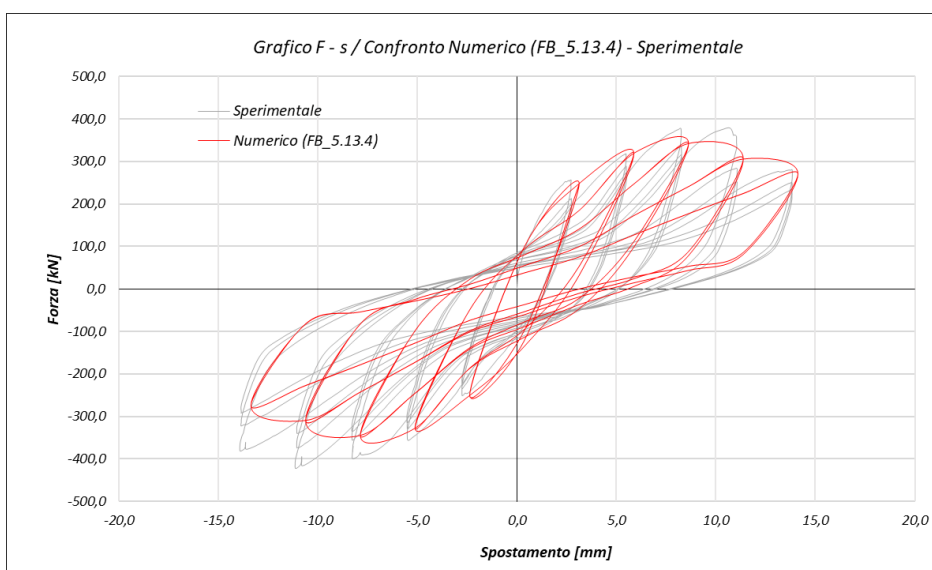
(C): $F/F_y = -1,5$ $D/D_y = -3$

(D): $F/F_y = -0,4$ $D/D_y = -8.5$

(E): $F/F_y = -0,4$ $D/D_y = -9$

Exponent in Unloading Stiffness Calculation = 0,01

Pinching-Rule Factor = 0,5



Capitolo 9

IL CASO STUDIO: EDIFICIO ESISTENTE IN C.A.

Le tamponature calibrate nei capitoli precedenti vengono impiegate come murature esterne di un edificio in c.a. ideale esistente, sito a L'Aquila, progettato per i soli carichi gravitazionali con il metodo delle tensioni ammissibili, per studiarne il comportamento lineare e non lineare. In particolare, si farà riferimento esclusivamente alla muratura non rinforzata URM e a quella più rigida tra le murature con rinforzo, ovvero la tipologia RBB.

Geometria dell'edificio e struttura portante

L'edificio in questione si sviluppa per un numero di piani pari a 6, con altezza interpiano pari a 2,80 m per il piano terra e 2,90 m per i piani successivi. La configurazione in pianta è regolare, con 4 campate in una direzione e 2 nella direzione ortogonale. La struttura portante è costituita da travi e pilastri in cemento armato, con questi ultimi aventi interasse di 4,5 m in entrambe le direzioni; su questi scaricano i solai in laterocemento la cui orditura è parallela alla direzione corta del piano. Non sono presenti pareti strutturali in grado di offrire resistenza a taglio sotto le azioni del sisma.

Essendo residenziale, si assume per la costruzione una vita nominale di 50 anni e che la stessa rientri in classe d'uso II. L'edificio sorge su suolo di categoria B e categoria topografica T1.

La sezione dei pilastri e i corrispondenti quantitativi di armatura variano lungo l'altezza del fabbricato, mentre le travi hanno sezione costante 70 x 24 cm. Le indicazioni di dettaglio sono fornite nella seguente tabella. L'armatura in zona compressa delle travi è stata calcolata come armatura di confezionamento pari a 6 ϕ 10.

		Sezione	Arm long	Staffe
PT-P1	Pil	30x30	4 ø 16	Ø6/20
	Pil angolo	25x25	4 ø 12	Ø6/20
	Trave campata	70x24	8 ø 16	Ø6/20
	Trave appoggio		10 ø 16	Ø6/20
P2-P3	Pil	30x30	4 ø 14	Ø6/20
	Pil angolo	25x25	4 ø 12	Ø6/20
	Trave campata	70x24	8 ø 16	Ø6/20
	Trave appoggio		10 ø 16	Ø6/20
P4	Pil	25x25	4 ø 14	Ø6/20
	Pil angolo	25x25	4 ø 12	Ø6/20
	Trave campata	70x24	8 ø 16	Ø6/20
	Trave appoggio		10 ø 16	Ø6/20
P5	Pil	25x25	4 ø 12	Ø6/20
	Trave campata	70x24	7 ø 16	Ø6/20
	Trave appoggio		8 ø 16	Ø6/20

Materiali

Il calcestruzzo presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza cilindrica media a compressione: $f_{cm} = 23,46 \text{ MPa}$;
- Modulo elastico: $E_{cm} = 22.000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} = 28.413,26 \text{ MPa}$;
- Coefficiente di Poisson: $\nu = 0,2$.

L'acciaio d'armatura è un AQ50 (barre lisce) e le sue caratteristiche sono definite sulla base di una recente ricerca condotta dall'Università degli Studi di Napoli Federico II:

- Resistenza a snervamento: $f_{ym} = 369,9 \text{ MPa}$;
- Modulo elastico: $E_y = 190.000 \text{ MPa}$

Per le caratteristiche dimensionali e meccaniche della tamponatura URM e RBB si può far riferimento alle indicazioni riportate nei capitoli precedenti.

Analisi dei carichi

I carichi permanenti, strutturali (g_1) e non (g_2), e accidentali (q) dei solai sono proposti nella tabella seguente, distinguendo tra solaio interpiano e di copertura. Il peso dei pannelli di tamponatura (g_2) è applicato sulle travi esterne di ciascun piano, eccezion fatta per quello di copertura, ed è assunto forfettariamente pari a 3,5 kN/m.

	SOLAIO INTERPIANO	COPERTURA
g_1 [kN/m ²]	3.11	3.11
g_2 [kN/m ²]	2.45	2.05
q_k [kN/m ²]	2.00	-
q_s [kN/m ²]	-	0.90

9.1 Modellazione dell'edificio

Nella schematizzazione dell'edificio sono state introdotte alcune ipotesi, ossia:

- trascurare gli elementi non strutturali: vengono considerate come non strutturali (e perciò non vengono modellate) le tramezze interne;
- considerare ciascun impalcato come infinitamente rigido nel proprio piano; questo può considerarsi vero qualora la rigidezza flessionale dell'impalcato sia infinitamente più grande di quella degli elementi portanti verticali;
- assumere uno schema costituito da un insieme spaziale di telai piani; questo implica che gli assi delle aste che si uniscono in un nodo convergono in un punto;
- considerare la struttura incastrata al piede e trascurare le interazioni col terreno; tale ipotesi è accettabile se la rigidezza degli elementi di fondazione è maggiore di quella di travi e pilastri, cosa facilmente verificabile nel caso di elementi verticali molto snelli;
- considerare moduli elastici del cls ridotti del 50% per i pilastri e del 30% delle travi, come indicato al § 7.2.6 delle NTC18, per tener conto della fessurazione. Da tale considerazione, si ricava:

$$E_{cm,pil} = 50\% E_{cm} = 14.206,63 \text{ MPa}$$

$$E_{cm,tr} = 70\% E_{cm} = 19.889,28 \text{ MPa}$$

- Considerare modulo elastico dei puntoni dimezzato per tener conto del fatto che la muratura resiste solo a compressione ma i puntoni sono disposti lungo entrambe le diagonali.

La modellazione è analoga a quella già affrontata nei capitoli precedenti. Travi e pilastri sono rappresentati da elementi beam, scomposti in parti tale da considerare la sezione costante, in geometria e armatura, in ogni tratto individuato. Sono stati introdotti

i materiali lineari (Figura 9.1), le varie sezioni (Figura 9.2) e i materiali non lineari (Figura 9.3); per i valori dei parametri dei modelli non lineari si riportano i calcoli in forma tabellare. Le dimensioni equivalenti dei pannelli di tamponatura e le posizioni dei punti di contatto per i casi URM e RBB sono stati calcolati mediante appositi fogli excel. Si ricordi che la larghezza equivalente da inserire nel software è pari a metà del valore riportato in tabella, poiché ci sono due puntoni per ciascuna diagonale della parete.

Material	Section	Thickness		
ID	Name	Type	Standard	DB
1	CLS_P_fcm_23.46	Concrete		
2	CLS_TR_fcm_23.46	Concrete		
3	TAMPONAMENTO	User Def.		

Figura 9.1. Materiali lineari edificio caso studio

Material	Section	Thickness	
ID	Name	Type	Shape
1	PT-P1_Pil	User	SB
2	PT-P1_Pil_angolo	User	SB
3	PT-P1_Trave_camp	User	SB
4	PT-P1_Trave_app	User	SB
5	P2-P3_Pil	User	SB
6	P2-P3_Pil_angolo	User	SB
7	P2-P3_Trave_camp	User	SB
8	P2-P3_Trave_app	User	SB
9	P4_Pil	User	SB
10	P4_Pil_angolo	User	SB
11	P4_Trave_camp	User	SB
12	P4_Trave_app	User	SB
13	P5_Pil	User	SB
14	P5_Trave_camp	User	SB
15	P5_Trave_app	User	SB
16	PT-P1-P2-P3_Punto...	User	SB
17	P4-P5_Puntone	User	SB

Figura 9.2. Sezioni edificio caso studio

Name	Material Type	Hysteretic Model
Cover_Pil_30x30	Concrete	Kent & Park Model
Nucleo_Pil_30x30	Concrete	Kent & Park Model
Cover_Pil_25x25	Concrete	Kent & Park Model
Nucleo_Pil_25x25	Concrete	Kent & Park Model
Cover_Trave	Concrete	Kent & Park Model
Nucleo_Trave	Concrete	Kent & Park Model
Acciaio_armatura	Steel	Menegotto-Pinto Model

Figura 9.3. Modelli non lineari edificio caso studio

Acciaio da armatura AQ50 (barre lisce)			
Resistenza a snervamento armatura	fy	[Mpa]	369.90
Modulo di elasticità	E	[Mpa]	190000
Fattore di riduzione K dopo snervamento	b	-	0.005

COPRIFERRO (cls pil 30x30, pil 25x25 e travi) fcm 23,46 MPa			
Resistenza a snervamento staffe	fyh	[Mpa]	-
Resistenza a comp. cilindrica cls	fc'	[Mpa]	23.46
Diametro delle staffe	D	[mm]	-
Spaziatura verticale tra le staffe	s	[mm]	-
Area singola staffa	Asw	[mmq]	-
Larghezza nucleo confinato	b0	[mm]	-
Altezza nucleo confinato	h0	[mm]	-
Numero braccia staffe	n	-	-
Volume staffe complessivo	Vh	[mmc]	-
Volume nucleo cls confinato	Vcc	[mmc]	-
Percentuale geometrica staffe	ps	-	0.0
Fattore di aumento resistenza per conf.	K	-	1.0
Lato maggiore nucleo cls	h'	[mm]	-
Deformazione per sforzo massimo	εco	-	0.0020
Deformazione cls al 20% di fc'	εc1	-	0.0035
Pendenza del ramo di softening	Z	-	533.33
Deformazione ultima cls	εcu	-	0.0040

NUCLEO pil 30x30 fcm 23,46 MPa			
<i>Pilastro di sezione 300 x 300 mm, staffe Φ6/200, copriferro netto 20 mm</i>			
Resistenza a snervamento staffe	fyh	[Mpa]	369.90
Resistenza a comp. cilindrica cls	fc'	[Mpa]	23.46
Diametro delle staffe	D	[mm]	6
Spaziatura verticale tra le staffe	s	[mm]	200
Area singola staffa	Asw	[mmq]	28.27
Larghezza nucleo confinato	b0	[mm]	260
Altezza nucleo confinato	h0	[mm]	260
Numero braccia staffe	n	-	2
Volume staffe complessivo	Vh	[mmc]	29405.31
Volume nucleo cls confinato	Vcc	[mmc]	13520000.00
Percentuale geometrica staffe	ps	-	0.0022
Fattore di aumento resistenza per conf.	K	-	1.034
Lato maggiore nucleo cls	h'	[mm]	260
Pendenza del ramo di softening	Z	-	129.09
Deformazione per sforzo massimo	εco	-	0.00207
Deformazione cls al 20% di fc'	εc1	-	0.00513
Deformazione ultima cls	εcu	-	0.00641

NUCLEO pil 25x25 fcm 23,46 MPa			
<i>Pilastro di sezione 250 x 250 mm, staffe $\Phi 6/200$, copriferro netto 20 mm</i>			
Resistenza a snervamento staffe	fyh	[Mpa]	369.90
Resistenza a comp. cilindrica cls	fc'	[Mpa]	23.46
Diametro delle staffe	D	[mm]	6
Spaziatura verticale tra le staffe	s	[mm]	200
Area singola staffa	Asw	[mmq]	28.27
Larghezza nucleo confinato	b0	[mm]	210
Altezza nucleo confinato	h0	[mm]	210
Numero braccia staffe	n	-	2
Volume staffe complessivo	Vh	[mmc]	23750.44
Volume nucleo cls confinato	Vcc	[mmc]	8820000.00
Percentuale geometrica staffe	ps	-	0.0027
Fattore di aumento resistenza per conf.	K	-	1.042
Lato maggiore nucleo cls	h'	[mm]	210
Pendenza del ramo di softening	Z	-	122.96
Deformazione per sforzo massimo	ϵ_{co}	-	0.00208
Deformazione cls al 20% di fc'	ϵ_{c1}	-	0.00559
Deformazione ultima cls	ϵ_{cu}	-	0.00699

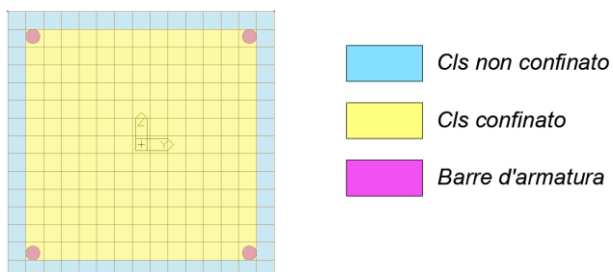
NUCLEO travi 70x24 fcm 23,46 MPa			
<i>Trave di sezione 700 x 240 mm, staffe $\Phi 6/200$, copriferro netto 20 mm</i>			
Resistenza a snervamento staffe	fyh	[Mpa]	369.90
Resistenza a comp. cilindrica cls	fc'	[Mpa]	23.46
Diametro delle staffe	D	[mm]	6
Spaziatura verticale tra le staffe	s	[mm]	200
Area singola staffa	Asw	[mmq]	28.27
Larghezza nucleo confinato	b0	[mm]	660
Altezza nucleo confinato	h0	[mm]	200
Numero braccia staffe	n	-	2
Volume staffe complessivo	Vh	[mmc]	48631.85
Volume nucleo cls confinato	Vcc	[mmc]	26400000.00
Percentuale geometrica staffe	ps	-	0.0018
Fattore di aumento resistenza per conf.	K	-	1.029
Lato maggiore nucleo cls	h'	[mm]	660
Pendenza del ramo di softening	Z	-	110.29
Deformazione per sforzo massimo	ϵ_{co}	-	0.00206
Deformazione cls al 20% di fc'	ϵ_{c1}	-	0.00484
Deformazione ultima cls	ϵ_{cu}	-	0.00604

PARAMETRI PUNTONE EQUIVALENTE MODELLO 3D PIANI T, 1°, 2° e 3° (pilastri 30x30)								
Tipo di tamponamento	tw	d	λh	w	$A_{eq} = tw \cdot w$	lc	yc	yc approx.
	[mm]	[mm]	[-]	[mm]	[mmq]	[mm]	[mm]	[mm]
URM	115,00	5353,50	4,251	525,13	60389,43	1071,48	357,16	355,00
RBB	120,00		4,675	505,53	60664,07	974,32	324,77	325,00

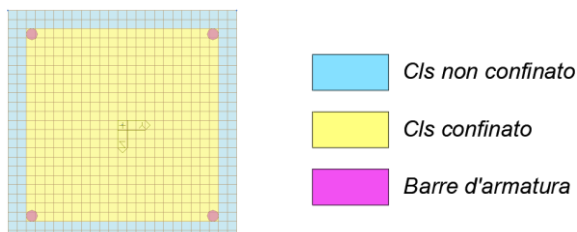
PARAMETRI PUNTONE EQUIVALENTE MODELLO 3D PIANI 4° e 5° (pilastri 25x25)								
Tipo di tamponamento	tw	d	λh	w	$A_{eq} = tw \cdot w$	lc	yc	yc approx.
	[mm]	[mm]	[-]	[mm]	[mmq]	[mm]	[mm]	[mm]
URM	115,00	5353,50	5,102	488,19	56142,08	892,90	297,63	300,00
RBB	120,00		5,610	469,98	56397,40	811,94	270,65	270,00

Fissate le leggi costitutive dei materiali è possibile definire la geometria delle sezioni a fibre da assegnare ai corrispondenti elementi nell'analisi non lineare. Le varie sezioni sono di seguito proposte.

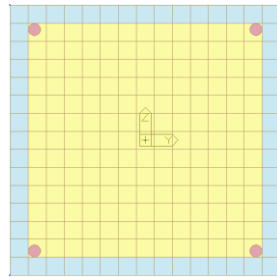
- PIL_PT-P1: 30x30 4 ϕ 16



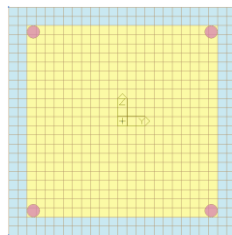
- PIL_ANGOLO_PT-P1/P2-P3/P4 e PIL_P5: 25x25 4 ϕ 12



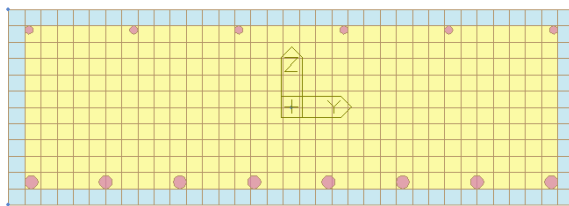
- PIL_P2-P3: 30x30 4φ14



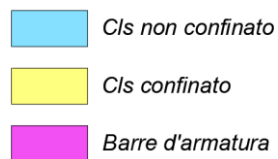
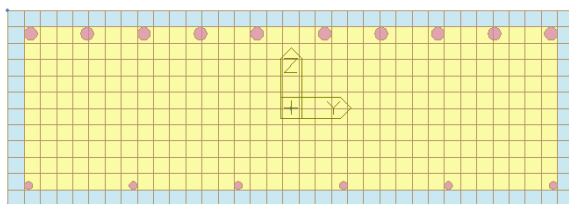
- PIL_P4: 25x25 4φ14



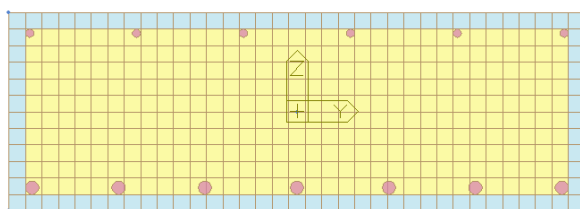
- TRAVE_camp_PT-P1/P2-P3/P4: 8φ16 inf; 6φ10 sup



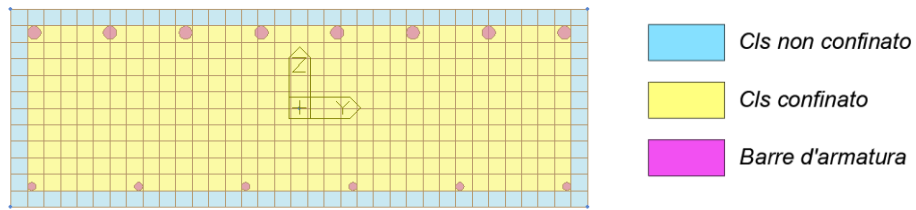
- TRAVE_app_PT-P1/P2-P3/P4: 6φ10 inf; 10φ16 sup



- TRAVE_camp_P5: 7φ16 inf; 6φ10 sup



- TRAVE_app_P5: 6 ϕ 10 inf; 8 ϕ 16 sup



Le sezioni a fibre così costruite vengono assegnate ai corrispondenti elementi del telaio mediante una cerniera a plasticità distribuita.

Per quanto concerne le tamponature, ad esse si associa una cerniera plastica a non linearità concentrata. Il modello impiegato è quello FEMA calibrato nel capitolo relativo alla calibrazione dei telai tamponati (prova 13.10.3 per RBB e 9.9.5 per URM).

I modelli FEM dell'edificio nudo e tamponato vengono proposti nelle seguenti figure.

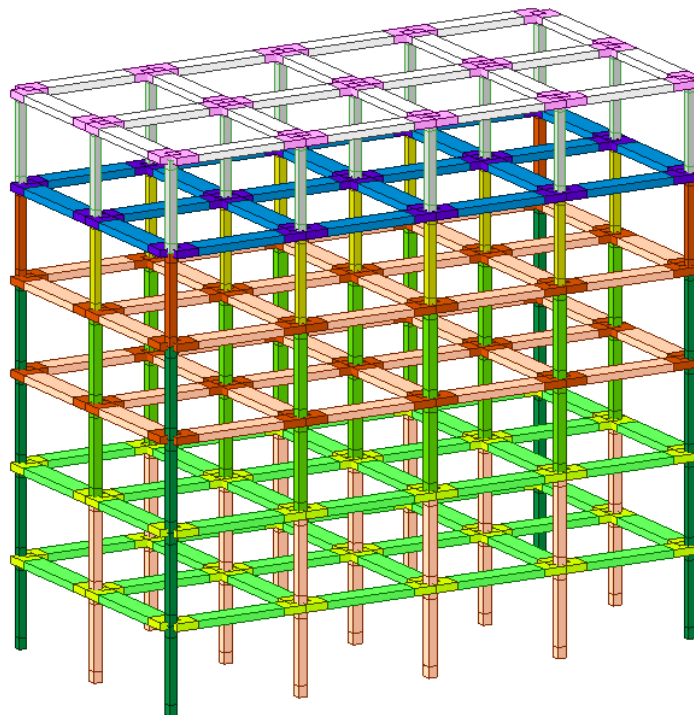


Figura 9.4. Modello FEM edificio nudo

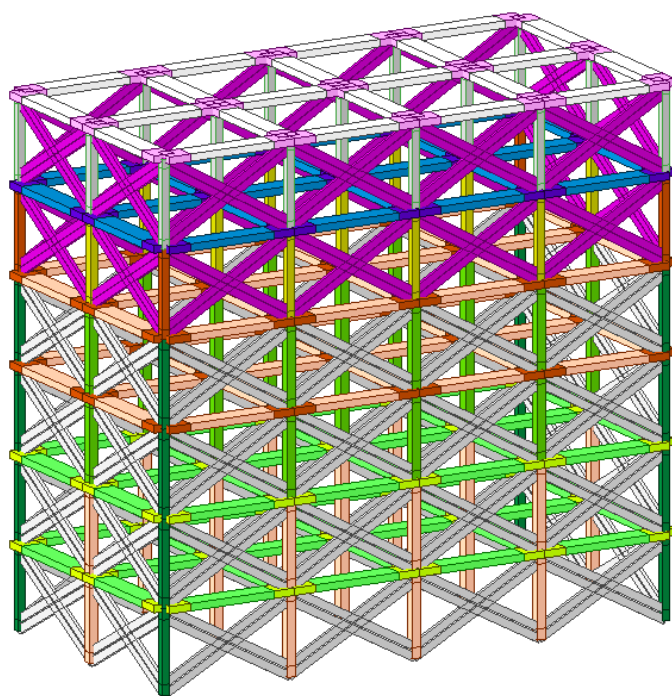


Figura 9.5. Modello FEM edificio tamponato (tipologia URM)

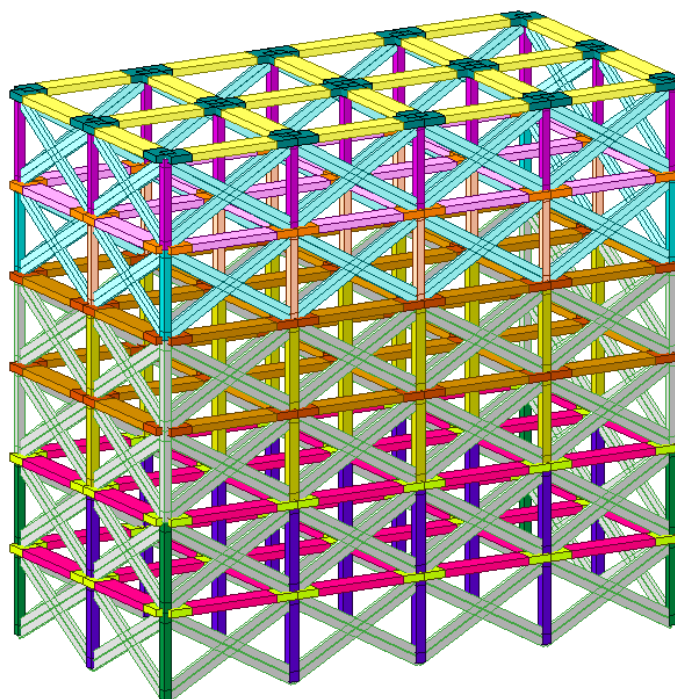


Figura 9.6. Modello FEM edificio tamponato (tipologia RBB)

9.2 Analisi lineare

9.2.1 Modi di vibrare

La ricerca di tali modi viene conseguita mediante l'impostazione *Analysis/Eigenvalue*. In essa, è necessario definire il numero di modi da ricercare, ovvero 18 nel caso in questione.

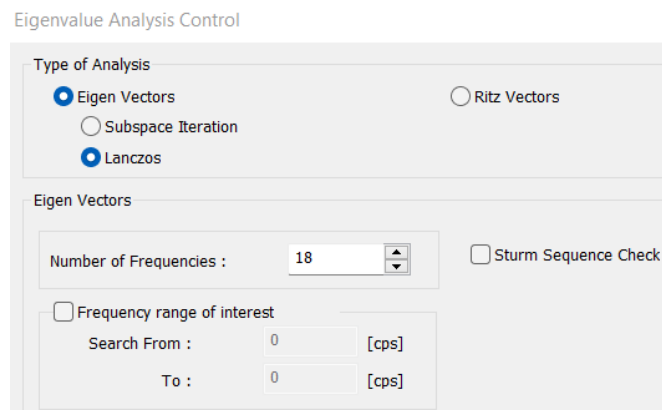
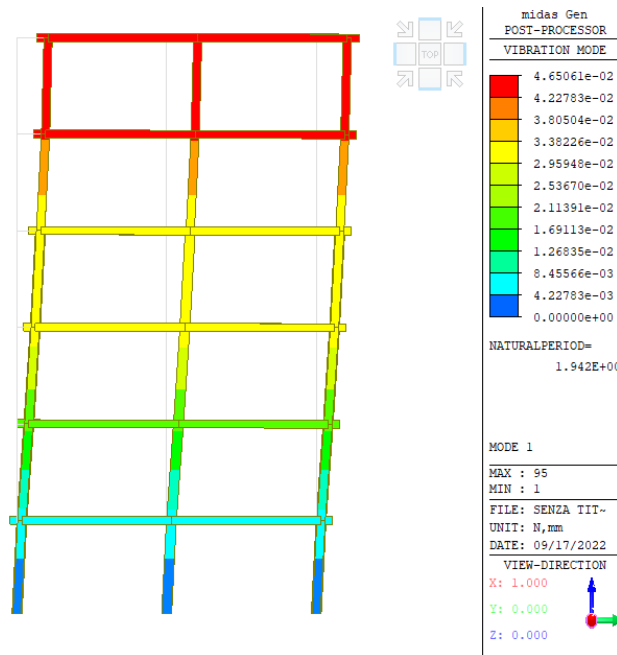


Figura 9.7. Ricerca dei modi di vibrare in Midas

9.2.1.1 Edificio nudo

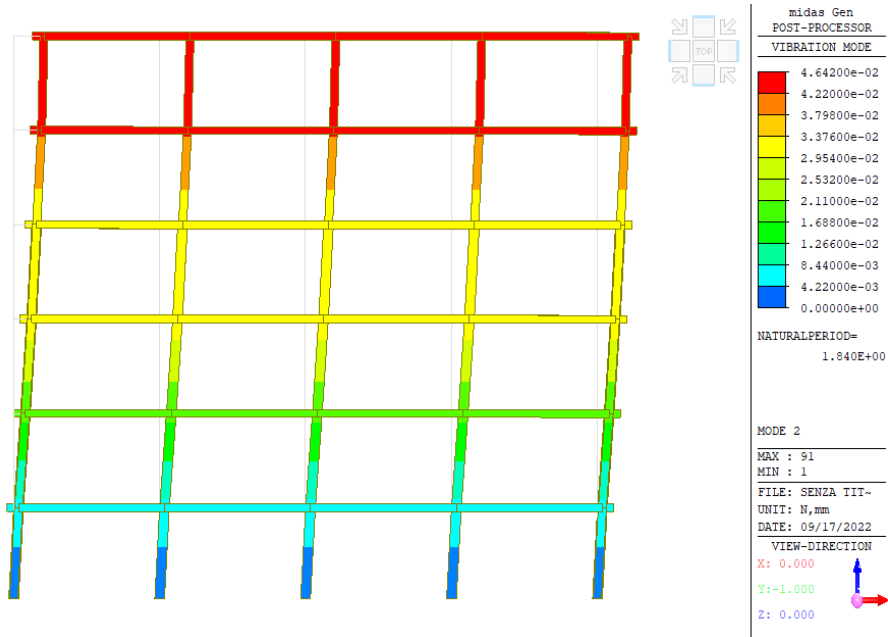
1° MODO: TRASLAZIONE IN Y

$$M_y = 81,67\% \quad T_1 = 1,943 \text{ s}$$



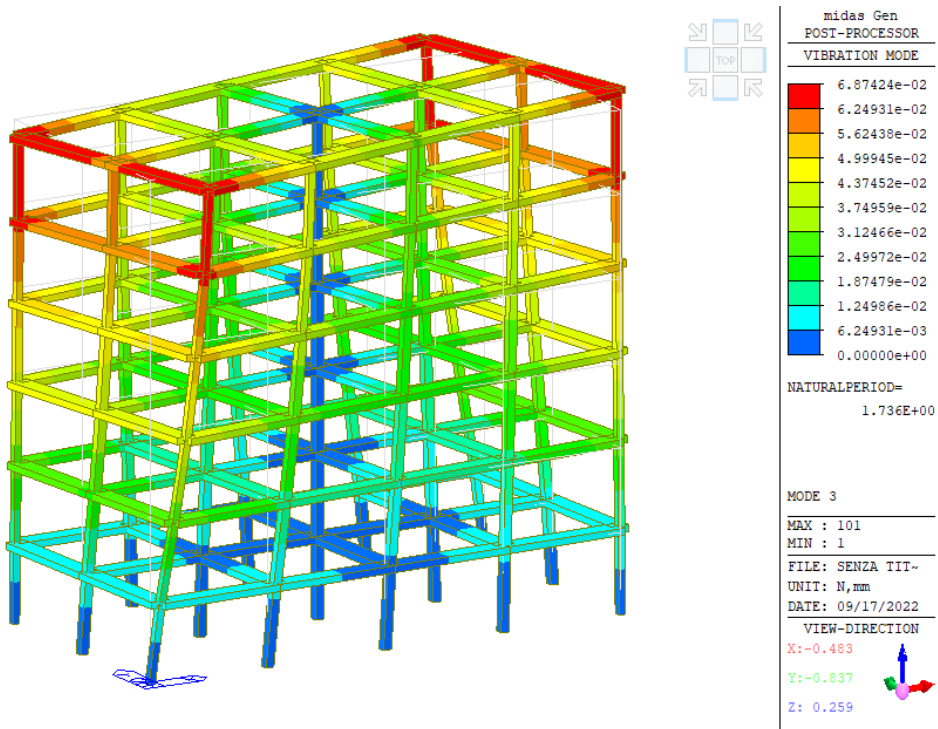
2° MODO: TRASLAZIONE IN X

$M_x = 82.04\%$ $T_2 = 1,840 \text{ s}$



3° MODO: TORSIONALE

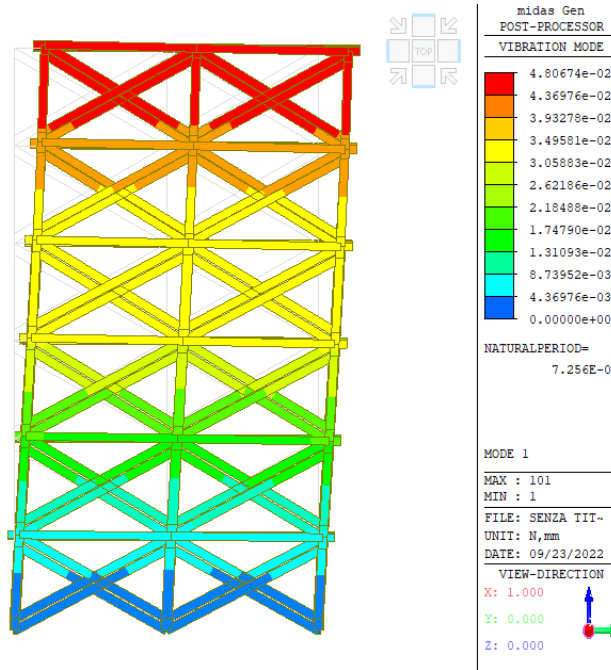
$M_{rot,z} = 82,78\%$ $T_3 = 1,736 \text{ s}$



9.2.1.2 Edificio tamponato (tipologia URM)

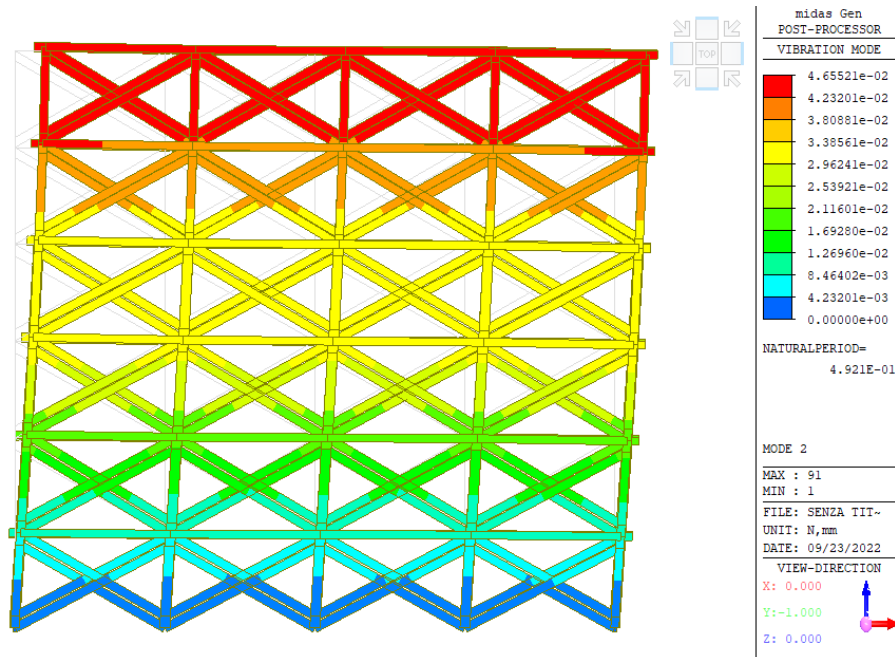
1° MODO: TRASLAZIONE IN Y

$$M_y = 80,81\% \quad T_1 = 0,726 \text{ s}$$



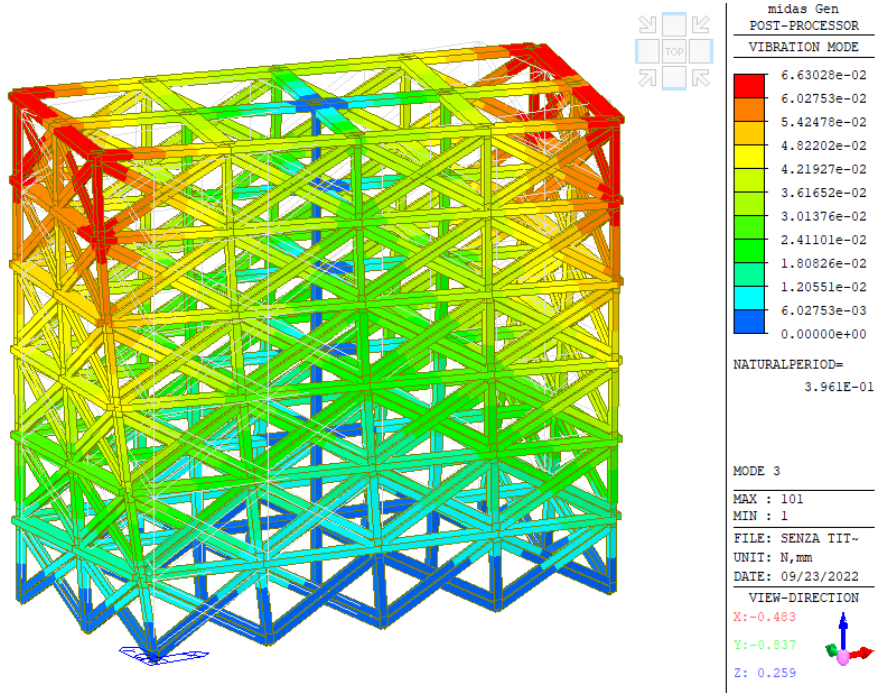
2° MODO: TRASLAZIONE IN X

$$M_x = 82,86\% \quad T_2 = 0,492 \text{ s}$$



3° MODO: TORSIONALE

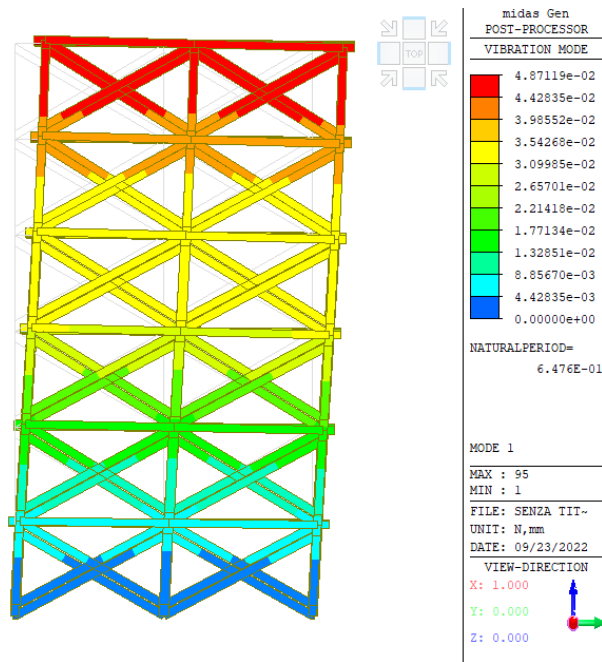
$M_{rot,z} = 85,23\% \quad T_3 = 0,396 \text{ s}$



9.2.1.3 Edificio tamponato (tipologia RBB)

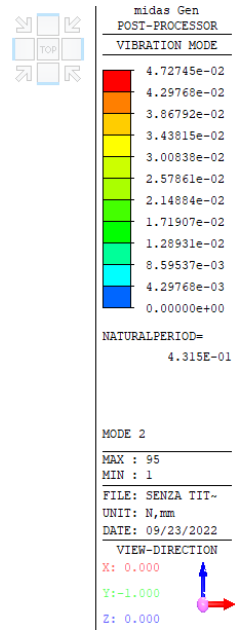
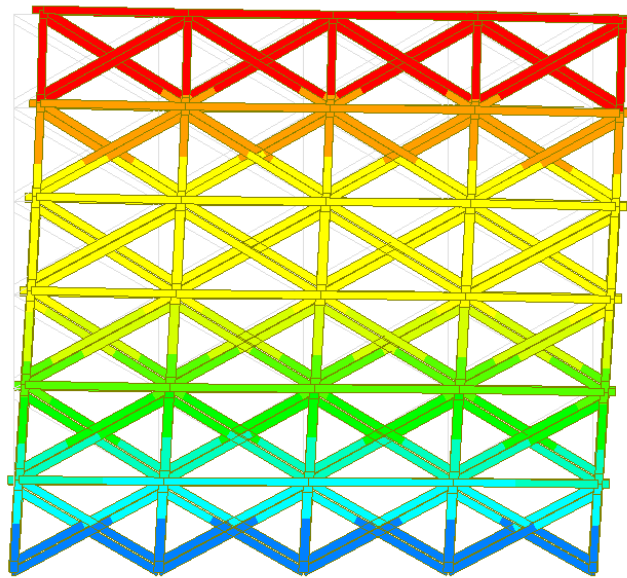
1° MODO: TRASLAZIONE IN Y

$M_y = 80,01\% \quad T_1 = 0,648 \text{ s}$



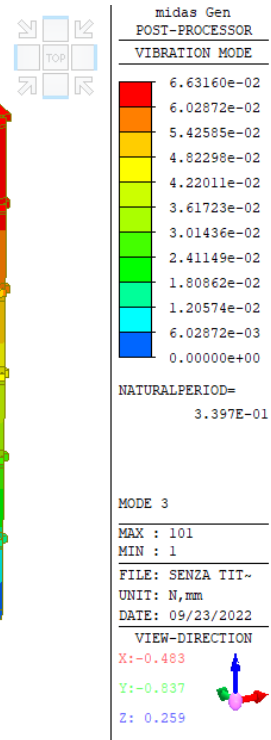
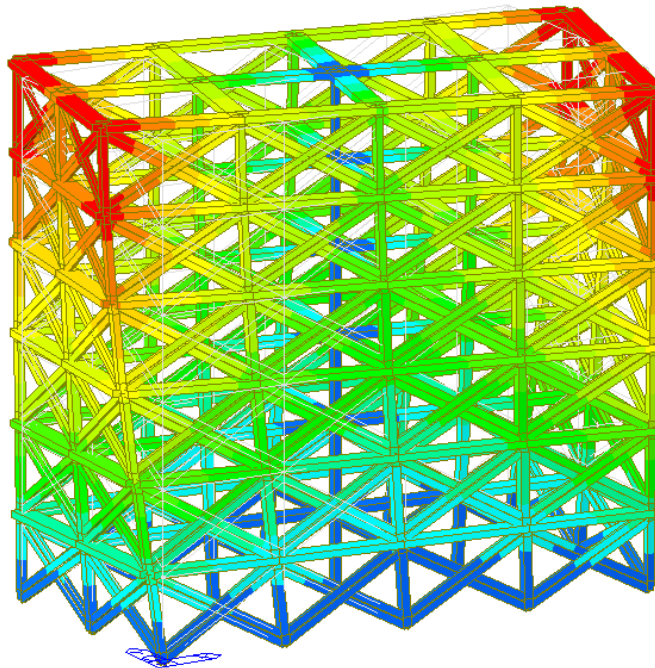
2° MODO: TRASLAZIONE IN X

$M_x = 82,10\%$ $T_2 = 0,432 \text{ s}$



3° MODO: TORSIONALE

$M_{rot,z} = 85,19\%$ $T_3 = 0,340 \text{ s}$



Si osserva una notevole riduzione dei periodi propri della struttura con l'inserimento delle tamponature, rappresentate dagli elementi truss, rispetto all'edificio nudo. In particolare, la riduzione è più accentuata per l'edificio tamponato con la tipologia RBB rispetto a quella URM, a conferma del fatto che la tipologia di rinforzo applicata sulla muratura RBB conferisce maggiore rigidità alla stessa, la quale si trasmette alla struttura. Questo è intuibile in quanto il modulo elastico della tamponatura introdotto in Midas non è lo stesso per URM e RBB ma dipende dalla calibrazione sperimentale eseguita da Donà et al., dalla quale risulta che $E_{m,RBB}$ è circa il 40% maggiore di $E_{m,URM}$.

9.2.2 Classificazione del rischio sismico della costruzione

La classificazione del rischio sismico di un edificio viene condotta sulla base delle indicazioni riportate nel DM n. 24 del 09.01.2020 che adegua il precedente DM n. 58 del 28.02.2017. Esso stabilisce non solo le linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni ma anche le modalità per l'attestazione, da parte di professionisti abilitati, dell'efficacia degli interventi effettuati. Tali linee guida sono quelle contenute nell'Allegato A, che è parte integrante e sostanziale del succitato decreto.

Il documento definisce otto Classi di Rischio, con rischio crescente dalla lettera A+ alla lettera G. La determinazione della classe di appartenenza di un edificio può essere condotta secondo due metodi, tra loro alternativi, l'uno convenzionale e l'altro semplificato, quest'ultimo con un ambito applicativo limitato.

Il metodo convenzionale è concettualmente applicabile a qualsiasi tipologia di costruzione, è basato sull'applicazione dei normali metodi di analisi previsti dalle attuali Norme Tecniche e consente la valutazione della Classe di Rischio della costruzione sia nello stato di fatto sia nello stato conseguente all'eventuale intervento.

Il metodo semplificato si basa su una classificazione macrosismica dell'edificio ed è indicato per una valutazione speditiva della Classe di Rischio dei soli edifici in muratura.

Per la determinazione della Classe di Rischio si fa nel seguito riferimento a due parametri:

- la Perdita Annuale Media attesa (PAM), che tiene in considerazione le perdite economiche associate ai danni agli elementi, strutturali e non, e può essere assimilato al costo di riparazione dei danni prodotti dagli eventi sismici che si manifesteranno nel corso della vita della costruzione, ripartito annualmente ed

espresso come percentuale del costo di ricostruzione; esso può essere valutato, così come previsto per l'applicazione del metodo convenzionale, come l'area sottesa dalla curva rappresentante le perdite economiche dirette, in funzione della frequenza media annua di superamento (pari all'inverso del periodo medio di ritorno) degli eventi che provocano il raggiungimento di uno stato limite per la struttura. Tale curva, in assenza di dati più precisi, può essere discretizzata mediante una spezzata. Minore sarà l'area sottesa da tale curva, minore sarà la perdita media annua attesa (PAM).

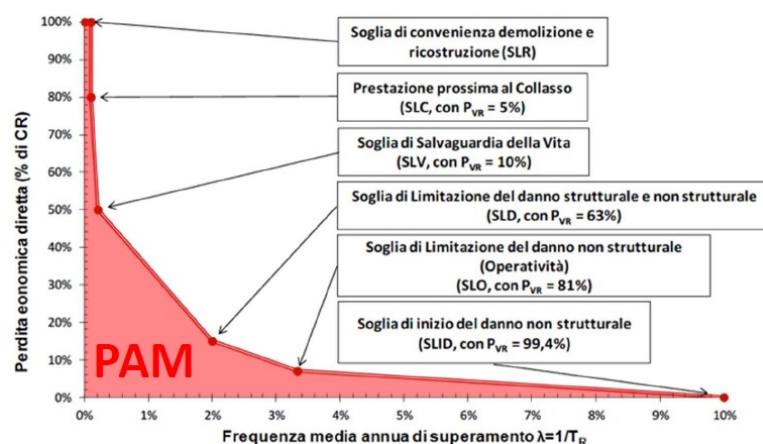


Figura 9.8. Andamento curva PAM per costruzione con vita nominale pari a 50 anni e classe d'uso II

- l'indice di sicurezza (IS-V) della struttura definito come il rapporto tra l'accelerazione di picco al suolo (PGA, *Peak Ground Acceleration*) che determina il raggiungimento dello Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), e la PGA che la norma indica, nello specifico sito in cui si trova la costruzione e per lo stesso stato limite, come riferimento per la progettazione di un nuovo edificio.

Metodo convenzionale

Il metodo convenzionale assegna alla costruzione in esame una Classe di Rischio in funzione del parametro economico PAM e dell'indice di sicurezza della struttura IS-V. Per il calcolo di tali parametri (entrambi sono grandezze dimensionali, nel seguito espresse in %) è necessario calcolare, facendo riferimento al sito in cui sorge la costruzione in esame,

le accelerazioni di picco al suolo per le quali si raggiungono gli stati limite SLO, SLD, SLV ed SLC, utilizzando le usuali verifiche di sicurezza agli stati limite previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni. Esso è dunque applicabile a tutti i tipi di costruzione previsti dalle suddette Norme Tecniche.

I valori di riferimento per la definizione delle Classi PAM e quelli dell'indice di sicurezza da cui derivare la classe IS-V, legata alla salvaguardia della vita umana, sono riportati nelle seguenti tabelle.

Perdita Media Annuale attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM < 0,50\%$	A^+_{PAM}
$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$	A_{PAM}
$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	B_{PAM}
$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	C_{PAM}
$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	D_{PAM}
$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	E_{PAM}
$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	F_{PAM}
$7,5\% < PAM$	G_{PAM}

Figura 9.9. Attribuzione della Classe di Rischio PAM in funzione dell'entità delle Perdite medie annue attese

Indice di Sicurezza	Classe IS-V
$100\% < IS-V$	A^+_{IS-V}
$80\% < IS-V \leq 100\%$	A_{IS-V}
$60\% < IS-V \leq 80\%$	B_{IS-V}
$45\% < IS-V \leq 60\%$	C_{IS-V}
$30\% < IS-V \leq 45\%$	D_{IS-V}
$15\% < IS-V \leq 30\%$	E_{IS-V}
$IS-V < 15\%$	F_{IS-V}

Figura 9.10. Attribuzione della Classe di Rischio IS-V in funzione dell'entità dell'Indice di Sicurezza

Per la valutazione della Classe PAM e della Classe IS-V della costruzione in esame, necessarie per l'individuazione della Classe di Rischio, è sufficiente fare uso dei metodi indicati dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni, procedendo con i seguenti passi:

1. Si effettua l'analisi della struttura e si determinano i valori delle accelerazioni al suolo di capacità, $PGA_c(SL)$, che inducono il raggiungimento degli stati limite indicati dalla norma (SLC, SLV, SLD, SLO). È possibile, in via semplificata, effettuare le verifiche limitatamente allo SLV (stato limite per salvaguardia della vita) ed allo SLD (stato limite di danno). Laddove si valuti il PAM ricorrendo alla

determinazione dei punti corrispondenti a soli due stati limite, ai λ degli altri due stati limite potranno essere attribuiti i valori:

$$\lambda_{SLO} = 1,67 \cdot \lambda_{SLD} \quad \lambda_{SLC} = 0,49 \cdot \lambda_{SLC}$$

- Note le accelerazioni al suolo, PGA_C , che producono il raggiungimento degli stati limite sopra detti, si determinano i corrispondenti periodi di ritorno, T_{rc} , associati ai terremoti che generano tali accelerazioni. In assenza di più specifiche valutazioni, il passaggio dalle PGA_C , ai valori del periodo di ritorno possono essere eseguiti utilizzando la seguente relazione:

$$T_{rc} = T_{rD} \cdot (PGA_C/PGA_D)^\eta \quad \eta = 1/0,41$$

La relazione fornita è mediata sull'intero territorio nazionale; per riferirsi più puntualmente all'intensità sismica di appartenenza si possono utilizzare le formule appresso riportate, con riferimento all'accelerazione massima su roccia a_g . I valori sono:

$$\eta = 1/0,49 \text{ per } a_g \geq 0,25 \text{ g}$$

$$\eta = 1/0,43 \text{ per } 0,25 \text{ g} \geq a_g \geq 0,15 \text{ g}$$

$$\eta = 1/0,356 \text{ per } 0,15 \text{ g} \geq a_g \geq 0,05 \text{ g}$$

$$\eta = 1/0,34 \text{ per } a_g < 0,05 \text{ g}$$

- Per ciascuno dei periodi sopra individuati, si determina il valore della frequenza media annua di superamento $\lambda = 1/T_{rc}$. È utile sottolineare che, per il calcolo del tempo di ritorno T_{rc} associato al raggiungimento degli stati limite di esercizio (SLD ed SLO) è necessario assumere il valore minore tra quello ottenuto per tali stati limite e quello valutato per lo stato limite di salvaguardia della vita. Si assume, di fatto, che non si possa raggiungere lo stato limite di salvaguardia della vita senza aver raggiunto gli stati limite di operatività e danno.

$$T_{rc}(SLO;SLD) = \min [T_{rc}(SLO;SLD)_{calc}; T_{rc}(SLV)]$$

- Si definisce Stato Limite di Inizio Danno (SLID), quello a cui è comunque associabile una perdita economica nulla in corrispondenza di un evento sismico e il cui periodo di ritorno è assunto convenzionalmente, pari a 10 anni, ossia $\lambda = 0,1$.
- Si definisce Stato Limite di Ricostruzione (SLR) quello a cui, stante la criticità generale che presenta la costruzione al punto da rendere pressoché impossibile

l'esecuzione di un intervento diverso dalla demolizione e ricostruzione, è comunque associabile una perdita economica pari al 100%. Convenzionalmente si assume che tale stato limite si manifesti in corrispondenza di un evento sismico il cui periodo di ritorno è pari a quello dello Stato Limite dei Collasso (SLC).

- Per ciascuno degli stati limite considerati si associa al corrispondente valore di λ il valore della percentuale di costo di ricostruzione secondo la seguente tabella.

Stato Limite	CR(%)
SLR	100%
SLC	80%
SLV	50%
SLD	15%
SLO	7%
SLID	0%

Figura 9.11. Percentuale del costo di ricostruzione (CR), associata al raggiungimento di ciascuno stato limite

- Si valuta il PAM (in valore percentuale), ovvero l'area sottesa alla spezzata individuata dalle coppie di punti (λ , CR) per ciascuno dei sopra indicati stati limite, a cui si aggiunge il punto ($\lambda = 0$, CR = 100%), mediante la seguente espressione:

$$PAM = \sum_{i=2}^5 [\lambda(SL_{i-1}) - \lambda(SL_i)] \cdot [CR(SL_i) + CR(SL_{i-1})] / 2 + \lambda(SLC) \cdot CR(SLR)$$

dove l'indice "i" rappresenta il generico stato limite (i = 5 per lo SLC e i = 1 per lo SLID).

- Si individua la Classe PAM, mediante la tabella precedentemente riportata che associa la classe all'intervallo di valori assunto dal PAM. In maniera analoga, si individua la classe IS-V, dopo aver definito l'indice di sicurezza IS-V come rapporto tra la PGA_C (di capacità) e la PGA_D (di domanda) allo SLV.
- Si individua la Classe di Rischio della costruzione come la peggiore tra la Classe PAM e la Classe IS-V.

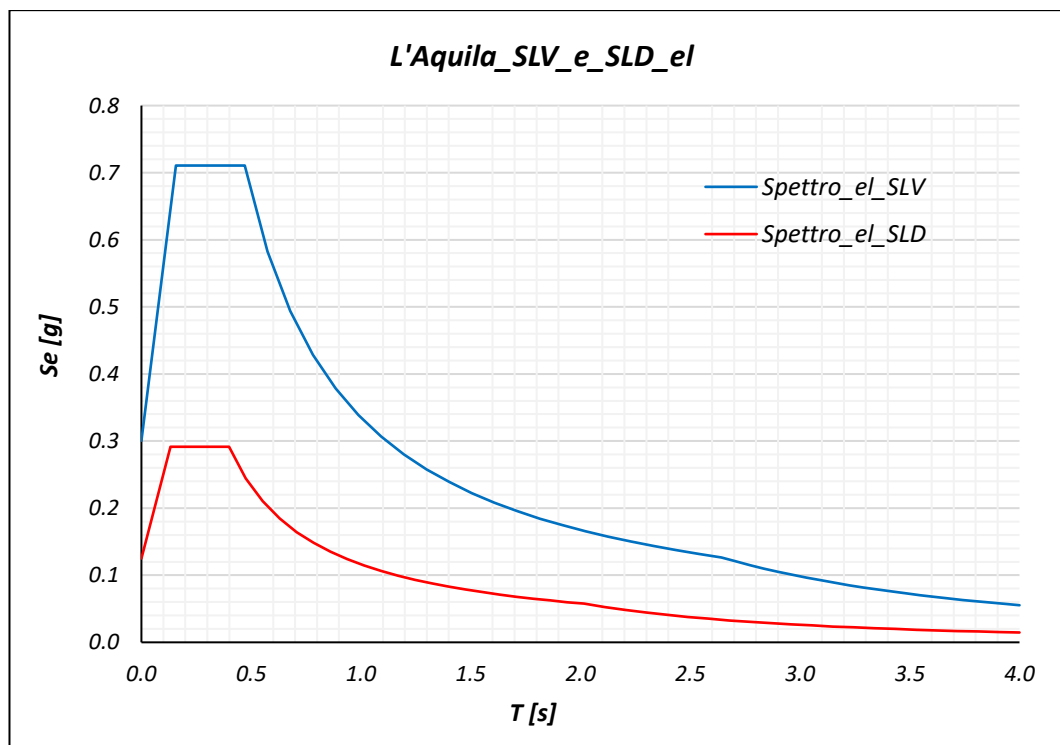
9.2.2.1 Definizione dell'azione sismica di sito

Per la definizione dell'azione sismica agli stati limite SLD e SLV, si impiega l'apposito foglio excel predisposto dal C.S.LL.PP., indicando i seguenti dati.

- Sito: L'Aquila
- Vita nominale: 50 anni
- Classe d'uso: II \Rightarrow Coefficiente d'uso: $c_u = 1,0$
- Categoria sottosuolo: B
- Categoria topografica: T1

Nel seguente grafico si riporta lo spettro di risposta elastico in accelerazione per gli SL su definiti.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,079	2,399	0,272
SLD	50	0,104	2,332	0,281
SLV	475	0,261	2,364	0,347
SLC	975	0,334	2,400	0,364



9.2.2.2 Metodo elastico con spettro ridotto

Il calcolo della PGA resistente (di capacità) è un processo iterativo che consiste nel determinare, tramite l'ausilio del programma di calcolo, quel valore preciso di a_g tale per cui le verifiche sugli elementi richiesti dalla norma sono soddisfatte e tale per cui, se maggiorato, non lo sono più. Quindi, si introduce nel software lo spettro di domanda e si conducono, per l'edificio in questione, che è intelaiato in c.a., le verifiche automatiche su travi e pilastri; se almeno una delle verifiche non è soddisfatta, lo si abbatte iterativamente sino a che non si ottiene il risultato sperato. Quel valore di a_g che rispetta tale condizione, moltiplicato per il fattore S di amplificazione del suolo e topografica, definisce la PGA resistente della struttura.

Per le costruzioni di calcestruzzo armato esistenti, la Circolare esplicativa delle NTC18 definisce quanto segue al § C.8.7.2.2.1:

“È possibile utilizzare lo spettro di progetto, definito in § 3.2.3 delle NTC, assumendo il valore del fattore di comportamento q nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità della costruzione in esame nonché delle sollecitazioni delle membrature dovute ai carichi verticali.

Le verifiche devono essere eseguite in termini di resistenza, controllando che, per ciascun elemento strutturale, la domanda in termini di sollecitazioni sia inferiore o uguale alla corrispondente capacità.

La domanda sugli elementi strutturali si ottiene dall'analisi con spettro di risposta elastico ridotto, rispettivamente, per gli elementi/meccanismi “duttili” del fattore di comportamento attribuito alla struttura, per gli elementi/meccanismi “fragili” del fattore di comportamento $q = 1,5$.”

Sulla base di quanto indicato nella Norma, nel seguito, si assumerà $q = 3,0$ per i meccanismi duttili e $q = 1,5$ per quelli fragili, precisando, come da § C.8.7.2.3 Circolare 2019, che:

“Gli elementi e i meccanismi resistenti sono classificati in:

- *“duttili: travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale;*
- *“fragili”: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e nodi.”*

Dopo aver introdotto gli spettri SLD e SLV, si definiscono le combinazioni di carico per eseguire le verifiche, rispettivamente, in *Result/Load Combination/General* e *Result/Load Combination/Concrete Design*. A questo punto, si definisce la normativa di riferimento

(NTC18) e si impostano le proprietà dei materiali tramite l'opzione *Design/Modify Concrete Material*, attribuendo al cls di travi e pilastri una resistenza media a compressione di 23,46 MPa e all'acciaio una resistenza media a snervamento di 369,9 MPa, come nella seguente figura.

Modify Concrete Materials

ID	Name	fc fck R	Chk	Lamb...	Main-bar	Sub-bar
1	CLS_P_fc...	23.46	X	1	AQ50	AQ50
2	CLS_TR_f...	23.46	X	1	AQ50	AQ50

Concrete Material Selection

Code : Name : ...

Specified Compressive Strength (fc|fck) : N/mm²

Light Weight Concrete Factor (Lambda) :

Rebar Selection

Code :

Name of Main Rebar : Fy : N/mm²

Name of Sub-Rebar : Fys : N/mm²

Figura 9.12. Proprietà del cls e dell'acciaio per le verifiche in Midas

Per le verifiche duttili, in *Design/Partial Safety Factors for Material Properties*, si assumono coefficienti parziali di sicurezza dei materiali pari a 1, mentre per quelle fragili i valori previsti dalle NTC18, ovvero 1,5 per il cls e 1,15 per l'acciaio, come definito al § 8.7.2 NTC18.

Partial Safety Factors for Material Properties

Design Code : Eurocode2:04, Italy Update By Code

Partial Safety Factors for Material Properties

Concrete (Gamma_c)

- Fundamental :
- Accidental (except Earthquakes) :

Steel (Gamma_s)

- Fundamental :
- Accidental (except Earthquakes) :

Coefficient for Long Term Effects

Alpha_cc :

Partial Safety Factors for Material Properties

Design Code : Eurocode2:04, Italy Update By Code

Partial Safety Factors for Material Properties

Concrete (Gamma_c)

- Fundamental :
- Accidental (except Earthquakes) :

Steel (Gamma_s)

- Fundamental :
- Accidental (except Earthquakes) :

Coefficient for Long Term Effects

Alpha_cc :

Figura 9.13. Coefficienti parziali di sicurezza dei materiali per verifiche meccanici duttili (a sx) e fragili (dx)

9.2.2.3 Calcolo PGA resistente e curve PAM

Con l'ausilio del software FEM, sono stati calcolati gli indici di sfruttamento per tutti i meccanismi, sia duttili che fragili, per le tre tipologie di edificio analizzate.

$$IS = \frac{E_d}{R_d}$$

con E_d valore di progetto dell'azione e R_d resistenza di progetto.

<i>Edificio nudo - SLV (PGA = 0.301 g)</i>			
Meccanismo			IS
Duttile (q = 3) Coeff. parziali unitari	Travi	M	1.91
	Pilastrri	N-M	1.44
Fragile (q = 1,5) Coeff. parziali NTC18	Travi	V	2.92
	Pilastrri	V	2.02

<i>Edificio tamponato URM - SLV (PGA = 0.301 g)</i>			
Meccanismo			IS
Duttile (q = 3) Coeff. parziali unitari	Travi	M	0.76
	Pilastrri	N-M	2.57
Fragile (q = 1,5) Coeff. parziali NTC18	Travi	V	0.80
	Pilastrri	V	5.51

<i>Edificio tamponato RBB - SLV (PGA = 0.301 g)</i>			
Meccanismo			IS
Duttile (q = 3) Coeff. parziali unitari	Travi	M	0.72
	Pilastrri	N-M	2.67
Fragile (q = 1,5) Coeff. parziali NTC18	Travi	V	0.77
	Pilastrri	V	6.28

La PGA di capacità è quella corrispondente ad uno spettro scalato che garantisce la verifica di tutti gli elementi strutturali. La scalatura dello spettro può avvenire agendo direttamente sull'apposito fattore di scala presente in Midas, il quale può essere diverso da quello corrispondente agli indici di sfruttamento appena determinati.

Edificio nudo

SLV - Fattore di scala meccanismi duttili: 0,403 $\Rightarrow PGA_{c,dut} = 0,403 \cdot PGA_{d,SLV} = 0,121 g$

SLV - Fattore di scala meccanismi fragili: 0,667 $\Rightarrow PGA_{c,frag} = 0,667 \cdot PGA_{d,SLV} = 0,201 g$

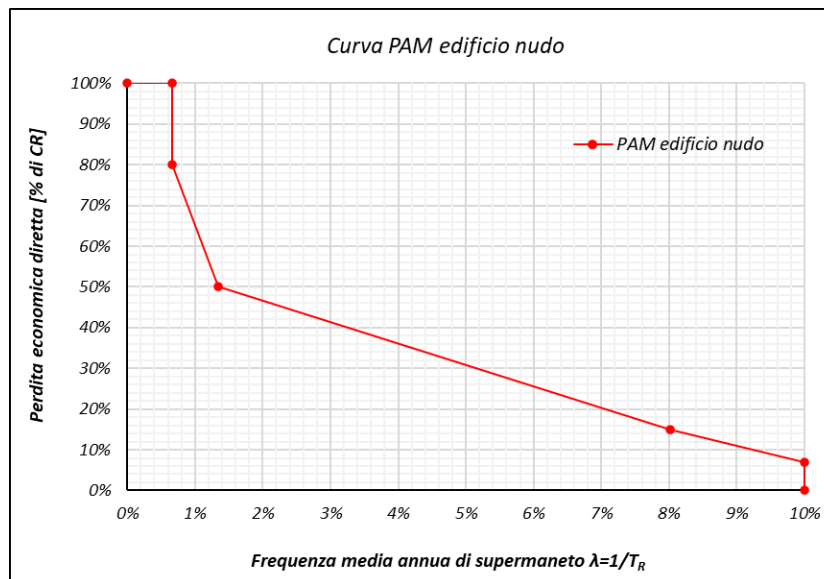
$PGA_{c,SLV} = \min(PGA_{c,dut}, PGA_{c,frag}) = 0,121 g$

SLD – Fattore di scala: 0,61: $\Rightarrow PGA_{c,SLD} = 0,61 \cdot PGA_{d,SLD} = 0,076 g$

		Telaio nudo URM o RBB											
		DOMANDA					CAPACITA'						
Stato Limite	CR [%]	ag [g]	S [-]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	ag [g]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	PAM [%]	IS-V	
SLR	100%				975	0.10%			151.88	0.66%	0.66%		
SLC	80%	0.334	1.079	0.360	975	0.10%			151.88	0.66%	0.45%		
SLV	50%	0.261	1.154	0.301	475	0.21%	0.105	0.121	74.42	1.34%	2.17%	40.32%	
SLD	15%	0.104	1.2	0.125	50	2.00%	0.063	0.076	12.47	8.02%	0.59%		
SLO	7%	0.079	1.2	0.095	30	3.33%			7.47	13.39%	-0.12%		
SLID	0%				10	10.00%			10.00	10.00%	3.75%		

Perdita Media Annuale attesa (PAM)	Classe PAM	Indice di Sicurezza	Classe IS-V
PAM < 0,50%	A ⁺ _{PAM}	100% < IS-V	A ⁺ _{IS-V}
0,50% < PAM ≤ 1,0%	A _{PAM}	80% < IS-V ≤ 100%	A _{IS-V}
1,0% < PAM ≤ 1,5%	B _{PAM}	60% < IS-V ≤ 80%	B _{IS-V}
1,5% < PAM ≤ 2,5%	C _{PAM}	45% < IS-V ≤ 60%	C _{IS-V}
2,5% < PAM ≤ 3,5%	D _{PAM}	30% < IS-V ≤ 45%	D _{IS-V}
3,5% < PAM ≤ 4,5%	E _{PAM}	15% < IS-V ≤ 30%	E _{IS-V}
4,5% < PAM ≤ 7,5%	F _{PAM}	IS-V < 15%	F _{IS-V}
7,5% < PAM	G _{PAM}		

Classe PAM E, Classe IS-V D \Rightarrow **Classe di rischio sismico: E**



Edificio tamponato URM

SLV - Fattore di scala meccanismi duttili: $0,7 \Rightarrow PGA_{c,dut} = 0,7 \cdot PGA_{d,SLV} = 0,211 g$

SLV - Fattore di scala meccanismi fragili: $0,23 \Rightarrow PGA_{c,frag} = 0,23 \cdot PGA_{d,SLV} = 0,069 g$

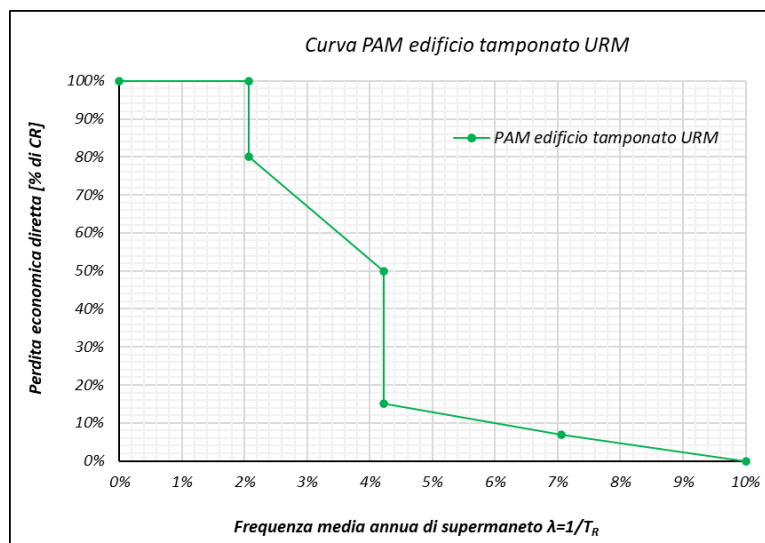
$PGA_{c,SLV} = \min(PGA_{c,dut}, PGA_{c,frag}) = 0,069 g$

SLD – Fattore di scala: $2,29: \Rightarrow PGA_{c,SLD} = 2,29 \cdot PGA_{d,SLD} = 0,286 g$

Telaio tamponato URM - muratura non rinforzata												
		DOMANDA					CAPACITA'					
Stato Limite	CR [%]	ag [g]	S [-]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	ag [g]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	PAM [%]	IS-V
SLR	100%				975	0.10%			48.29	2.07%	2.07%	
SLC	80%	0.334	1.079	0.360	975	0.10%			48.29	2.07%	1.40%	
SLV	50%	0.261	1.154	0.301	475	0.21%	0.060	0.069	23.66	4.23%	0.00%	23.00%
SLD	15%	0.104	1.2	0.125	50	2.00%	0.238	0.286	23.66	4.23%	0.31%	
SLO	7%	0.079	1.2	0.095	30	3.33%			14.17	7.06%	0.10%	
SLID	0%				10	10.00%			10.00	10.00%	3.89%	

Perdita Media Annuale attesa (PAM)	Classe PAM	Indice di Sicurezza	Classe IS-V
PAM < 0,50%	A ⁺ _{PAM}	100% < IS-V	A ⁺ _{IS-V}
0,50% < PAM ≤ 1,0%	A _{PAM}	80% < IS-V ≤ 100%	A _{IS-V}
1,0% < PAM ≤ 1,5%	B _{PAM}	60% < IS-V ≤ 80%	B _{IS-V}
1,5% < PAM ≤ 2,5%	C _{PAM}	45% < IS-V ≤ 60%	C _{IS-V}
2,5% < PAM ≤ 3,5%	D _{PAM}	30% < IS-V ≤ 45%	D _{IS-V}
3,5% < PAM ≤ 4,5%	E _{PAM}	15% < IS-V ≤ 30%	E _{IS-V}
4,5% < PAM ≤ 7,5%	F _{PAM}	IS-V < 15%	F _{IS-V}
7,5% < PAM	G _{PAM}		

Classe PAM E, Classe IS-V E ⇒ **Classe di rischio sismico: E**



A causa delle forti criticità a taglio su alcuni pilastri, dovute alla particolare modellazione delle tamponature, per l'edificio tamponato URM è necessario abbattere lo spettro di progetto di circa il 77%. anche se non cautelativo, a titolo di confronto, si calcola la PGA di capacità adottando coefficienti parziali unitari anche per le verifiche dei meccanismi fragili.

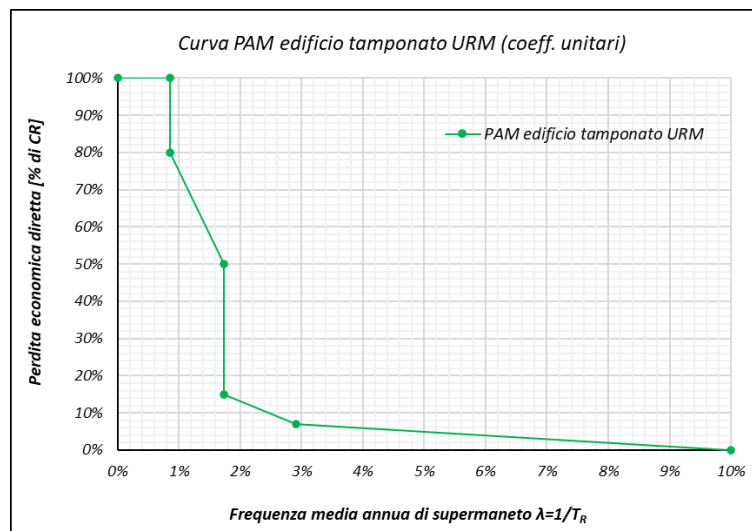
SLV - Fattore di scala meccanismi fragili con coefficienti unitari: 0,355 ⇒

$$PGA_{c,frag} = 0,355 \cdot PGA_{d,SLV} = 0,107 \text{ g} \quad PGA_{c,SLV} = \min(PGA_{c,dut}, PGA_{c,frag}) = 0,107 \text{ g}$$

		Telaio tamponato URM - muratura non rinforzata (coefficienti unitari)											
		DOMANDA					CAPACITA'						
Stato Limite	CR [%]	ag [g]	S [-]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	ag [g]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	PAM [%]	IS-V	
SLR	100%				975	0.10%			117.11	0.85%	0.85%		
SLC	80%	0.334	1.079	0.360	975	0.10%			117.11	0.85%	0.58%		
SLV	50%	0.261	1.154	0.301	475	0.21%	0.093	0.107	57.38	1.74%	0.00%	35.50%	
SLD	15%	0.104	1.2	0.125	50	2.00%	0.238	0.286	57.38	1.74%	0.13%		
SLO	7%	0.079	1.2	0.095	30	3.33%			34.36	2.91%	0.25%		
SLID	0%				10	10.00%			10.00	10.00%	1.81%		

Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM	Indice di Sicurezza	Classe IS-V
PAM < 0,50%	A ⁺ _{PAM}	100% < IS-V	A ⁺ _{IS-V}
0,50% < PAM ≤ 1,0%	A _{PAM}	80% < IS-V ≤ 100%	A _{IS-V}
1,0% < PAM ≤ 1,5%	B _{PAM}	60% < IS-V ≤ 80%	B _{IS-V}
1,5% < PAM ≤ 2,5%	C _{PAM}	45% < IS-V ≤ 60%	C _{IS-V}
2,5% < PAM ≤ 3,5%	D _{PAM}	30% < IS-V ≤ 45%	D _{IS-V}
3,5% < PAM ≤ 4,5%	E _{PAM}	15% < IS-V ≤ 30%	E _{IS-V}
4,5% < PAM ≤ 7,5%	F _{PAM}	IS-V < 15%	F _{IS-V}
7,5% < PAM	G _{PAM}		

Classe PAM C, Classe IS-V D ⇒ **Classe di rischio sismico: D**



Adottando coefficienti parziali di sicurezza sui materiali unitari, è stato possibile effettuare un salto di una classe di rischio sismico, dalla E alla D, ricordando, tuttavia, che questa assunzione non è a favore di sicurezza.

I calcoli sinora effettuati sono stati condotti ipotizzando modulo elastico dei puntoni, rappresentativi della muratura, corrispondente a quello calibrato sperimentalmente da Donà et al., che deriva da un processo di calibrazione di telai tamponati a una campata e un piano in campo non lineare, mediante analisi time history. In particolare, tale modulo veniva ottenuto da una calibrazione empirica cercando contemporaneamente la migliore misura della rigidezza IP e OOP dei pannelli, con riferimento alla rigidezza iniziale mostrata dagli stessi. Tuttavia, tale valore di modulo risulta eccessivo per un'analisi in campo lineare (quale è l'analisi modale con spettro di risposta utilizzata per la determinazione della PGA) e se confrontato con quanto presente in letteratura, pertanto, si è scelto di calcolare tale parametro come il modulo corrispondente alla rigidezza secante il picco delle curve sperimentali delle campagne di prove assunte come riferimento nella calibrazione delle tamponature stesse (Calvi e Bolognini e Minotto et al.). Da tali osservazioni, risulta un modulo elastico della tamponatura URM pari a 3.485,80 MPa.

Si riportano gli indici di sfruttamento ottenuti da Midas Gen e i valori dei fattori di scala per la scalatura dello spettro di progetto.

Edificio tamponato URM - SLV - $E_m = 3485,80$ MPa			
<i>Meccanismo</i>			<i>IS</i>
<i>Duttile ($q = 3$) Coeff. parziali unitari</i>	<i>Travi</i>	<i>M</i>	<i>0.90</i>
	<i>Pilastrri</i>	<i>N-M</i>	<i>1.97</i>
<i>Fragile ($q = 1,5$) Coeff. parziali NTC18</i>	<i>Travi</i>	<i>V</i>	<i>0.87</i>
	<i>Pilastrri</i>	<i>V</i>	<i>4.07</i>

SLV - Fattore di scala meccanismi duttili: $0,78 \Rightarrow PGA_{c,dut} = 0,78 \cdot PGA_{d,SLV} = 0,235 g$

SLV - Fattore di scala meccanismi fragili: $0,35 \Rightarrow PGA_{c,frag} = 0,35 \cdot PGA_{d,SLV} = 0,105 g$

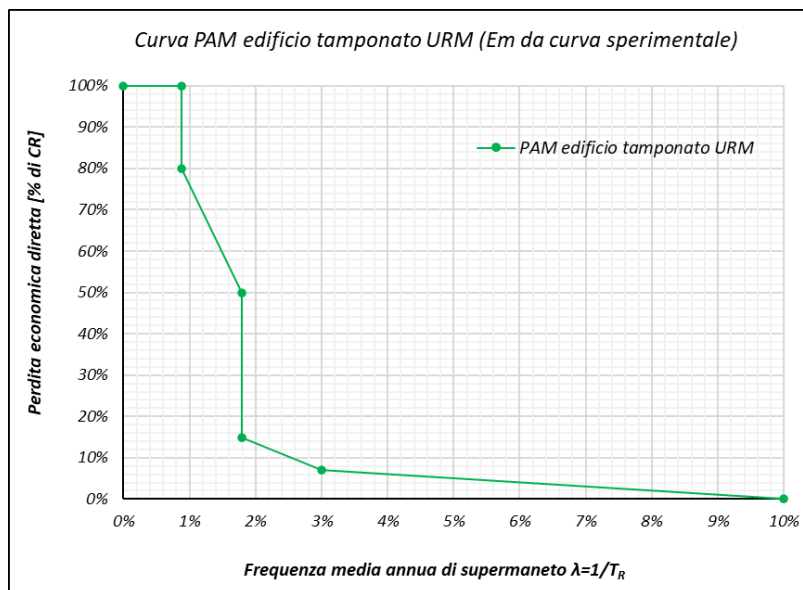
$PGA_{c,SLV} = \min(PGA_{c,dut}, PGA_{c,frag}) = 0,105 g$

SLD – Fattore di scala: $1,55: \Rightarrow PGA_{c,SLD} = 1,55 \cdot PGA_{d,SLD} = 0,193 g$

		elaio tamponato URM - muratura non rinforzata (modulo puntone da curva sperimentale)										
		DOMANDA					CAPACITA'					
Stato Limite	CR [%]	ag [g]	S [-]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	ag [g]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	PAM [%]	IS-V
SLR	100%				975	0.10%			113.77	0.88%	0.88%	
SLC	80%	0.334	1.079	0.360	975	0.10%			113.77	0.88%	0.59%	
SLV	50%	0.261	1.154	0.301	475	0.21%	0.091	0.105	55.75	1.79%	0.00%	35.00%
SLD	15%	0.104	1.2	0.125	50	2.00%	0.161	0.193	55.75	1.79%	0.13%	
SLO	7%	0.079	1.2	0.095	30	3.33%			33.38	3.00%	0.25%	
SLID	0%				10	10.00%			10.00	10.00%	1.85%	

Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM	Indice di Sicurezza	Classe IS-V
PAM < 0,50%	A ⁺ _{PAM}	100% < IS-V	A ⁺ _{IS-V}
0,50% < PAM ≤ 1,0%	A _{PAM}	80% < IS-V ≤ 100%	A _{IS-V}
1,0% < PAM ≤ 1,5%	B _{PAM}	60% < IS-V ≤ 80%	B _{IS-V}
1,5% < PAM ≤ 2,5%	C _{PAM}	45% < IS-V ≤ 60%	C _{IS-V}
2,5% < PAM ≤ 3,5%	D _{PAM}	30% < IS-V ≤ 45%	D _{IS-V}
3,5% < PAM ≤ 4,5%	E _{PAM}	15% < IS-V ≤ 30%	E _{IS-V}
4,5% < PAM ≤ 7,5%	F _{PAM}	IS-V < 15%	F _{IS-V}

Classe PAM C, Classe IS-V D ⇒ **Classe di rischio sismico: D**



Come fatto in precedenza, a titolo di confronto, si calcola la PGA di capacità adottando coefficienti parziali unitari anche per le verifiche dei meccanismi fragili.

SLV - Fattore di scala meccanismi fragili con coefficienti unitari: 0,48 ⇒

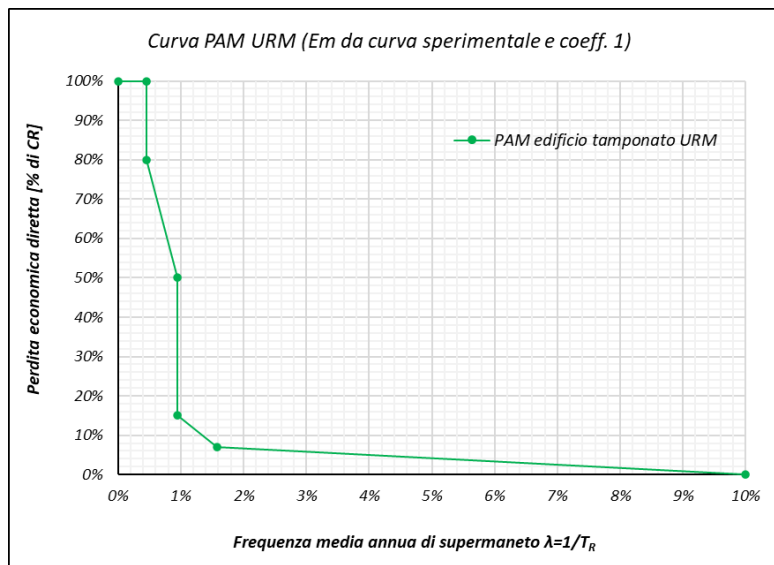
$$PGA_{c,frag} = 0,48 \cdot PGA_{d,SLV} = 0,145 \text{ g} \quad PGA_{c,SLV} = \min(PGA_{c,dut}, PGA_{c,frag}) = 0,145 \text{ g}$$

		Telaio tamponato URM (E puntone da curva sperimentale e coefficienti unitari)											
		DOMANDA					CAPACITA'						
Stato Limite	CR [%]	ag [g]	S [-]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	ag [g]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	PAM [%]	IS-V	
SLR	100%				975	0.10%			216.76	0.46%	0.46%		
SLC	80%	0.334	1.079	0.360	975	0.10%			216.76	0.46%	0.31%		
SLV	50%	0.261	1.154	0.301	475	0.21%	0.125	0.145	106.21	0.94%	0.00%	48.00%	
SLD	15%	0.104	1.2	0.125	50	2.00%	0.161	0.193	106.21	0.94%	0.07%		
SLO	7%	0.079	1.2	0.095	30	3.33%			63.60	1.57%	0.29%		
SLID	0%				10	10.00%			10.00	10.00%	1.14%		

Perdita Media Annuale attesa (PAM)	Classe PAM
PAM < 0,50%	A ⁺ _{PAM}
0,50% < PAM ≤ 1,0%	A _{PAM}
1,0% < PAM ≤ 1,5%	B _{PAM}
1,5% < PAM ≤ 2,5%	C _{PAM}
2,5% < PAM ≤ 3,5%	D _{PAM}
3,5% < PAM ≤ 4,5%	E _{PAM}
4,5% < PAM ≤ 7,5%	F _{PAM}
7,5% < PAM	G _{PAM}

Indice di Sicurezza	Classe IS-V
100% < IS-V	A ⁺ _{IS-V}
80% < IS-V ≤ 100%	A _{IS-V}
60% < IS-V ≤ 80%	B _{IS-V}
45% < IS-V ≤ 60%	C _{IS-V}
30% < IS-V ≤ 45%	D _{IS-V}
15% < IS-V ≤ 30%	E _{IS-V}
IS-V < 15%	F _{IS-V}

Classe PAM B, Classe IS-V C ⇒ **Classe di rischio sismico: C**



Edificio tamponato RBB

SLV - Fattore di scala meccanismi duttili: 0,69 $\Rightarrow PGA_{c,dut} = 0,69 \cdot PGA_{d,SLV} = 0,208 g$

SLV - Fattore di scala meccanismi fragili: 0,18 $\Rightarrow PGA_{c,frag} = 0,18 \cdot PGA_{d,SLV} = 0,054 g$

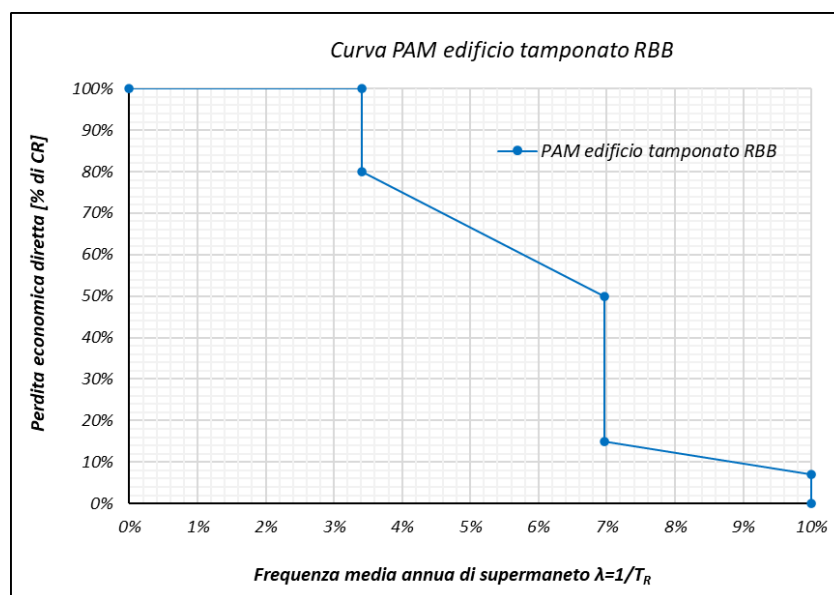
$PGA_{c,SLV} = \min(PGA_{c,dut}, PGA_{c,frag}) = 0,054 g$

SLD – Fattore di scala: 2,65: $\Rightarrow PGA_{c,SLD} = 2,65 \cdot PGA_{d,SLD} = 0,331 g$

Telaio tamponato RBB - muratura rinforzata												
		DOMANDA					CAPACITA'					
Stato Limite	CR [%]	ag [g]	S [-]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	ag [g]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	PAM [%]	IS-V
SLR	100%				975	0.10%			29.29	3.41%	3.41%	
SLC	80%	0.334	1.079	0.360	975	0.10%			29.29	3.41%	2.31%	
SLV	50%	0.261	1.154	0.301	475	0.21%	0.047	0.054	14.35	6.97%	0.00%	18.00%
SLD	15%	0.104	1.2	0.125	50	2.00%	0.276	0.331	14.35	6.97%	0.51%	
SLO	7%	0.079	1.2	0.095	30	3.33%			8.59	11.64%	-0.06%	
SLID	0%				10	10.00%			10.00	10.00%	6.18%	

Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM	Indice di Sicurezza	Classe IS-V
PAM < 0,50%	A ⁺ _{PAM}	100% < IS-V	A ⁺ _{IS-V}
0,50% < PAM ≤ 1,0%	A _{PAM}	80% < IS-V ≤ 100%	A _{IS-V}
1,0% < PAM ≤ 1,5%	B _{PAM}	60% < IS-V ≤ 80%	B _{IS-V}
1,5% < PAM ≤ 2,5%	C _{PAM}	45% < IS-V ≤ 60%	C _{IS-V}
2,5% < PAM ≤ 3,5%	D _{PAM}	30% < IS-V ≤ 45%	D _{IS-V}
3,5% < PAM ≤ 4,5%	E _{PAM}	15% < IS-V ≤ 30%	E _{IS-V}
4,5% < PAM ≤ 7,5%	F _{PAM}	IS-V < 15%	F _{IS-V}
7,5% < PAM	G _{PAM}		

Classe PAM F, Classe IS-V E \Rightarrow **Classe di rischio sismico: F**



A causa delle forti criticità a taglio su alcuni pilastri, per l'edificio tamponato RBB è necessario abbattere lo spettro di progetto di circa l'82%. Come per l'edificio tamponato URM, a titolo di confronto, si calcola la PGA di capacità adottando coefficienti parziali unitari anche per le verifiche dei meccanismi fragili.

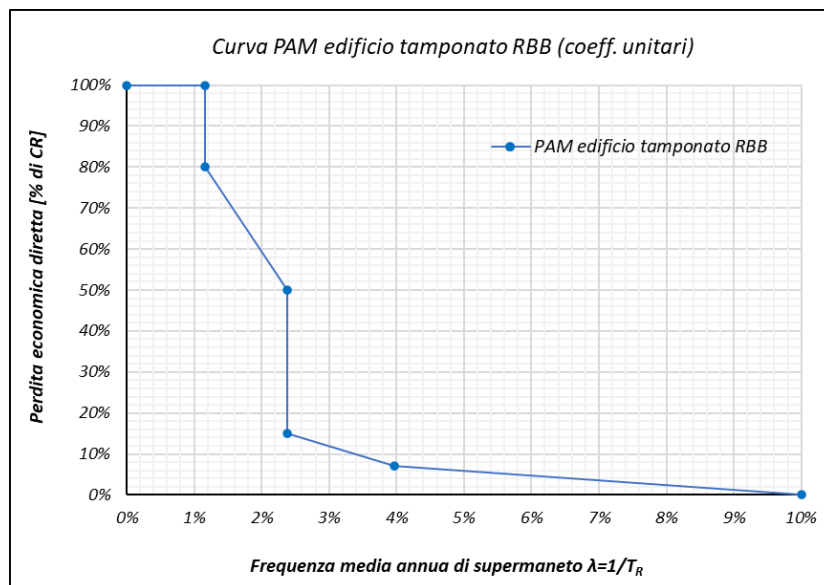
SLV - Fattore di scala meccanismi fragili con coefficienti unitari: 0,19 ⇒

$$PGA_{c,frag} = 0,305 \cdot PGA_{d,SLV} = 0,092 \text{ g} \quad PGA_{c,SLV} = \min(PGA_{c,dut}, PGA_{c,frag}) = 0,092 \text{ g}$$

		Telaio tamponato RBB - muratura rinforzata (coefficienti unitari)											
		DOMANDA					CAPACITA'						
Stato Limite	CR [%]	ag [g]	S [-]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	ag [g]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	PAM [%]	IS-V	
SLR	100%				975	0.10%			85.91	1.16%	1.16%		
SLC	80%	0.334	1.079	0.360	975	0.10%			85.91	1.16%	0.79%		
SLV	50%	0.261	1.154	0.301	475	0.21%	0.080	0.092	42.10	2.38%	0.00%	30.50%	
SLD	15%	0.104	1.2	0.125	50	2.00%	0.276	0.331	42.10	2.38%	0.18%		
SLO	7%	0.079	1.2	0.095	30	3.33%			25.21	3.97%	0.21%		
SLID	0%				10	10.00%			10.00	10.00%	2.34%		

Perdita Media Annuale attesa (PAM)	Classe PAM	Indice di Sicurezza	Classe IS-V
PAM < 0,50%	A ⁺ _{PAM}	100% < IS-V	A ⁺ _{IS-V}
0,50% < PAM ≤ 1,0%	A _{PAM}	80% < IS-V ≤ 100%	A _{IS-V}
1,0% < PAM ≤ 1,5%	B _{PAM}	60% < IS-V ≤ 80%	B _{IS-V}
1,5% < PAM ≤ 2,5%	C _{PAM}	45% < IS-V ≤ 60%	C _{IS-V}
2,5% < PAM ≤ 3,5%	D _{PAM}	30% < IS-V ≤ 45%	D _{IS-V}
3,5% < PAM ≤ 4,5%	E _{PAM}	15% < IS-V ≤ 30%	E _{IS-V}
4,5% < PAM ≤ 7,5%	F _{PAM}	IS-V < 15%	F _{IS-V}
7,5% < PAM	G _{PAM}		

Classe PAM C, Classe IS-V D ⇒ **Classe di rischio sismico: D**



Adottando coefficienti parziali di sicurezza sui materiali unitari, è stato possibile effettuare un salto di due classi di rischio sismico, dalla F alla D, ricordando, tuttavia, che questa assunzione non è a favore di sicurezza.

Con ragionamento analogo a quanto fatto per la muratura URM, si trova un modulo elastico dei puntoni più realistico anche per l'RBB. In particolare, si è trovato un valore pari a 5.224,15 MPa.

Si riportano gli indici di sfruttamento ottenuti da Midas Gen e i valori dei fattori di scala per la scalatura dello spettro di progetto.

Edificio tamponato RBB - SLV - Em = 5.224,15 MPa			
Meccanismo			IS
Duttile ($q = 3$) Coeff. parziali unitari	Travi	M	0.81
	Pilastrri	N-M	2.24
Fragile ($q = 1,5$) Coeff. parziali NTC18	Travi	V	0.84
	Pilastrri	V	4.69

SLV - Fattore di scala meccanismi duttili: 0,75 $\Rightarrow PGA_{c,dut} = 0,69 \cdot PGA_{d,SLV} = 0,226 g$

SLV - Fattore di scala meccanismi fragili: 0,30 $\Rightarrow PGA_{c,frag} = 0,30 \cdot PGA_{d,SLV} = 0,09 g$

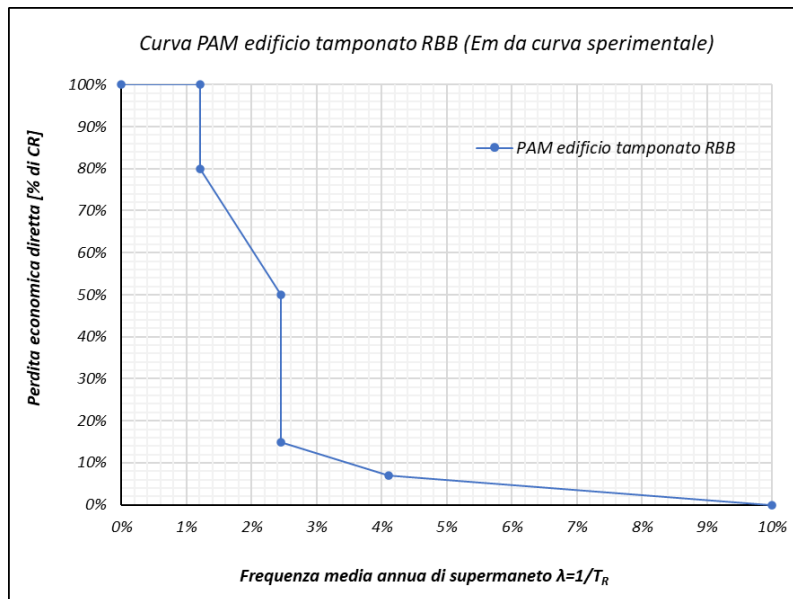
$PGA_{c,SLV} = \min(PGA_{c,dut}, PGA_{c,frag}) = 0,09 g$

SLD – Fattore di scala: 1,84: $\Rightarrow PGA_{c,SLD} = 1,84 \cdot PGA_{d,SLD} = 0,23 g$

Telaio tamponato RBB - muratura rinforzata (modulo puntone da curva sperimentale)												
		DOMANDA					CAPACITA'					
Stato Limite	CR [%]	ag [g]	S [-]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	ag [g]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	PAM [%]	IS-V
SLR	100%				975	0.10%			83.06	1.20%	1.20%	
SLC	80%	0.334	1.079	0.360	975	0.10%			83.06	1.20%	0.81%	
SLV	50%	0.261	1.154	0.301	475	0.21%	0.078	0.090	40.70	2.46%	0.00%	30.00%
SLD	15%	0.104	1.2	0.125	50	2.00%	0.191	0.230	40.70	2.46%	0.18%	
SLO	7%	0.079	1.2	0.095	30	3.33%			24.37	4.10%	0.21%	
SLID	0%				10	10.00%			10.00	10.00%	2.41%	

Perdita Media Annuale attesa (PAM)	Classe PAM	Indice di Sicurezza	Classe IS-V
PAM < 0,50%	A ⁺ _{PAM}	100% < IS-V	A ⁺ _{IS-V}
0,50% < PAM ≤ 1,0%	A _{PAM}	80% < IS-V ≤ 100%	A _{IS-V}
1,0% < PAM ≤ 1,5%	B _{PAM}	60% < IS-V ≤ 80%	B _{IS-V}
1,5% < PAM ≤ 2,5%	C _{PAM}	45% < IS-V ≤ 60%	C _{IS-V}
2,5% < PAM ≤ 3,5%	D _{PAM}	30% < IS-V ≤ 45%	D _{IS-V}
3,5% < PAM ≤ 4,5%	E _{PAM}	15% < IS-V ≤ 30%	E _{IS-V}
4,5% < PAM ≤ 7,5%	F _{PAM}	IS-V < 15%	F _{IS-V}
7,5% < PAM	G _{PAM}		

Classe PAM C, Classe IS-V E ⇒ **Classe di rischio sismico: E**



Come fatto in precedenza, a titolo di confronto, si calcola la PGA di capacità adottando coefficienti parziali unitari anche per le verifiche dei meccanismi fragili.

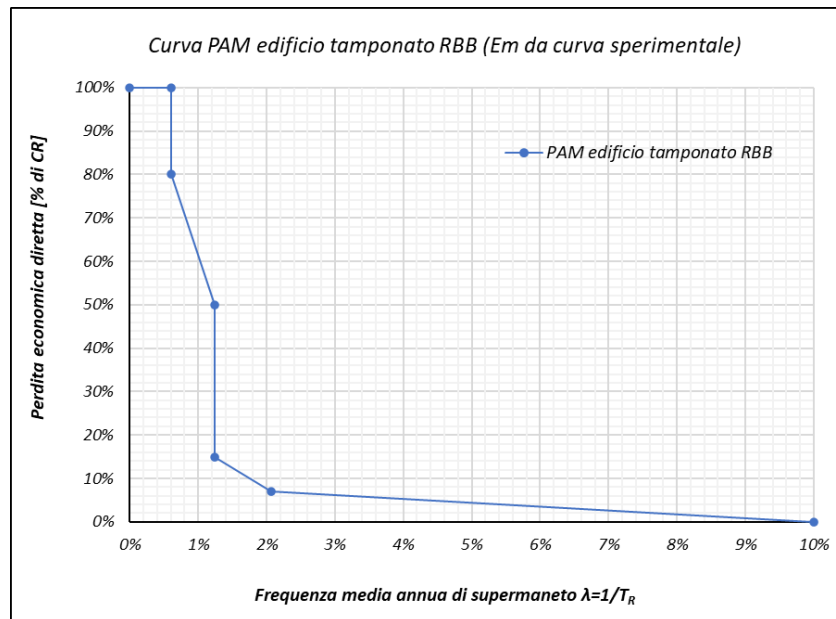
SLV - Fattore di scala meccanismi fragili con coefficienti unitari: 0,42 ⇒

$$PGA_{c,frag} = 0,42 \cdot PGA_{d,SLV} = 0,126 \text{ g} \quad PGA_{c,SLV} = \min(PGA_{c,dut}, PGA_{c,frag}) = 0,126 \text{ g}$$

		Telaio tamponato RBB (E puntone da curva sperimentale e coefficienti unitari)											
		DOMANDA					CAPACITA'						
Stato Limite	CR [%]	ag [g]	S [-]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	ag [g]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	PAM [%]	IS-V	
SLR	100%				975	0.10%			165.05	0.61%	0.61%		
SLC	80%	0.334	1.079	0.360	975	0.10%			165.05	0.61%	0.41%		
SLV	50%	0.261	1.154	0.301	475	0.21%	0.110	0.127	80.88	1.24%	0.00%	42.00%	
SLD	15%	0.104	1.2	0.125	50	2.00%	0.191	0.230	80.88	1.24%	0.09%		
SLO	7%	0.079	1.2	0.095	30	3.33%			48.43	2.06%	0.28%		
SLID	0%				10	10.00%			10.00	10.00%	1.38%		

Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM	Indice di Sicurezza	Classe IS-V
PAM < 0,50%	A ⁺ _{PAM}	100% < IS-V	A ⁺ _{IS-V}
0,50% < PAM ≤ 1,0%	A _{PAM}	80% < IS-V ≤ 100%	A _{IS-V}
1,0% < PAM ≤ 1,5%	B _{PAM}	60% < IS-V ≤ 80%	B _{IS-V}
1,5% < PAM ≤ 2,5%	C _{PAM}	45% < IS-V ≤ 60%	C _{IS-V}
2,5% < PAM ≤ 3,5%	D _{PAM}	30% < IS-V ≤ 45%	D _{IS-V}
3,5% < PAM ≤ 4,5%	E _{PAM}	15% < IS-V ≤ 30%	E _{IS-V}
4,5% < PAM ≤ 7,5%	F _{PAM}	IS-V < 15%	F _{IS-V}
7,5% < PAM	G _{PAM}		

Classe PAM B, Classe IS-V D ⇒ **Classe di rischio sismico: D**



Osservazioni

Per quanto concerne l'edificio nudo, dove le tamponature vengono prese in considerazione solo in termini di peso sulle travi perimetrali, sono i meccanismi duttili a governare la scalatura dello spettro di progetto allo SLV affinché questi siano soddisfatti, mentre i meccanismi fragili di taglio richiedono una scalatura minore. Ciò è evidente confrontando i fattori di scala, 0,403 contro 0,667. La struttura non è in grado di contenere il drift interpiano entro i limiti previsti dalle NTC18 (0,005 per tamponature fragili), pertanto, richiede un abbattimento anche dello spettro allo SLD (elastico), che si traduce in una PGA di capacità a tale stato limite minore della corrispondente domanda. L'edificio così valutato rientra nella classe di rischio sismico E.

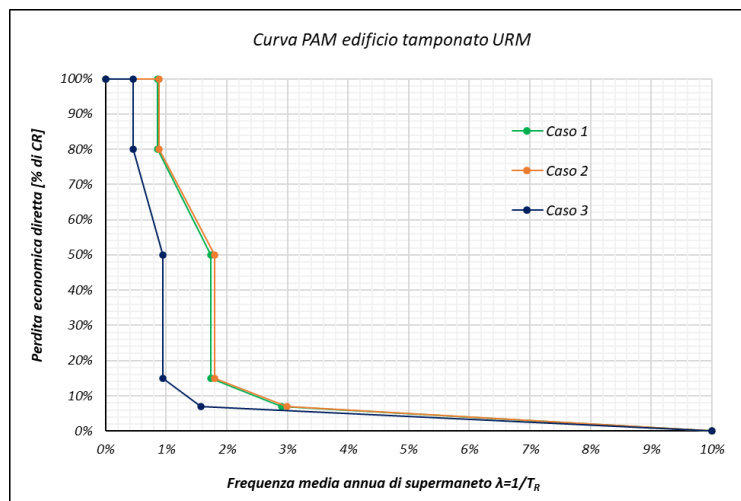
Negli edifici tamponati, la particolare modellazione della tamponatura mediante elementi truss che intersecano i pilastri comporta un aumento delle sollecitazioni a taglio

su questi ultimi. Divengono, dunque, governanti i meccanismi fragili che richiedono una notevole scalatura dello spettro di progetto, ben oltre quella prevista per l'edificio nudo, maggiore per la tipologia RBB che per la tipologia URM, a causa di una rigidità più elevata della tipologia a doppio strato di intonaco, che assorbe quindi più forza e la trasmette ai pilastri. La problematica di taglio dovuta alla modellazione della tamponatura porta a considerare dei coefficienti parziali di sicurezza unitari anche per i meccanismi fragili e valutare la classe di rischio sismico dell'edificio in tale condizione. Inoltre, si ricavano valori più realistici del modulo elastico delle murature URM e RBB e si rieseguono le analisi andando a costruire nuove curve pam. È evidente che l'impiego di tali valori porta ad una situazione nettamente migliore rispetto alla precedente.

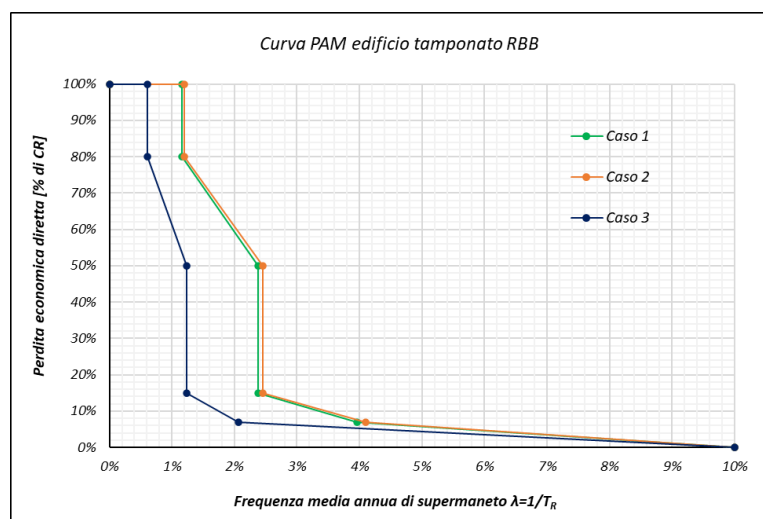
La presenza delle tamponature che fungono da elementi di controventamento riduce notevolmente il drift interpiano sperimentato allo SLD e ciò porta ad ottenere una PGA di capacità a tale stato limite molto maggiore della corrispondente domanda. Come è ovvio, ci si attende che il drift sia più contenuto per l'edificio tamponato con la tipologia RBB, attese confermate dai fattori di scala riportati in precedenza. Utilizzando valori più bassi del modulo elastico della muratura, la rigidità della struttura diminuisce ma conserva comunque un buon margine nei confronti del drift interpiano.

Confronti

- Edificio tamponato URM: si esclude la situazione di partenza per la quale si considerano modulo elastico della muratura elevato e coefficienti parziali di sicurezza non unitari; vengono presi in considerazione, in ordine per come sono stati proposti, i seguenti casi:
 - Caso 1: $E_m = 9.000$ MPa e γ_m unitari;
 - Caso 2: $E_m = 3.485,80$ MPa e γ_m da NTC18;
 - Caso 3: $E_m = 3.485,80$ MPa e γ_m unitari;



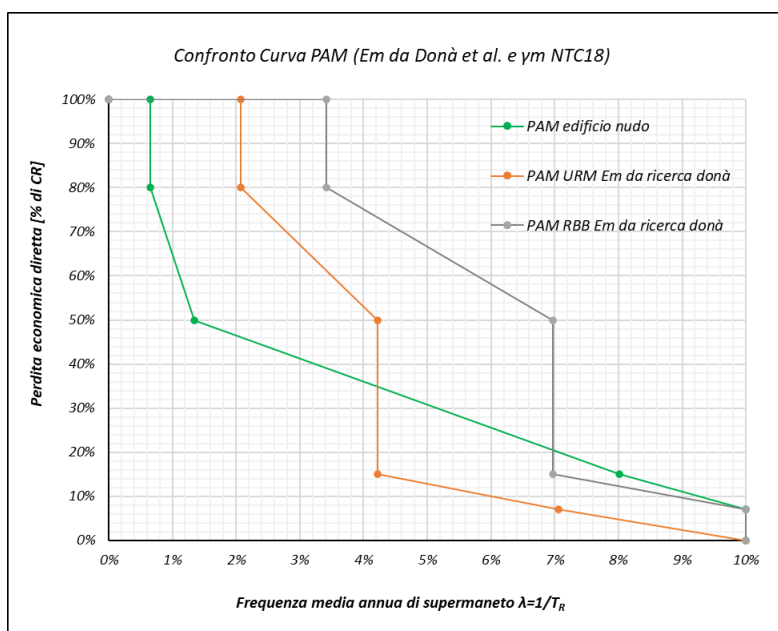
- Edificio tamponato RBB: valgono analoghe considerazioni alla tamponatura URM; vengono presi in considerazione, in ordine per come sono stati proposti, i seguenti casi:
 - Caso 1: $E_m = 12.615$ MPa e γ_m unitari;
 - Caso 2: $E_m = 5.224,15$ MPa e γ_m da NTC18;
 - Caso 3: $E_m = 5.224,15$ MPa e γ_m unitari;

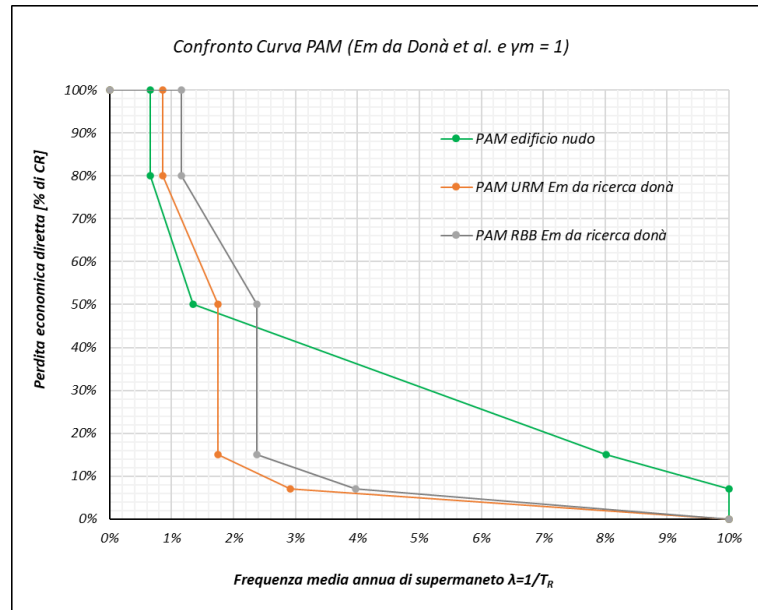


Per entrambi gli edifici tamponati, si osserva una tendenza comune, ovvero l'impiego di moduli elastici più realistici per la muratura porta ad uno spostamento verso sinistra

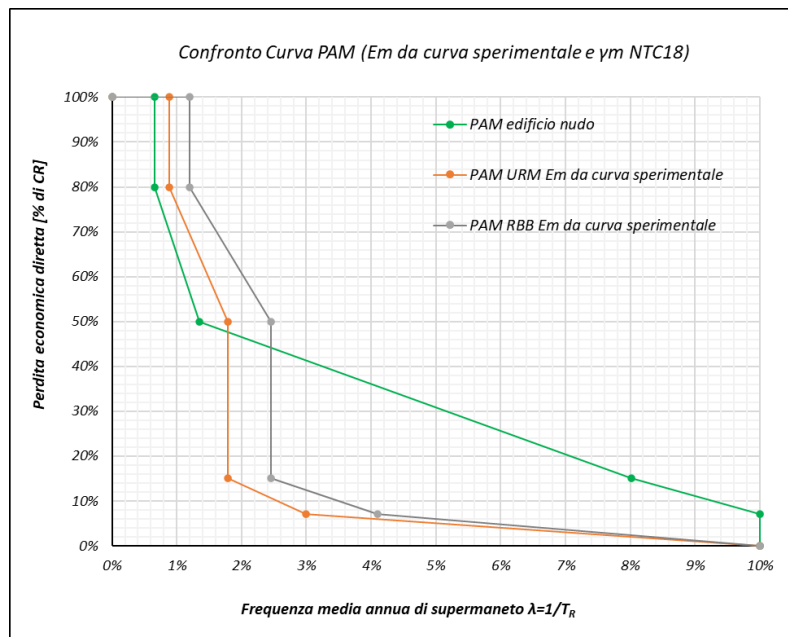
della curva PAM con salto “positivo” della corrispondente classe. Come spiegato precedentemente, tanto maggiore è il modulo elastico della muratura, tanto di più la struttura è governata dai meccanismi fragili di taglio sui pilastri. Questo è intuitivo in quanto la muratura viene modellata con elementi truss e questi intersecano il pilastro scaricando su di essi la forza ad essi corrispondenti. Maggiore è la rigidezza dell’elemento truss, ovvero maggiore è il suo modulo, tanto maggiore sarà la forza che assorbono e che quindi andranno a scaricare. Per tale motivo, sono state rieseguite le analisi utilizzando un valore più realistico del modulo dei puntoni.

Di seguito il confronto tra la curva PAM del telaio nudo e quelle dell’edificio tamponato. Si osserva che il comportamento dell’edificio nudo è migliore allo SLV rispetto ad entrambi gli edifici tamponati. La spiegazione di ciò risiede, ancora una volta, nella modellazione impiegata e nell’aumento delle problematiche di taglio ad essa associata. Allo SLD, la situazione si inverte grazie alla funzione di controventamento offerta dalle tamponature. Inoltre, dall’osservazione del grafico proposto, sembra che l’edificio tamponato RBB raggiunga lo stato limite di danno prima di quello URM; in realtà, accade esattamente il contrario, come facilmente intuibile, ma la condizione richiesta dalla norma per la quale lo SLD debba essere raggiunto prima dello SLV fa sì che lo stato limite di riferimento sia lo SLV, da cui quel confronto controintuitivo appena descritto.





Di seguito il confronto tra le curve PAM dell'edificio nudo e degli edifici tamponati con moduli dei puntoni ricavati dai grafici sperimentali. Si osserva un netto miglioramento in termini di SLD passando da edificio nudo a tamponato, mentre la PGA allo SLV del solo telaio è ancora maggiore di quella corrispondente alla struttura tamponata.



9.3 Analisi non lineare

Una volta introdotti all'interno del software i materiali non lineari e create le sezioni a fibre degli elementi trave e pilastro, si procede con la definizione delle cerniere plastiche da associare agli stessi elementi nonché delle cerniere da attribuire agli elementi truss che rappresentano le tamponature. Queste ultime sono state calibrate nel capitolo precedente.

A questo punto, vengono condotte analisi dinamiche non lineari con accelerogramma per valutare il comportamento non lineare dell'edificio tamponato, nei due casi URM e RBB, e confrontarlo con quello elastico, in termini di curva PAM. Per eseguire analisi time history di questo tipo è necessario inserire in Midas almeno 7 accelerogrammi spettro-compatibili con L'Aquila. Gli accelerogrammi introdotti sono stati ricavati dal programma Rexel, sviluppato dall'Università degli Studi di Napoli Federico II nell'ambito delle attività di ReLUI, e sono: Hector-Mine, Imperial-Valley, Irpinia, Loma-Prieta, Meinong, Northridge, NW-Off-Kyushu, Southern-Iwate-Prefecture.

Questi vengono inseriti attraverso l'apposita sezione di Midas, *Loads/Dynamic Loads/Time History Functions*. Nella seguente figura si riporta, a titolo di esempio, la componente X dell'accelerogramma Hector-Mine.

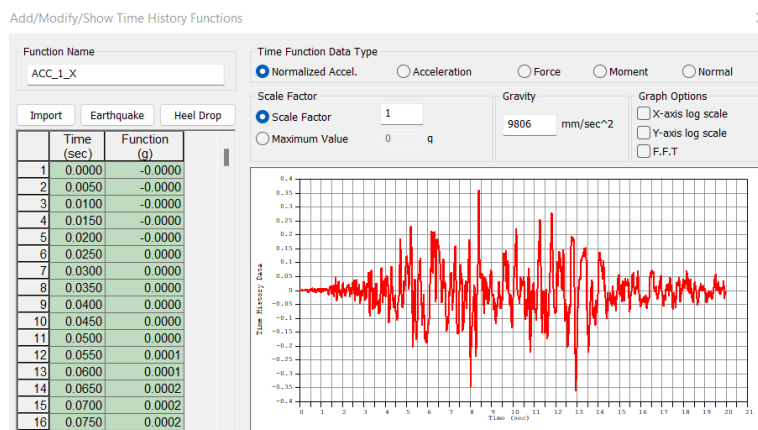


Figura 9.14. Componente X accelerogramma Hector-Mine

Tramite l'opzione *Loads/Dynamic Loads/Load Cases* si creano i casi di carico Time History e mediante l'opzione *Ground Acceleration* si associano le componenti X e Y del singolo accelerogramma al caso di carico creato, combinando fra loro le due componenti.

Definizione PGA

Per definire le curve PAM mediante analisi TH ed effettuare il confronto con le corrispondenti curve spettrali è necessario calcolare i valori di PGA di capacità allo stato limite di Danno e di Salvaguardia della Vita. Poiché le analisi non lineari con accelerogrammi sono molto dispendiose dal punto di vista computazionale, soprattutto se gli elementi del telaio, come in questo caso, sono modellati con l'approccio delle sezioni a fibre, sono stati definiti dei fattori di scala per abbattere gli accelerogrammi di partenza (picco di 0,04 g, 0,12 g, 0,16 g e 0,20 g) e i risultati ottenuti sono stati interpolati per ricavare le PGA suddette.

In particolare, sono state costruite due differenti curve PAM da analisi TH. La prima individua lo stato limite di danno della struttura come raggiungimento di un drift dello 0,5%, tipico per tamponature fragili secondo NTC18, o il primo snervamento di una colonna, mentre lo stato limite di Salvaguardia della Vita è definito dalla rottura del primo pilastro.

$$SLD = \min\{\theta_{IP} = 0,5\%; \text{column yielding}\}$$

$$SLV = \text{column failure}$$

La seconda deriva da un'analisi molto più realistica del comportamento delle strutture tamponate, per le quali recenti studi sperimentali hanno evidenziato che la capacità IP delle stesse si riduce notevolmente già per drift del 0,3%. Inoltre, la rottura delle colonne potrebbe essere preceduta dall'espulsione delle tamponature OOP a causa della riduzione della resistenza fuori piano legata al drift in piano. È naturale, quindi, pensare a tale situazione come potenzialmente identificativa dello SLV. Pertanto,

$$SLD = \min\{\theta_{IP} = 0,3\%; \text{column yielding}\}$$

$$SLV = \min\{\text{column failure}; \star \text{OOP infill}\}$$

9.3.1 Riduzione resistenza OOP tamponatura per effetto del danno IP

Come ormai noto, il degrado in piano della tamponatura comporta una riduzione della sua resistenza fuori piano e viceversa. Ciò trova conferma nella campagna sperimentale condotta, presso l'Università di Padova, da Minotto et al. (2020). Analizzando i test OOP, si è osservato che i provini testati fino a un livello di drift IP dello 0,5% mostrano un significativo degrado della resistenza OOP (33%) rispetto ai provini testati solo sotto carichi

fuori piano. Inoltre, i provini testati fino ad un livello di drift IP superiore all'1,2% subiscono un degrado della resistenza OOP solo leggermente superiore (39%) rispetto al caso precedente. Sembrerebbe, dunque, che la riduzione di resistenza più importante avvenga a bassi valori di drift (fino a 0,5%), coerentemente con il fatto che tutte le pareti testate hanno raggiunto la loro capacità massima IP per un livello di drift compreso tra 0,2% e 0,3%, con conseguente propagazione del danno e perdita di resistenza.

Nella seguente figura si mostrano i risultati sperimentali dei test combinati IP/OOP di Minotto et al., che tracciano la riduzione della resistenza OOP di tutti i campioni rispetto al livello di drift IP raggiunto in precedenza. Questi valori rappresentano il rapporto tra la forza OOP di ciascuna soluzione FRM/TRM e il corrispondente valore ottenuto sul pannello non danneggiato, cioè non testato in piano.

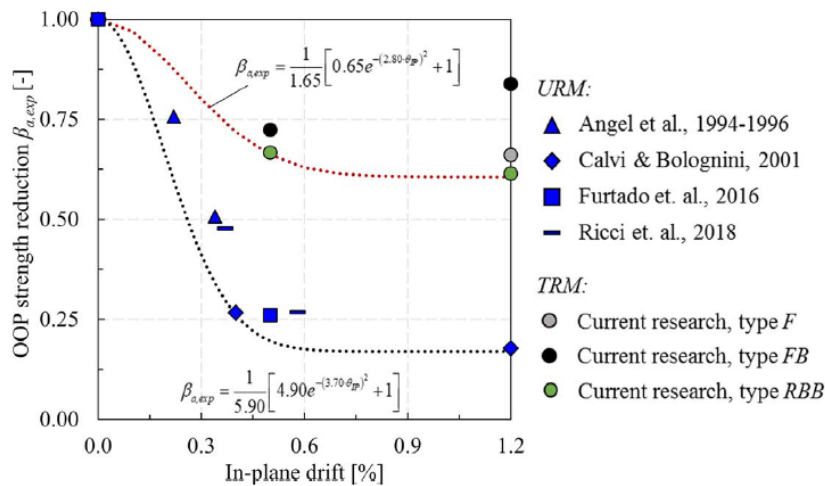


Figura 9.15. Degrado della resistenza OOP a causa del danno IP

Nello stesso grafico sono riassunti i valori di degrado della resistenza OOP di altri test sperimentali disponibili in letteratura, tra cui quelli di Calvi e Bolognini (2001) su pannelli non rinforzati. Tutte le prove fanno riferimento a tamponamenti in muratura di argilla sottile non armata. Questi ultimi mostrano un significativo degrado della resistenza OOP causato dal precedente danno IP e, a partire da un livello di drift dello 0,4%, mostrano, in generale, un degrado della resistenza di circa il 73%, che è il doppio di quello dei pannelli rinforzati testati nella ricerca di Minotto et al.. Ciò conferma la bontà dei rinforzi impiegati dall'Università di Padova nel ridurre al minimo la perdita di capacità OOP a causa del drift IP rispetto ai pannelli non rinforzati.

Verlato et al. (2014) hanno proposto una formulazione per il fattore di riduzione della resistenza OOP, $\beta_{a,exp}$, che esprime tale riduzione come funzione del drift IP θ_{IP} :

$$\beta_{a,exp} = \frac{1}{a} [(a - 1) \cdot e^{-(b \cdot \theta_{IP})^2} + 1]$$

dove $a = 1,65$ e $b = 2,80$. Il fattore di riduzione può essere proposto anche per tamponamenti URM assumendo $a = 5,90$ e $b = 3,70$. Questo risultato può essere utile per approcci progettuali che richiedono la verifica OOP del muro di tamponamento, tenendo conto dell'eventuale degrado delle proprietà dello stesso a causa del verificarsi di danni nel piano.

9.3.2 Verifica OOP tamponatura secondo NTC18

Le NTC18 impongono, al § 7.3.6.2, che gli elementi non strutturali, tra i quali le tamponature, *“siano progettati impiegando opportuni magisteri atti ad evitare la possibile espulsione sotto l'azione della forza sismica orizzontale seguente, F_a , corrispondente allo SL e alla CU considerati.”*

Il riferimento per il calcolo di F_a è costituito dal § 7.2.3 della Norma, che esprime quanto segue:

“La domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere determinata applicando loro una forza orizzontale F_a definita come segue:

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a$$

dove

F_a è la forza sismica orizzontale distribuita o agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale, nella direzione più sfavorevole, risultante delle forze distribuite proporzionali alla massa;

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1);

W_a è il peso dell'elemento;

q_a è il fattore di comportamento dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per S_a e q_a può farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità.”

In particolare, per q_a si può far riferimento alla Tabella C7.2.I della Circolare 2019, che proponiamo di seguito e secondo la quale si può assumere un valore pari 2,0.

Tabella C7.2.I - Valori di q_a per elementi non strutturali

Elemento non strutturale	q_a
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Comignoli antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	
Pareti interne ed esterne	2,0
Tramezzatura e facciate	
Comignoli, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggiati sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	

Come mostrato in Figura 9.54, l'azione sismica OOP può essere rappresentata come una pressione p_a dovuta alla forza orizzontale F_a distribuita lungo l'altezza libera della parete h_w .

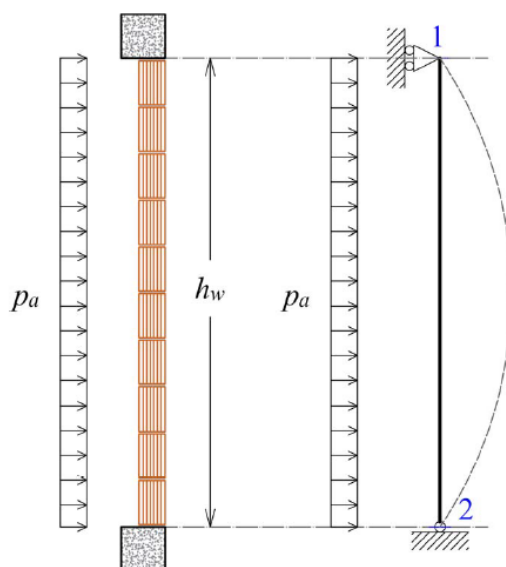


Figura 9.16. Distribuzione delle forze sismiche

Per il coefficiente sismico S_a si fa invece riferimento alle formulazioni semplificate previste dalla Circolare esplicativa delle NTC18 per costruzioni con struttura a telai, che al § C7.2.3 definisce quanto segue:

“Per le sole costruzioni con struttura intelaiata, in alternativa all’utilizzo di specifici spettri di risposta di piano e nell’ipotesi di andamento delle accelerazioni strutturali linearmente crescenti con l’altezza, S_a può essere determinata attraverso l’espressione:

$$S_a = \begin{cases} \alpha \cdot S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{a \cdot T_1}\right)^2} \right] \geq \alpha \cdot S & \text{per } T_a < a \cdot T_1 \\ \alpha \cdot S \left(1 + \frac{z}{H}\right) a_p & \text{per } a \cdot T_1 \leq T_a < b \cdot T_1 \\ \alpha \cdot S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{b \cdot T_1}\right)^2} \right] \geq \alpha \cdot S & \text{per } T_a \geq b \cdot T_1 \end{cases}$$

dove:

α è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame e l'accelerazione di gravità g ;

$S = S_T \cdot S_S$ è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione;

H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione;

a, b, a_p sono parametri definiti in accordo con il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione secondo la seguente tabella."

Tabella C7.2.II- Parametri a, b, a_p in accordo con il periodo di vibrazione della costruzione T_1 .

	a	b	a_p
$T_1 < 0,5$ s	0,8	1,4	5,0
$0,5$ s $< T_1 < 1,0$ s	0,3	1,2	4,0
$T_1 > 1,0$ s	0,3	1,0	2,5

Per T_a si può fare riferimento alla seguente formulazione, che consente di calcolare i periodi di vibrazione dei rispettivi modi assimilando l'elemento ad una trave appoggiata-appoggiata:

$$T_a = \left(\frac{2h^2}{\pi k^2} \right) \sqrt{\frac{A \cdot \gamma_m}{E \cdot I \cdot g}}$$

dove:

- k è un numero intero ed indica il modo di vibrare preso in esame per l'elemento non strutturale (= 1, 2, 3, per il primo, secondo, terzo modo di vibrazione, ...);
- h è l'altezza della tamponatura;
- $A = s \cdot L$ è l'area di base della tamponatura, con s spessore della tamponatura comprensivo anche delle parti non aventi funzione resistente.
- L lunghezza della tamponatura;
- γ_m peso per unità di volume della tamponatura;
- E modulo elastico della tamponatura, con:
- I momento di inerzia della tamponatura rispetto all'asse baricentrico ortogonale alla forza F_a ;
- g accelerazione di gravità;

URM				
k	h [mm]	s [mm]	L [mm]	A [mm ²]
1	2660	135	4200	567000
E_m [MPa]	I [mm ⁴]	g [mm/s ²]	γ_m [N/mm ³]	T_a [s]
1873	861131250	9806	0.0000112	0.090

RBB				
k	h [mm]	s [mm]	L [mm]	A [mm ²]
1	2660	150	4200	630000
E_m [MPa]	I [mm ⁴]	g [mm/s ²]	γ_m [N/mm ³]	T_a [s]
4777	1181250000	9806	0.0000112	0.051

$$\begin{cases} T_{1,x} = 1,840 \text{ s} > 1,0 \text{ s} \\ T_{1,y} = 1,943 \text{ s} > 1,0 \text{ s} \end{cases} \Rightarrow a = 0,3 \quad b = 1,0 \quad a_p = 2,5$$

Per URM e RBB si utilizzerà per il calcolo di S_a la prima tra le formule previste, visti gli scarsi valori dei periodi di vibrazione delle tamponature in questione e gli elevati valori dei periodi di vibrazione della struttura.

9.3.3 Calcolo capacità OOP

È da notare che l'attuale EN 1998-1 (CEN 2004) e il DM 2018 (MIT 2018) non forniscono raccomandazioni specifiche per il calcolo della capacità fuori piano dei tamponamenti.

Nel caso di pareti di tamponamento in muratura non armata, è possibile adottare modelli di flessione pura, così come valutare la capacità flessionale fuori piano, tenendo conto del peso proprio della parete di tamponamento nella sezione da verificare. Tuttavia, uno dei metodi più coerenti per valutare la capacità delle pareti di tamponamento OOP si basa sul modello di inarcamento della parete tra gli appoggi, proposto nella norma EN 1996-1-1 (CEN 2005).

Modello 1: parete non rinforzata

La verifica allo stato limite ultimo di pareti di tamponamento in muratura può essere condotta assumendo che un arco orizzontale o verticale si sviluppi nello spessore della muratura. Come dimostrato da Angel et al. (1994), è possibile affidarsi a tale meccanismo quando la parete è costruita in aderenza con gli elementi strutturali. Il meccanismo ad arco risultante dipende dal rapporto di snellezza del muro $\lambda = h_w / t_w$ e dalla resistenza a compressione della muratura f_{md} . Il modello analitico si basa sulla semplice configurazione di un arco a tre cerniere con un'impronta di appoggio dell'arco alle estremità e sulla cerniera centrale pari a 0,1 volte lo spessore della parete t_w , come mostrato in figura. Assumendo che la deflessione dell'arco sotto i carichi laterali possa essere trascurata, il momento resistente della parete in muratura $M_{r,a}$ può essere calcolato come:

$$M_{r,a} = 0,9 \cdot t_w \cdot f_{md} \cdot 0,1 \cdot t_w = 0,09 \cdot f_{md} \cdot t_w^2$$

La capacità laterale $q_{lat,d}$ del pannello di tamponamento può essere ricavata assumendo il momento resistente uguale al momento agente, ovvero:

$$M_{r,a} = M_s = q_{lat,d} \cdot \frac{h_w^2}{8} \Rightarrow q_{lat,d} = 0,72 \cdot f_{md} \cdot \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2$$

Per soddisfare la verifica SLU, la resistenza laterale di progetto $q_{lat,d}$ deve essere superiore al carico laterale sismico. La formulazione della capacità laterale secondo EN 1996-1-1 (CEN 2005) assume un fattore unitario, anziché 0,72, comportando una sovrastima della capacità laterale di circa il 50%.

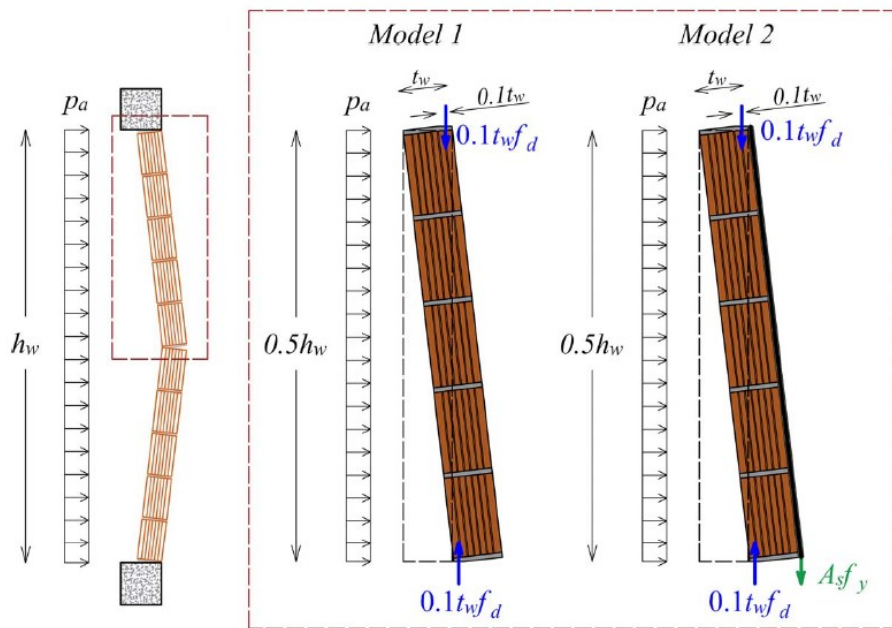


Figura 9.17. Modelli di capacità fuori piano

Modello 2: parete con rinforzo

La formulazione fornita dal Modello 1 non considera il contributo di un rinforzo esterno alla capacità OOP laterale. Hak et al. (2013) hanno proposto una formulazione che permette di calcolare la capacità OOP di pareti di tamponamento in muratura sottile rinforzate aggiungendo il contributo del rinforzo esterno $M_{r,r}$ al momento resistente dovuto al meccanismo ad arco $M_{r,a}$. L'approccio si basa sull'ipotesi semplificata che la profondità dell'asse neutro può essere assunta pari a quella utilizzata per il calcolo del meccanismo ad arco. Il momento resistente dell'armatura è definito dalla seguente equazione, dove A_r e f_{yd} sono, rispettivamente, l'area della sezione trasversale e la resistenza allo snervamento di progetto dell'armatura verticale:

$$M_{r,r} = 0,9 \cdot t_w \cdot A_r \cdot f_{yd}$$

Esprimendo il momento resistente in termini di pressione laterale equivalente per unità di lunghezza della parete L_w , la resistenza di progetto laterale può essere calcolata come:

$$q_{lat,d} = 0,72 \cdot f_{md} \cdot \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2 + 7,2 \cdot \frac{t_w}{L_w \cdot h_w^2} \cdot A_r \cdot f_{yd}$$

9.3.4 Risultati

Si sono riscontrati problemi di convergenza di alcune analisi su determinati accelerogrammi, pertanto, si riportano solo i risultati ritenuti attendibili al fine di formulare un giudizio finale. Alcuni risultati, come i drift interpiano, sono stati mediati per tener conto di un comportamento medio della struttura.

9.3.4.1 Drift interpiano

- 0,12 g

PT	URM		RBB	
	Drift x [-]	Drift y [-]	Drift x [-]	Drift y [-]
Acc_1	-0.00100	0.00140	0.00070	-0.00150
Acc_2	0.00100	0.00110		
Acc_3	0.00090	0.00150	0.00050	0.00120
Acc_4			-0.00090	-0.00160
Acc_5	0.00110	-0.00210	0.00090	-0.00130
Acc_6	0.00100	-0.00130	0.00100	0.00150
Acc_7	-0.00130	-0.00150	-0.00080	-0.00160
Acc_8	-0.00130	-0.00110	0.00090	0.00130
Media	0.00109	0.00143	0.00081	0.00143

P1	URM		RBB	
	Drift x [-]	Drift y [-]	Drift x [-]	Drift y [-]
Acc_1	-0.00100	-0.00230	0.00080	-0.00220
Acc_2	0.00110	0.00120		
Acc_3	0.00100	0.00270	-0.00050	0.00120
Acc_4			-0.00090	-0.00200
Acc_5	0.00110	-0.00250	0.00100	-0.00150
Acc_6	0.00110	0.00280	-0.00100	0.00200
Acc_7	-0.00130	-0.00320	-0.00090	-0.00230
Acc_8	-0.00150	-0.00200	0.00090	0.00160
Media	0.00116	0.00239	0.00086	0.00183

P2	URM		RBB	
	Drift x [-]	Drift y [-]	Drift x [-]	Drift y [-]
Acc_1	-0.00090	-0.00160	0.00080	-0.00170
Acc_2	0.00100	0.00110		
Acc_3	0.00090	0.00150	-0.00050	-0.00090
Acc_4			-0.00080	-0.00140
Acc_5	0.00090	0.00150	0.00080	0.00120
Acc_6	0.00100	0.00190	-0.00080	0.00140
Acc_7	-0.00100	-0.00170	-0.00080	-0.00150
Acc_8	-0.00110	-0.00160	0.00080	0.00100
Media	0.00097	0.00156	0.00076	0.00130

P3	URM		RBB	
	Drift x [-]	Drift y [-]	Drift x [-]	Drift y [-]
Acc_1	-0.00070	-0.00140	0.00070	-0.00130
Acc_2	0.00080	0.00080		
Acc_3	0.00070	0.00120	-0.00040	-0.00080
Acc_4			-0.00070	-0.00110
Acc_5	-0.00070	0.00130	0.00070	0.00100
Acc_6	0.00080	0.00150	0.00060	0.00100
Acc_7	-0.00080	-0.00140	-0.00070	-0.00110
Acc_8	-0.00090	-0.00130	0.00070	0.00080
Media	0.00077	0.00127	0.00064	0.00101

P4	URM		RBB	
	Drift x [-]	Drift y [-]	Drift x [-]	Drift y [-]
Acc_1	-0.00060	-0.00120	0.00050	-0.00110
Acc_2	0.00060	-0.00070		
Acc_3	0.00050	0.00110	-0.00030	0.00070
Acc_4			-0.00060	-0.00090
Acc_5	-0.00060	0.00100	0.00060	0.00080
Acc_6	0.00060	0.00120	0.00050	-0.00080
Acc_7	-0.00060	0.00110	-0.00050	-0.00080
Acc_8	-0.00060	0.00110	0.00060	0.00070
Media	0.00059	0.00106	0.00051	0.00083

P5	URM		RBB	
	Drift x [-]	Drift y [-]	Drift x [-]	Drift y [-]
Acc_1	-0.00030	0.00080	0.00040	-0.00080
Acc_2	0.00040	-0.00050		
Acc_3	0.00030	0.00080	-0.00020	0.00060
Acc_4			-0.00040	-0.00060
Acc_5	0.00030	0.00060	0.00040	0.00060
Acc_6	-0.00040	0.00090	0.00040	-0.00060
Acc_7	-0.00040	0.00080	-0.00040	0.00060
Acc_8	-0.00040	0.00080	0.00040	0.00050
Media	0.00036	0.00074	0.00037	0.00061

- 0,16 g

PT	URM		RBB	
	Drift x [-]	Drift y [-]	Drift x [-]	Drift y [-]
Acc_1	-0.00180	0.00270	0.00120	-0.00210
Acc_2	0.00130	0.00160		
Acc_3	0.00120	-0.00210	-0.00090	0.00180
Acc_4	0.00120	-0.00290	-0.00110	-0.00200
Acc_5	-0.00200	-0.00280	0.00120	-0.00220
Acc_6	0.00230	0.00250	0.00130	0.00220
Acc_7	-0.00270	-0.00180	-0.00170	-0.00210
Acc_8			-0.00150	-0.00180
Media	0.00179	0.00234	0.00127	0.00203

P1	URM		RBB	
	Drift x [-]	Drift y [-]	Drift x [-]	Drift y [-]
Acc_1	0.00470	-0.00500	0.00140	-0.00310
Acc_2	0.00190	0.00180		
Acc_3	0.00130	0.00510	-0.00080	0.00200
Acc_4	0.00120	-0.00340	-0.00110	-0.00250
Acc_5	0.00200	-0.00430	0.00130	0.00270
Acc_6	0.00170	-0.00460	-0.00120	0.00290
Acc_7	-0.00290	-0.00470	-0.00140	-0.00280

Acc_8			0.00160	-0.00240
Media	0.00224	0.00413	0.00126	0.00263

P2	URM		RBB	
	Drift x [-]	Drift y [-]	Drift x [-]	Drift y [-]
Acc_1	0.00140	-0.00220	0.00120	-0.00220
Acc_2	0.00130	0.00140		
Acc_3	0.00110	0.00200	-0.00060	-0.00110
Acc_4	0.00100	0.00130	-0.00090	-0.00150
Acc_5	0.00110	0.00150	0.00100	0.00170
Acc_6	0.00110	-0.00200	0.00090	0.00220
Acc_7	-0.00130	-0.00210	-0.00100	-0.00200
Acc_8			0.00100	-0.00120
Media	0.00119	0.00179	0.00094	0.00170

P3	URM		RBB	
	Drift x [-]	Drift y [-]	Drift x [-]	Drift y [-]
Acc_1	0.00110	-0.00150	0.00090	-0.00150
Acc_2	0.00110	-0.00110		
Acc_3	0.00090	0.00140	0.00060	-0.00100
Acc_4	0.00090	0.00110	-0.00070	-0.00110
Acc_5	-0.00080	0.00140	0.00080	0.00110
Acc_6	0.00080	-0.00170	0.00080	0.00120
Acc_7	-0.00100	0.00150	-0.00070	0.00120
Acc_8			0.00080	0.00100
Media	0.00094	0.00139	0.00076	0.00116

P4	URM		RBB	
	Drift x [-]	Drift y [-]	Drift x [-]	Drift y [-]
Acc_1	0.00090	-0.00120	0.00080	-0.00120
Acc_2	0.00080	0.00090		
Acc_3	0.00060	0.00110	0.00050	-0.00080
Acc_4	-0.00070	0.00110	-0.00060	-0.00080
Acc_5	-0.00070	0.00110	0.00060	0.00090

Acc_6	0.00060	-0.00150	0.00060	-0.00090
Acc_7	-0.00070	0.00130	-0.00060	0.00110
Acc_8			0.00060	0.00080
Media	0.00071	0.00117	0.00061	0.00093

P5	URM		RBB	
	Drift x [-]	Drift y [-]	Drift x [-]	Drift y [-]
Acc_1	0.00050	0.00080	0.00050	-0.00090
Acc_2	0.00050	-0.00060		
Acc_3	0.00040	0.00080	0.00030	0.00060
Acc_4	-0.00050	0.00080	-0.00040	0.00060
Acc_5	-0.00040	0.00070	0.00040	0.00060
Acc_6	0.00040	-0.00100	0.00040	-0.00070
Acc_7	0.00050	0.00090	-0.00040	0.00080
Acc_8			0.00040	0.00060
Media	0.00046	0.00080	0.00040	0.00069

- 0,20 g

PT	URM		RBB	
	Drift x [-]	Drift y [-]	Drift x [-]	Drift y [-]
Acc_1				
Acc_2				
Acc_3			-0.00170	0.00280
Acc_4			-0.00130	-0.00270
Acc_5	-0.00240	-0.00530	0.00190	0.00280
Acc_6			0.00170	-0.00270
Acc_7			-0.00270	-0.00260
Acc_8	-0.00410	0.00280	-0.00210	-0.00210
Media	0.00325	0.00405	0.00190	0.00262

P1	URM		RBB	
	Drift x [-]	Drift y [-]	Drift x [-]	Drift y [-]
Acc_1				
Acc_2				

Acc_3			-0.00160	0.00300
Acc_4			-0.00130	-0.00260
Acc_5	0.00380	-0.00590	0.00180	0.00360
Acc_6			-0.00150	-0.00330
Acc_7			-0.00230	0.00330
Acc_8	0.00390	-0.00560	-0.00170	-0.00290
Media	0.00385	0.00575	0.00170	0.00312

P2	URM		RBB	
	Drift x [-]	Drift y [-]	Drift x [-]	Drift y [-]
Acc_1				
Acc_2				
Acc_3			-0.00100	0.00170
Acc_4			-0.00100	-0.00160
Acc_5	0.00120	0.00170	0.00100	0.00240
Acc_6			-0.00100	0.00230
Acc_7			-0.00130	0.00240
Acc_8	0.00120	-0.00170	0.00090	-0.00200
Media	0.00120	0.00170	0.00103	0.00207

P3	URM		RBB	
	Drift x [-]	Drift y [-]	Drift x [-]	Drift y [-]
Acc_1				
Acc_2				
Acc_3			-0.00080	-0.00120
Acc_4			-0.00080	-0.00120
Acc_5	0.00090	0.00150	0.00070	0.00140
Acc_6			-0.00070	-0.00150
Acc_7			-0.00090	0.00150
Acc_8	-0.00090	-0.00120	0.00070	-0.00110
Media	0.00090	0.00135	0.00077	0.00132

P4	URM		RBB	
	Drift x [-]	Drift y [-]	Drift x [-]	Drift y [-]
Acc_1				
Acc_2				
Acc_3			0.00060	-0.00100
Acc_4			-0.00060	0.00110
Acc_5	-0.00070	0.00120	0.00060	0.00110
Acc_6			-0.00060	-0.00120
Acc_7			-0.00080	0.00120
Acc_8	-0.00070	-0.00100	0.00060	-0.00090
Media	0.00070	0.00110	0.00063	0.00108

P5	URM		RBB	
	Drift x [-]	Drift y [-]	Drift x [-]	Drift y [-]
Acc_1				
Acc_2				
Acc_3			0.00040	-0.00070
Acc_4			-0.00050	0.00070
Acc_5	-0.00040	0.00070	0.00040	0.00080
Acc_6			-0.00040	-0.00090
Acc_7			-0.00050	0.00090
Acc_8	-0.00050	0.00070	0.00040	0.00070
Media	0.00045	0.00070	0.00043	0.00078

Come facilmente osservabile, a parità di intensità del sisma considerata, di piano e di accelerogramma, i drift interpiano della struttura tamponata con la tipologia URM sono maggiori di quelli riscontrabili nell'edificio con tamponature RBB. Ciò è semplicemente dovuto alla maggiore rigidità offerta dai pannelli rinforzati rispetto ai pannelli privi di rinforzo.

I massimi valori di drift si riscontrano al secondo livello della struttura (P1) e diminuiscono man mano che si procede verso la sommità dell'edificio. Questo andamento è tipico degli edifici snelli, pertanto, i risultati ottenuti trovano positivo riscontro teorico.

Un'ultima considerazione è che i drift lungo la direzione y sono, ad ogni piano e per ogni accelerogramma, maggiori di quelli lungo la direzione ortogonale e questo è legato al fatto che la struttura presenta un numero di campate minore nella direzione y , pertanto,

9.3.4.2 Capacità OOP con danno IP

Le capacità OOP delle tamponature URM e RBB vengono calcolate con le formulazioni proposte al paragrafo 9.3.3 sfruttando il meccanismo resistente ad arco che si instaura nello spessore della parete.

$$URM: \quad q_{lat,d} = 0,72 \cdot f_{md} \cdot \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2 = 1,48 \text{ kN/mq}$$

$$RBB: \quad q_{lat,d} = 0,72 \cdot f_{md} \cdot \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2 + 7,2 \cdot \frac{t_w}{L_w \cdot h_w^2} \cdot A_r \cdot f_{yd} = 4,95 \text{ kN/mq}$$

$$f_{md,URM} = 1,1 \text{ MPa} \quad f_{md,RBB} = 2,9 \text{ MPa} \quad f_{yd} = 1.600 \text{ MPa}$$

Con la formulazione di Verlato et al. (2014), si tiene conto della riduzione della capacità fuori piano delle tamponature appena calcolata mediante il fattore $\beta_{a,exp}$, che esprime tale riduzione come funzione del drift IP θ_{IP} . Tale drift è assunto come il valore medio dei drift risultanti, per un certo valore dell'intensità (0,12 g – 0,16 g – 0,20 g), dagli accelerogrammi ritenuti attendibili visti i problemi di convergenza riscontrati durante le analisi condotte.

- 0,12 g

	URM					
	PT	P1	P2	P3	P4	P5
Drift x [-]	0.00109	0.00116	0.00097	0.00077	0.00059	0.00036
$\beta_{a,exp}$	0.87623	0.86090	0.89935	0.93502	0.96190	0.98562
$q_{CAP, OOP}$ [kN/mq]	1.297	1.274	1.331	1.384	1.424	1.459
Drift y [-]	0.00143	0.00239	0.00156	0.00127	0.00106	0.00074
$\beta_{a,exp}$	0.79756	0.55051	0.76541	0.83512	0.88218	0.93957
$q_{CAP, OOP}$ [kN/mq]	1.181	0.815	1.133	1.236	1.306	1.391

	RBB					
	PT	P1	P2	P3	P4	P5
Drift x [-]	0.00081	0.00086	0.00076	0.00064	0.00051	0.00037
$\beta_{a,exp}$	0.98004	0.97795	0.98269	0.98744	0.99192	0.99576
$q_{CAP, OOP}$ [kN/mq]	4.851	4.840	4.864	4.887	4.909	4.928
Drift y [-]	0.00143	0.00183	0.00130	0.00101	0.00083	0.00061
$\beta_{a,exp}$	0.94175	0.90916	0.95111	0.96947	0.97936	0.98852
$q_{CAP, OOP}$ [kN/mq]	4.661	4.500	4.707	4.798	4.847	4.893

- 0,16 g

	URM					
	PT	P1	P2	P3	P4	P5
Drift x [-]	0.00179	0.00224	0.00119	0.00094	0.00071	0.00046
$\beta_{a,exp}$	0.70622	0.58661	0.85459	0.90483	0.94397	0.97658
$q_{CAP, OOP}$ [kN/mq]	1.045	0.868	1.265	1.339	1.397	1.446
Drift y [-]	0.00234	0.00413	0.00179	0.00139	0.00117	0.00080
$\beta_{a,exp}$	0.56123	0.25002	0.70622	0.80802	0.85776	0.93033
$q_{CAP, OOP}$ [kN/mq]	0.831	0.370	1.045	1.196	1.270	1.377

	RBB					
	PT	P1	P2	P3	P4	P5
Drift x [-]	0.00127	0.00126	0.00094	0.00076	0.00061	0.00040
$\beta_{a,exp}$	0.95311	0.95409	0.97348	0.98269	0.98852	0.99509
$q_{CAP,OOP}$ [kN/mq]	4.717	4.722	4.818	4.864	4.893	4.925
Drift y [-]	0.00203	0.00263	0.00170	0.00116	0.00093	0.00069
$\beta_{a,exp}$	0.89137	0.83524	0.92013	0.96074	0.97425	0.98574
$q_{CAP,OOP}$ [kN/mq]	4.412	4.134	4.554	4.755	4.822	4.879

- 0,20 g

	URM					
	PT	P1	P2	P3	P4	P5
Drift x [-]	0.00325	0.00385	0.00120	0.00090	0.00070	0.00045
$\beta_{a,exp}$	0.36508	0.27865	0.85140	0.91283	0.94612	0.97729
$q_{CAP,OOP}$ [kN/mq]	0.540	0.412	1.260	1.351	1.401	1.447
Drift y [-]	0.00405	0.00575	0.00170	0.00135	0.00110	0.00070
$\beta_{a,exp}$	0.25742	0.17848	0.72863	0.81662	0.87322	0.94612
$q_{CAP,OOP}$ [kN/mq]	0.381	0.264	1.079	1.209	1.293	1.401

	RBB					
	PT	P1	P2	P3	P4	P5
Drift x [-]	0.00190	0.00170	0.00103	0.00077	0.00063	0.00043
$\beta_{a,exp}$	0.90289	0.92013	0.96836	0.98226	0.98780	0.99424
$q_{CAP,OOP}$ [kN/mq]	4.469	4.554	4.793	4.862	4.889	4.921
Drift y [-]	0.00262	0.00312	0.00207	0.00132	0.00108	0.00078
$\beta_{a,exp}$	0.83636	0.79001	0.88790	0.94994	0.96537	0.98150
$q_{CAP,OOP}$ [kN/mq]	4.140	3.910	4.395	4.702	4.778	4.858

9.3.4.3 Azione agente sulle tamponature e verifica oop

- 0,12 g

	<i>S</i> [-]	α [-]	<i>H</i> [m]	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>ap</i>
<i>Dir. X</i>	1.154	0.12	17.3	0.3	1	2.5
<i>Dir. Y</i>				0.3	1	2.5

		Valori di <i>S_a</i>			
		URM		RBB	
	<i>Z</i> [m]	<i>Dir. X</i>	<i>Dir. Y</i>	<i>Dir. X</i>	<i>Dir. Y</i>
<i>PT</i>	1.4	0.1826	0.1807	0.1673	0.1663
<i>P1</i>	4.25	0.2104	0.2082	0.1928	0.1917
<i>P2</i>	7.15	0.2387	0.2362	0.2188	0.2175
<i>P3</i>	10.05	0.2670	0.2642	0.2447	0.2433
<i>P4</i>	12.95	0.2954	0.2922	0.2707	0.2691
<i>P5</i>	15.85	0.3237	0.3203	0.2966	0.2949

		URM			
		Dir. X		Dir. Y	
	<i>Z</i> [m]	<i>q_{lat,d}</i> [kN/mq]	<i>pa</i> [kN/mq]	<i>q_{lat,d}</i> [kN/mq]	<i>pa</i> [kN/mq]
<i>PT</i>	1.4	1.2971	0.2402	1.1807	0.2377
<i>P1</i>	4.25	1.2744	0.2769	0.8149	0.2739
<i>P2</i>	7.15	1.3313	0.3141	1.1331	0.3108
<i>P3</i>	10.05	1.3841	0.3514	1.2363	0.3477
<i>P4</i>	12.95	1.4239	0.3886	1.3059	0.3845
<i>P5</i>	15.85	1.4590	0.4259	1.3909	0.4214

RBB					
Dir. X			Dir. Y		
	Z [m]	$q_{lat,d}$ [kN/mq]	p_a [kN/mq]	$q_{lat,d}$ [kN/mq]	p_a [kN/mq]
PT	1.4	4.8507	0.2202	4.6611	0.2189
P1	4.25	4.8403	0.2537	4.4998	0.2522
P2	7.15	4.8637	0.2879	4.7075	0.2862
P3	10.05	4.8873	0.3220	4.7983	0.3201
P4	12.95	4.9094	0.3562	4.8473	0.3541
P5	15.85	4.9284	0.3903	4.8926	0.3880

- 0,16 g

	S [-]	α [-]	H [m]	a	b	ap
Dir. X	1.154	0.16	17.3	0.3	1	2.5
Dir. Y				0.3	1	2.5

Valori di Sa					
		URM		RBB	
	Z [m]	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
PT	1.4	0.2434	0.2409	0.2231	0.2218
P1	4.25	0.2805	0.2776	0.2571	0.2556
P2	7.15	0.3183	0.3149	0.2917	0.2900
P3	10.05	0.3561	0.3523	0.3263	0.3244
P4	12.95	0.3938	0.3897	0.3609	0.3588
P5	15.85	0.4316	0.4270	0.3955	0.3932

		URM			
		Dir. X		Dir. Y	
	Z [m]	$q_{lat,d}$ [kN/mq]	pa [kN/mq]	$q_{lat,d}$ [kN/mq]	pa [kN/mq]
PT	1.4	1.0454	0.3203	0.8308	0.3169
P1	4.25	0.8684	0.3691	0.3701	0.3652
P2	7.15	1.2651	0.4188	1.0454	0.4144
P3	10.05	1.3395	0.4685	1.1961	0.4635
P4	12.95	1.3974	0.5182	1.2698	0.5127
P5	15.85	1.4457	0.5678	1.3772	0.5618

		RBB			
		Dir. X		Dir. Y	
	Z [m]	$q_{lat,d}$ [kN/mq]	pa [kN/mq]	$q_{lat,d}$ [kN/mq]	pa [kN/mq]
PT	1.4	4.7173	0.2936	4.4118	0.2918
P1	4.25	4.7222	0.3383	4.1339	0.3363
P2	7.15	4.8182	0.3838	4.5541	0.3816
P3	10.05	4.8637	0.4294	4.7551	0.4268
P4	12.95	4.8926	0.4749	4.8220	0.4721
P5	15.85	4.9251	0.5204	4.8789	0.5173

- 0,20 g

	S [-]	α [-]	H [m]	a	b	ap
Dir. X	1.154	0.2	17.3	0.3	1	2.5
Dir. Y				0.3	1	2.5

Valori di Sa					
		URM		RBB	
		Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
	Z [m]				
PT	1.4	0.3043	0.3011	0.2789	0.2772
P1	4.25	0.3507	0.3470	0.3214	0.3195
P2	7.15	0.3979	0.3937	0.3647	0.3625
P3	10.05	0.4451	0.4404	0.4079	0.4055
P4	12.95	0.4923	0.4871	0.4512	0.4485
P5	15.85	0.5395	0.5338	0.4944	0.4915

URM					
		Dir. X		Dir. Y	
	Z [m]	$q_{lat,d}$ [kN/mq]	pa [kN/mq]	$q_{lat,d}$ [kN/mq]	pa [kN/mq]
PT	1.4	0.5404	0.4004	0.3811	0.3962
P1	4.25	0.4125	0.4614	0.2642	0.4566
P2	7.15	1.2604	0.5235	1.0786	0.5180
P3	10.05	1.3513	0.5856	1.2089	0.5794
P4	12.95	1.4006	0.6477	1.2926	0.6409
P5	15.85	1.4467	0.7098	1.4006	0.7023

RBB					
		Dir. X		Dir. Y	
	Z [m]	$q_{lat,d}$ [kN/mq]	pa [kN/mq]	$q_{lat,d}$ [kN/mq]	pa [kN/mq]
PT	1.4	4.4688	0.3670	4.1395	0.3648
P1	4.25	4.5541	0.4229	3.9101	0.4204
P2	7.15	4.7928	0.4798	4.3946	0.4770
P3	10.05	4.8616	0.5367	4.7016	0.5335
P4	12.95	4.8891	0.5936	4.7780	0.5901
P5	15.85	4.9209	0.6505	4.8578	0.6467

Come è possibile osservare nelle tabelle, le verifiche delle tamponature RBB sono tutte soddisfatte, per ogni livello di intensità considerato e per ogni piano della struttura, sia in direzione X che Y. Infatti, tali tamponature presentano una buona resistenza OOP grazie anche al contributo offerto dal rinforzo. Inoltre, i drift in piano sperimentati sono notevolmente minori rispetto a quelli dell'edificio tamponato URM, per motivi già spiegati. Questo si aggiunge al fatto che la curva che rappresenta la riduzione della capacità OOP per effetto dei danni IP è molto meno ripida del caso URM. Per tali ragioni, le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

Tale ragionamento non può essere ripetuto per le tamponature non rinforzate. I drift sperimentati sono più elevati e tale pannello risente molto del danno IP già per bassi valori del drift. La resistenza della muratura è, inoltre, più bassa rispetto al caso RBB. Tutto ciò porta ad avere verifiche fuori piano non soddisfatte già per valori leggermente superiori a 0,16 g. Ovviamente, i pannelli che risentono maggiormente dell'effetto di riduzione della resistenza sono quelli collocati ai primi piani della struttura dove i drift sono maggiori.

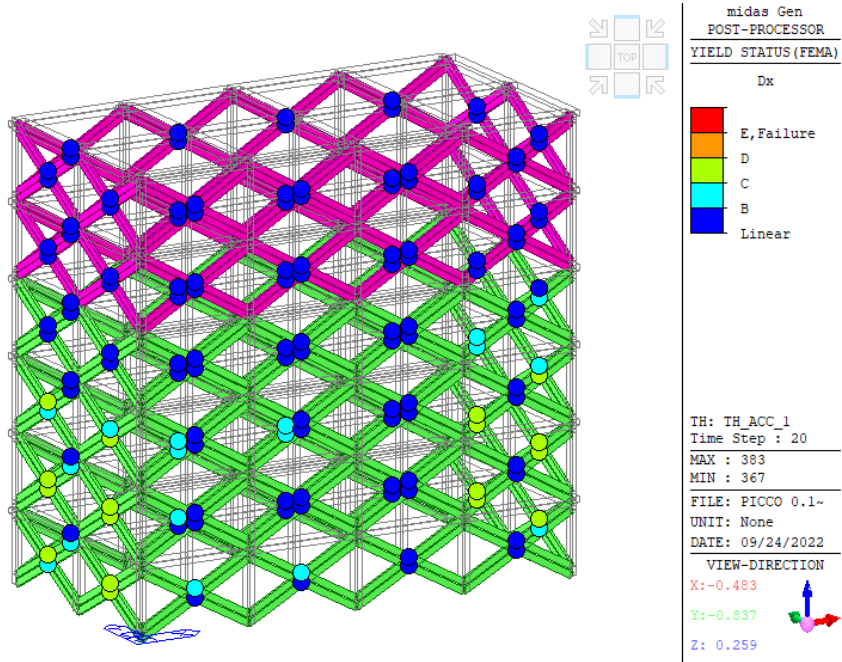
9.3.4.4 Stato di danneggiamento IP delle tamponature

In questo paragrafo si riportano i risultati, ottenuti all'ultimo step dei vari accelerogrammi, in termini di stato di danneggiamento delle bielle che rappresentano le tamponature. L'obiettivo è confrontare tra loro le due tipologie di tamponature studiate per lo stesso livello di intensità sismica a cui è sottoposto l'edificio in cui sono collocate. Ci si aspetta che i puntoni più sollecitati siano quelli in direzione y e che il maggiore danno si riscontri nei primi piani della struttura (PT e P1) a causa dei maggiori drift che contraddistinguono i piani in questione, come osservato dai risultati riportati nei capitoli precedenti.

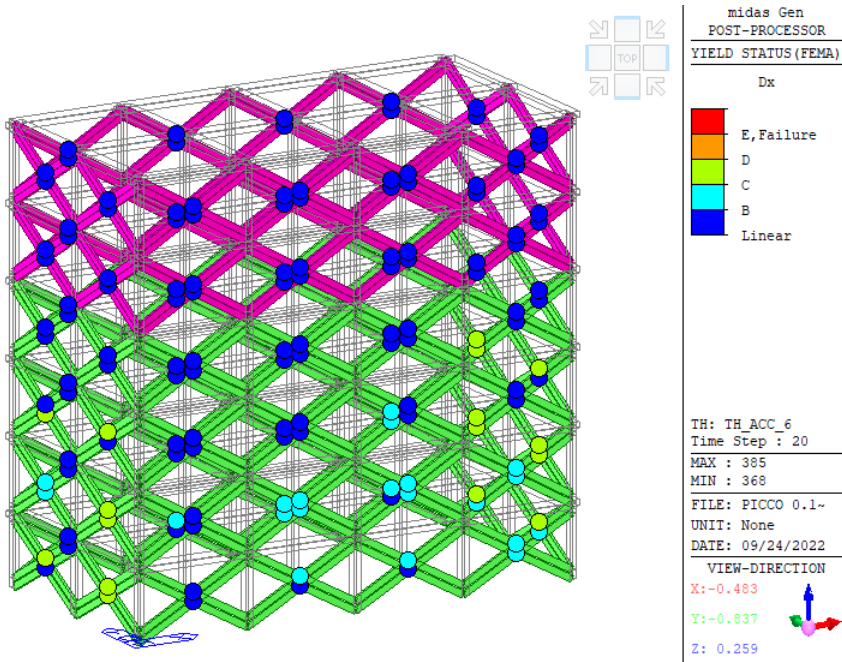
Per ciascun livello di intensità sismica non si riportano i risultati relativi agli 8 accelerogrammi ma solo quelli ritenuti di volta in volta più rappresentativi. Ovviamente, i risultati estrapolati dal software fanno riferimento allo stato assiale delle bielle, l'unico calcolato dal programma poiché si tratta di elementi truss, e in particolare, alla compressione, in quanto si è assunta resistenza praticamente nulla nella definizione del modello FEMA che descrive il comportamento non lineare delle tamponature.

- URM: 0,12 g

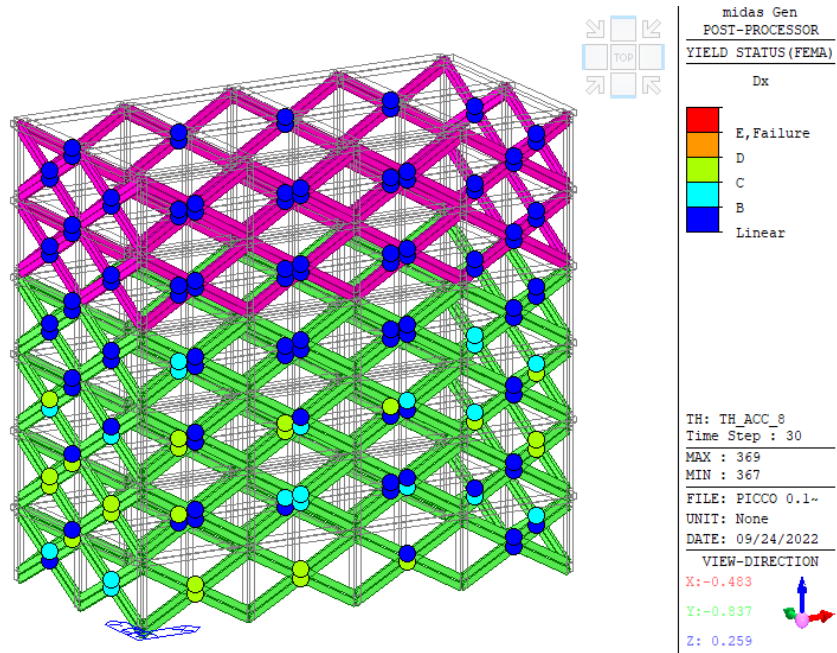
Accelerogramma 1



Accelerogramma 6

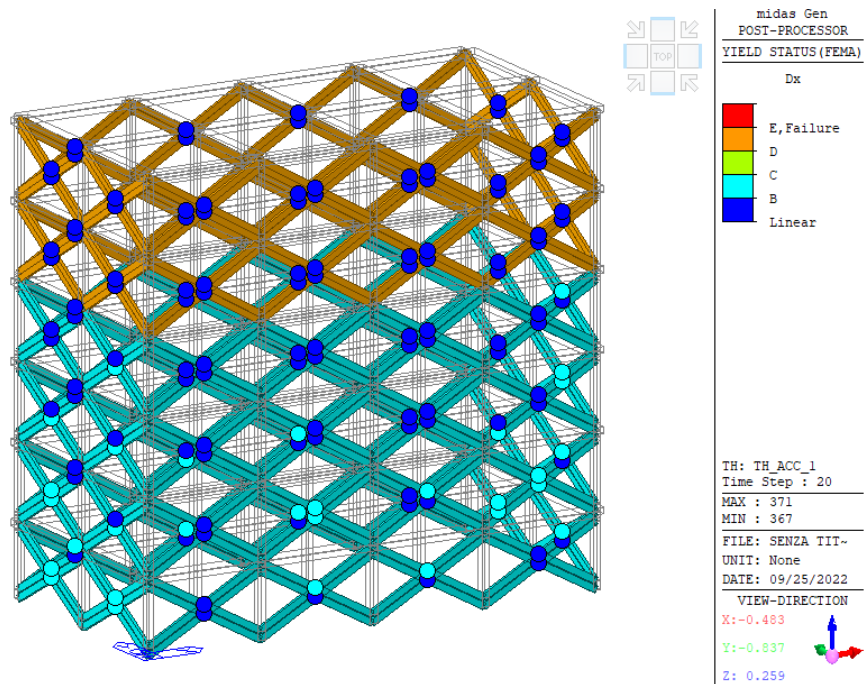


Accelerogramma 8

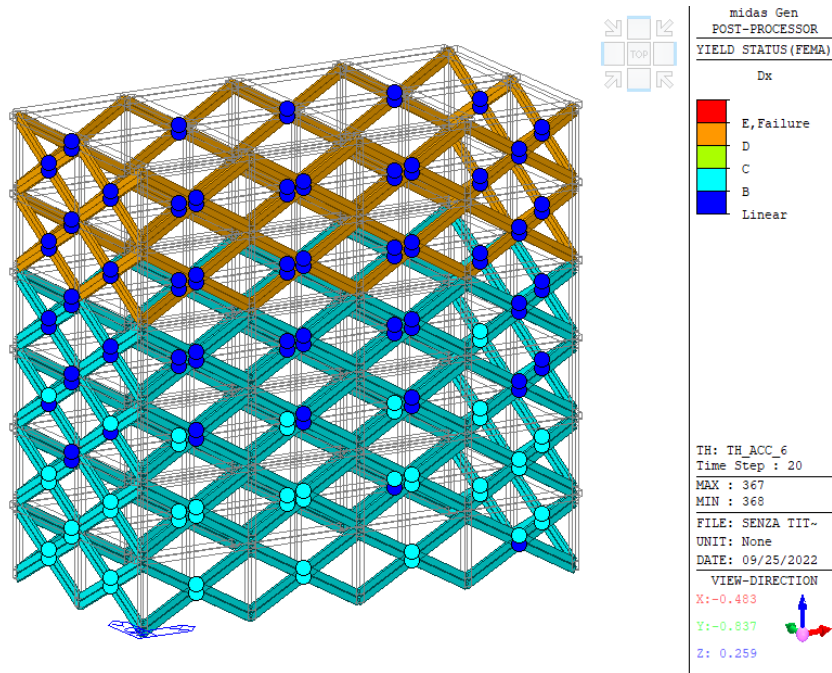


- *RBB: 0,12 g*

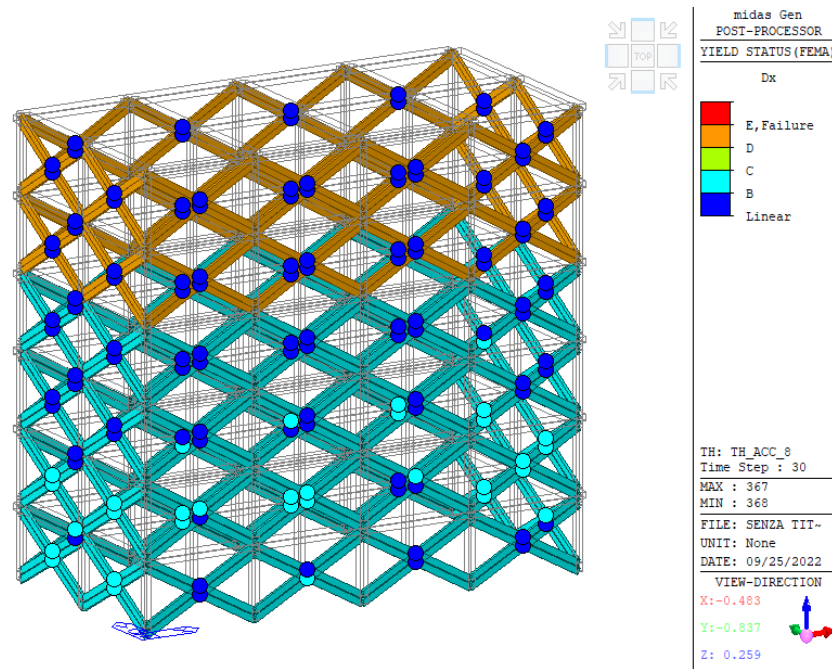
Accelerogramma 1



Accelerogramma 6

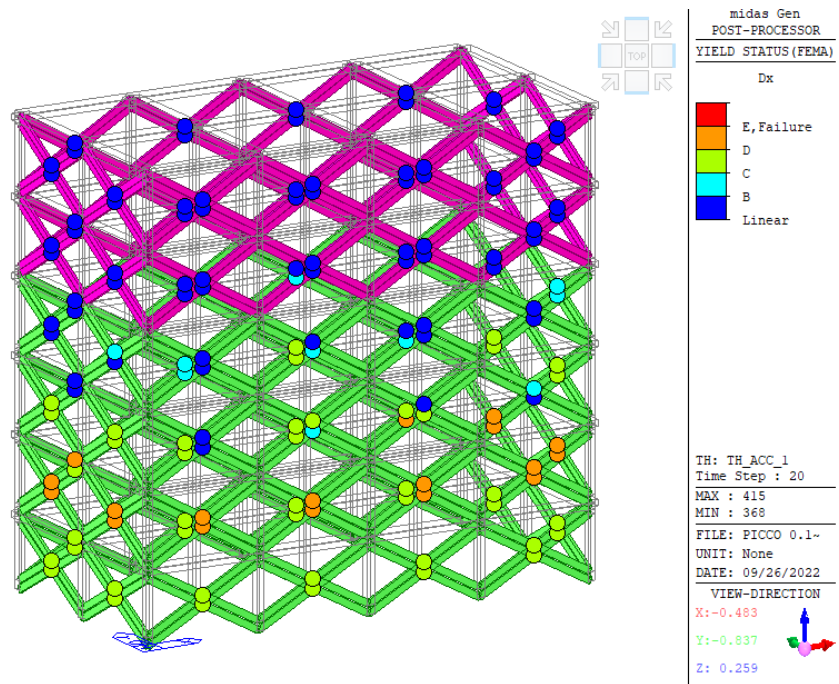


Accelerogramma 8

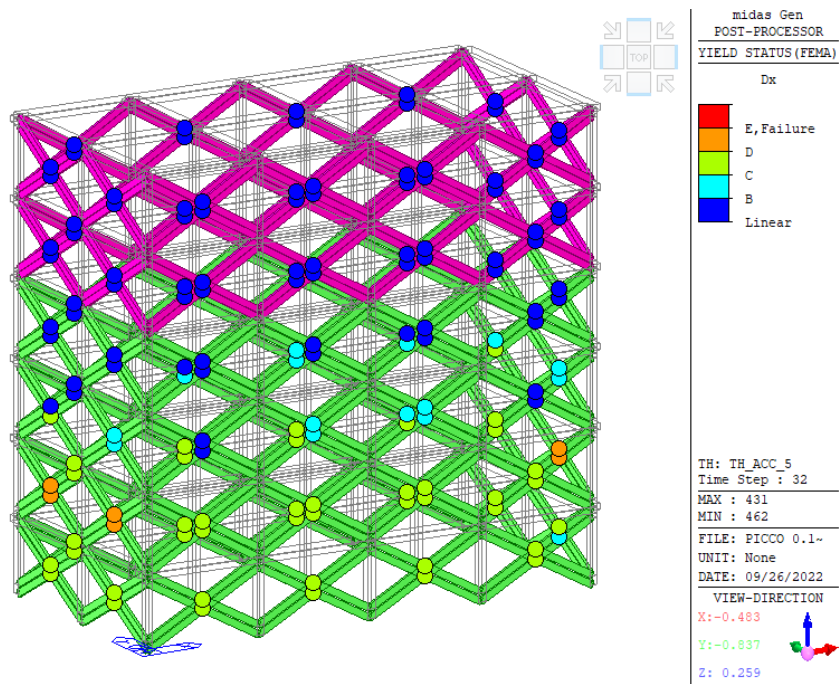


- URM: 0,16 g

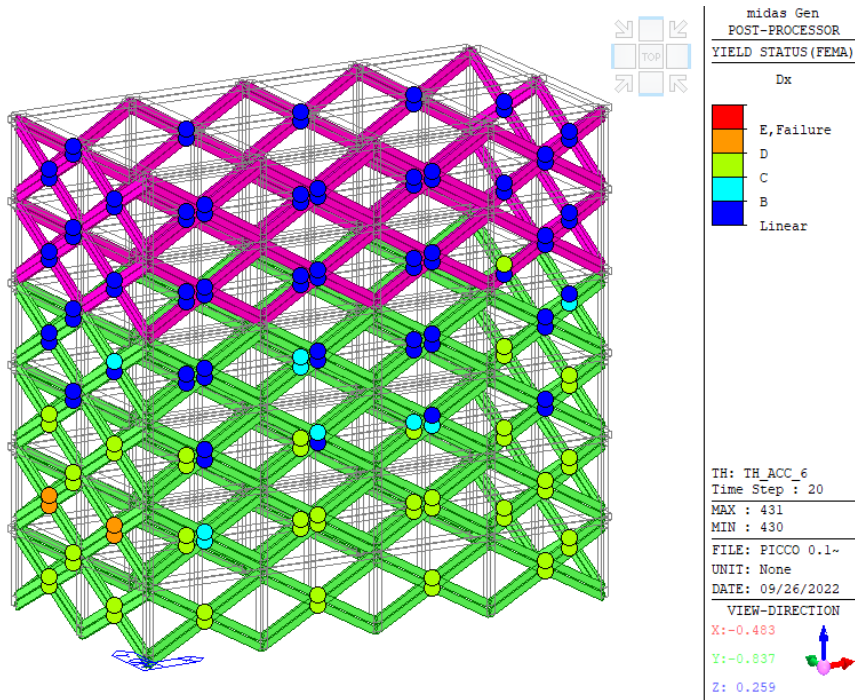
Accelerogramma 1



Accelerogramma 5

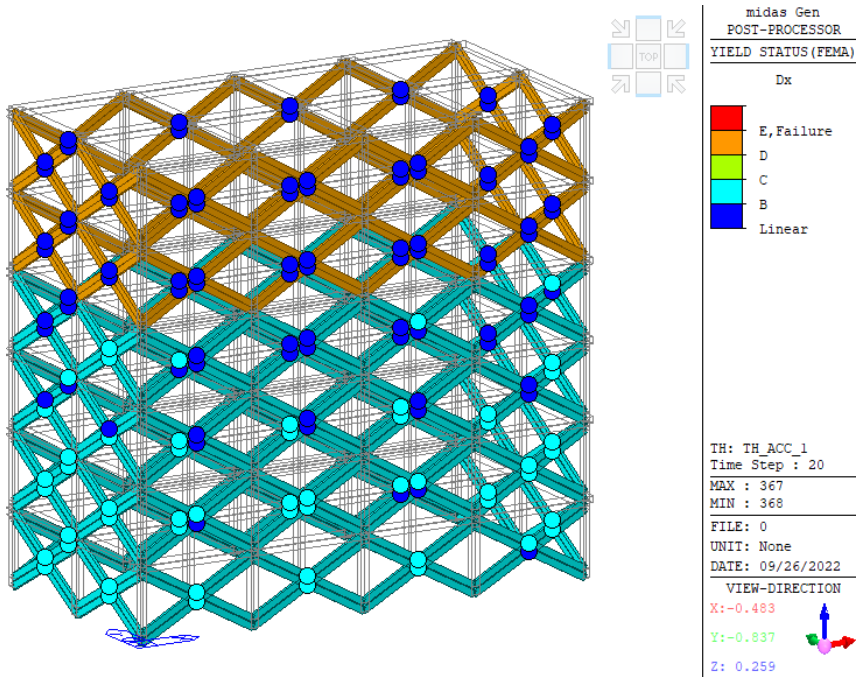


Accelerogramma 6

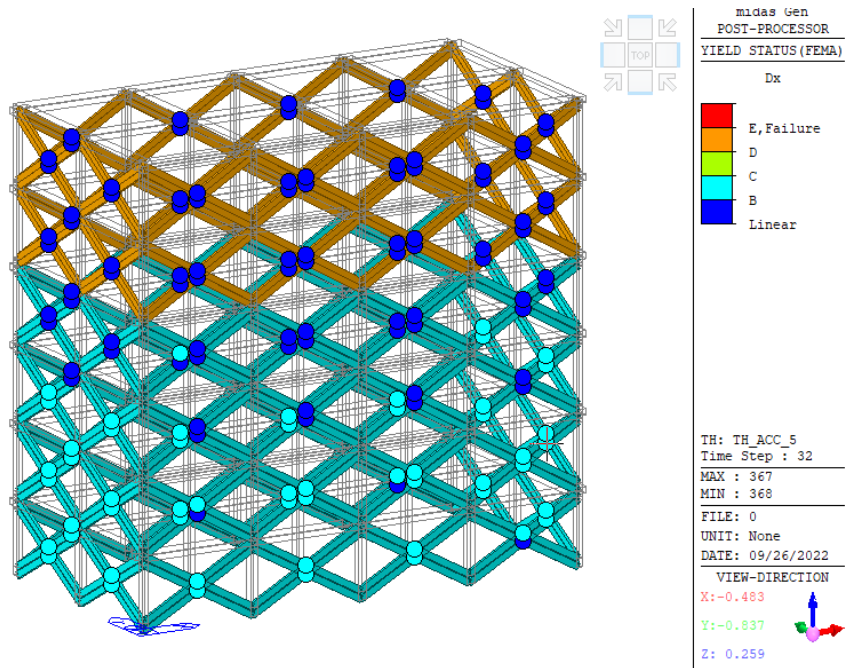


- *RBB: 0,16 g*

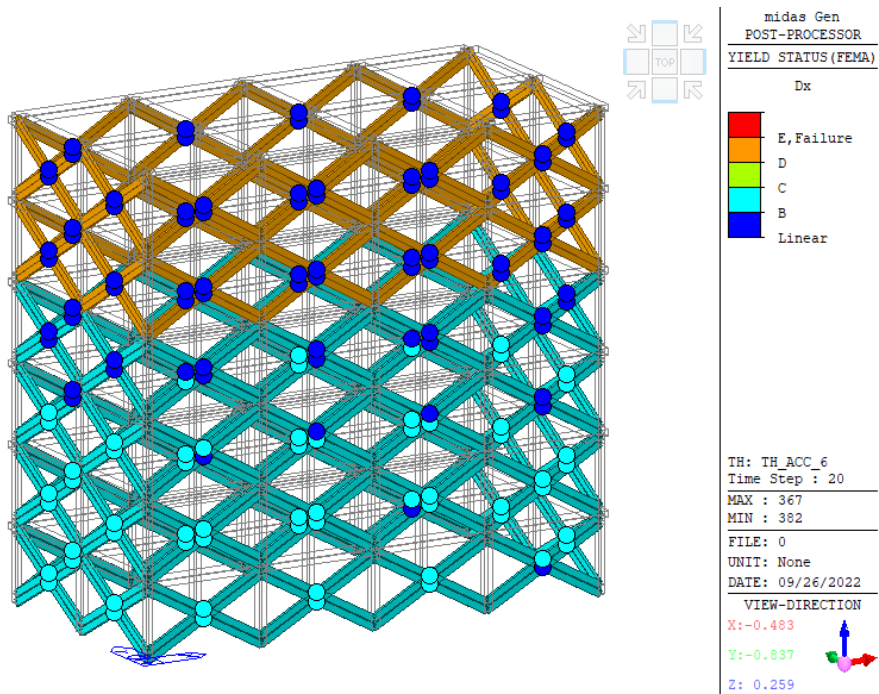
Accelerogramma 1



Accelerogramma 5

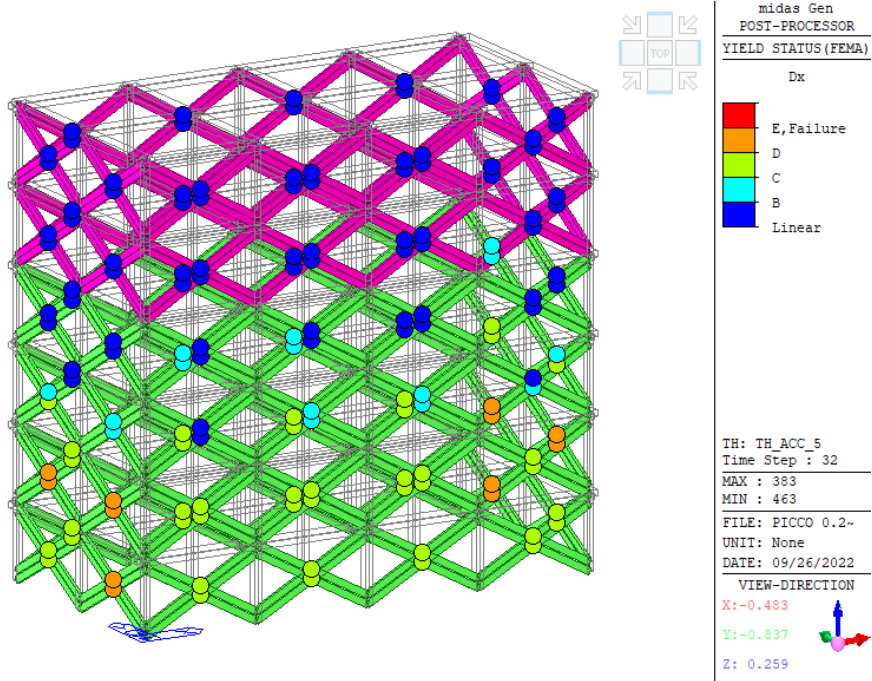


Accelerogramma 6

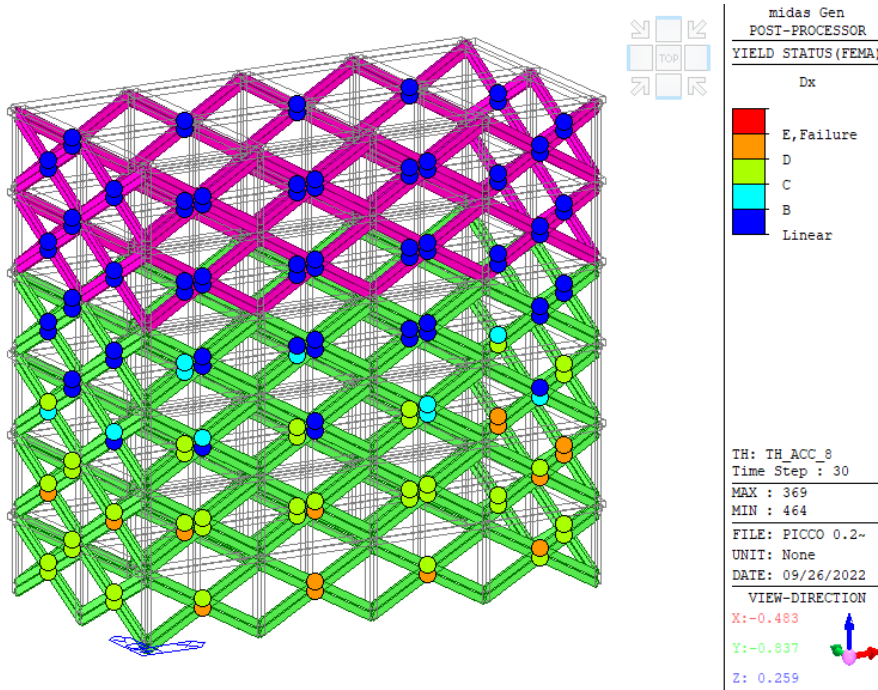


- URM: 0,20 g

Accelerogramma 5

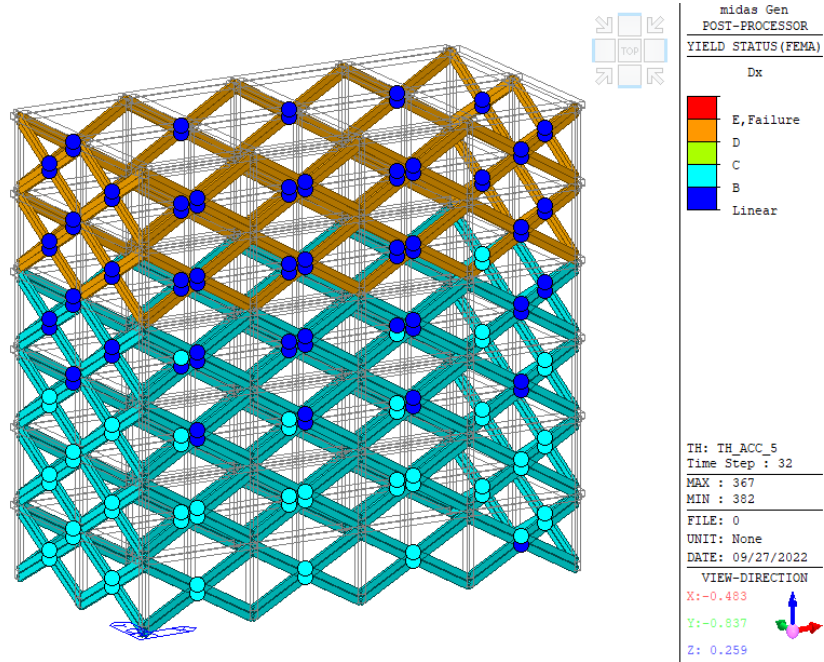


Accelerogramma 8

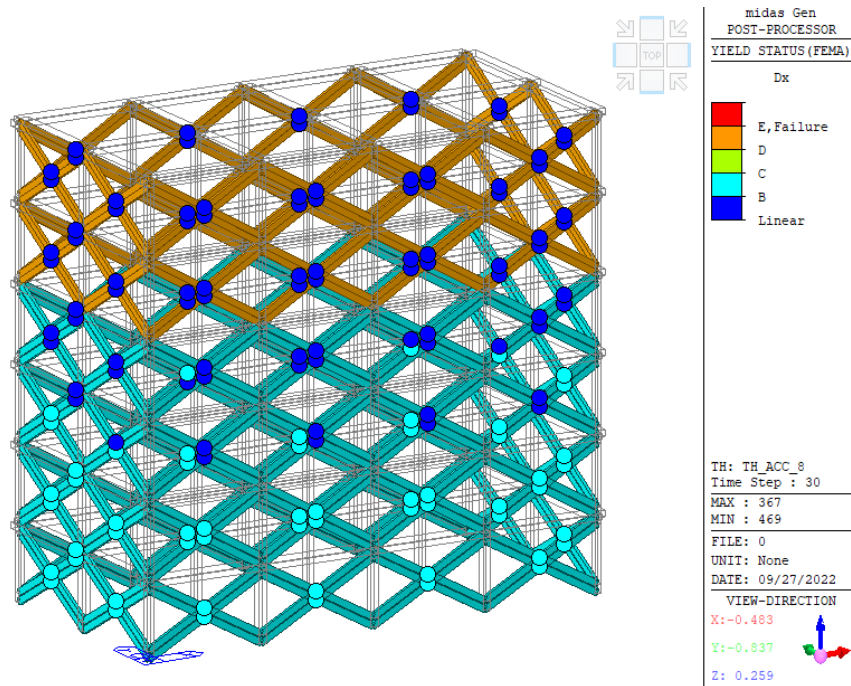


- RBB: 0,20 g

Accelerogramma 5



Accelerogramma 8



Le immagini proposte confermano quanto annunciato all'inizio del paragrafo. Evidenziano infatti una tendenza generale al raggiungimento di un determinato stato prima da parte delle tamponature lungo y.

Per l'intensità 0,12 g, alcune cerniere plastiche relative alle tamponature URM raggiungono gli stati B e C del modello FEMA che le descrive, ovvero, rispettivamente, lo snervamento e la capacità massima delle stesse. Tali stati vengono raggiunti dalle cerniere collocate ai primi piani della struttura. Per la stessa intensità, a parità di accelerogramma preso in considerazione, le cerniere relative alle tamponature RBB raggiungono al più lo stato B.

Per il livello 0,16 g, per l'edificio tamponato con la tipologia RBB non si riscontrano notevoli differenze rispetto al livello precedente se non il raggiungimento dello stato B di cerniere per un numero superiore al livello di intensità 0,12 g. Alcune cerniere plastiche delle tamponature URM, al primo piano della struttura, raggiungono invece lo stato D che rappresenta il punto finale del ramo di degrado del modello FEMA. Questo significa che tali cerniere manterranno una capacità residua sino al raggiungimento di un determinato rapporto D/DY definito nel modello che le rappresenta e per il quale si rimanda al capitolo 8 del presente elaborato.

Il livello 0,20 g accentua lo stato D su più cerniere rispetto al caso precedente per ciò che riguarda l'URM, mentre non si evidenzia alcuna importante variazione sull'edificio tamponato RBB. Le tamponature rinforzate hanno delle capacità di resistenza e di spostamento più elevate di quelle prive di rinforzo e quindi non hanno ancora raggiunto la capacità massima delle stesse ma semplicemente lo stato di snervamento.

9.3.4.5 Interpolazione dei risultati e costruzione curve PAM

URM

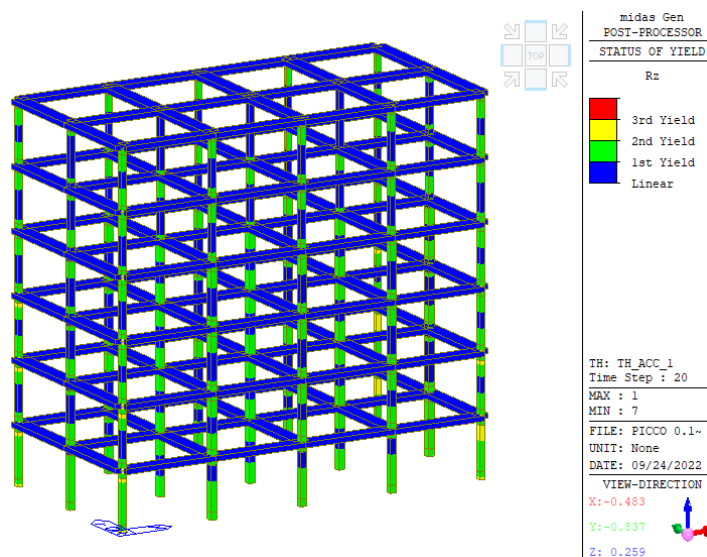
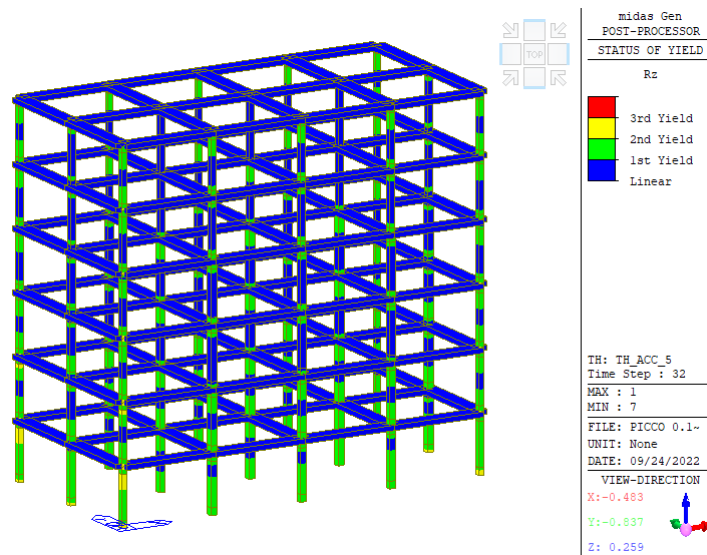
Per quanto concerne lo stato limite di Danno è necessario definire quel livello preciso di intensità dell'azione sismica per la quale si raggiunge un drift dello 0,5%, o 0,3% se si vuole tener conto dell'esiguo spessore dei pannelli secondo recenti studi sperimentali, o il primo snervamento di una colonna.

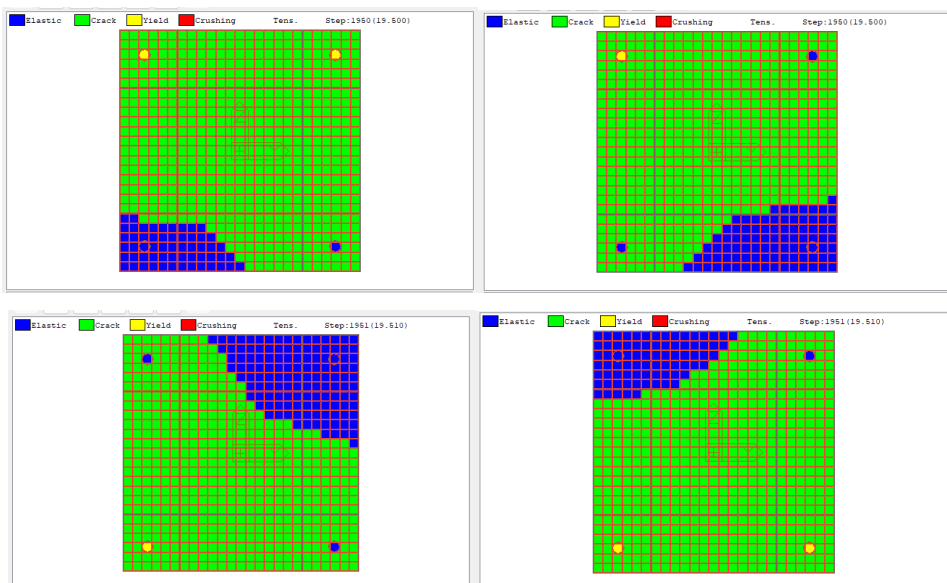
Si riportano i risultati in termini di drift già proposti nel paragrafo 9.3.4.1:

- 0,12 g $\Rightarrow \theta_{IP} = 0,239\%$;
- 0,16 g $\Rightarrow \theta_{IP} = 0,413\%$;

- $0,20 \text{ g} \Rightarrow \theta_{IP} = 0,575\%$.

Interpolando questi risultati, si può ritenere, con discreta approssimazione, che il drift IP dello 0,3% venga raggiunto per un'intensità dell'azione sismica pari a 0,134 g, e che il drift IP dello 0,5% per 0,181 g. Lo snervamento della prima colonna, tuttavia, anticipa il raggiungimento di tali drift perché si osserva che per valori di intensità sismica pari a 0,12 g alcuni pilastri hanno già snervato (colorazione gialla), come evidenziato nelle seguenti figure. Pertanto, tra le 3 condizioni risulta più vincolante quella relativa allo snervamento della colonna.





Per quanto riguarda lo stato limite di Salvaguardia della Vita, è necessario valutare quel livello preciso di intensità dell'azione sismica per la quale si ha la rottura del primo pilastro o non viene soddisfatta la verifica OOP del primo pannello di tamponamento. Dai risultati riportati nel paragrafo 9.3.4.2, emerge che la verifica OOP del muro collocato al piano primo dell'edificio lungo y, per azione sismica 0,16 g, è al limite soddisfatta, in quanto la capacità OOP dell'elemento è 0,3701 kN/mq e la domanda 0,3652 kN/mq, ovvero con una differenza inferiore all'1,5%. Si può ritenere che per valori dell'azione sismica leggermente superiori a 0,16 g il pannello venga espulso per effetto della scarsa resistenza mostrata dovuta al danneggiamento IP. D'altra parte, per lo stesso livello dell'azione sismica (0,16 g) alcune colonne non risultano verificate a taglio a causa della scarsa quantità di armatura trasversale presente nelle stesse.

Per il livello successivo (0,20 g) l'analisi su 6 degli 8 accelerogrammi spettrocompatibili inseriti in Midas non viene completata. Si hanno problemi di convergenza numerica legati probabilmente all'elevato numero di pilastri snervati o addirittura rotti.

Come spiegato nell'introduzione vengono costruite due curve PAM da analisi TH. Entrambe le curve verranno definite in due casi diversi:

- supponendo di non considerare verifica a taglio dei pilastri;
- considerando verifica a taglio dei pilastri.

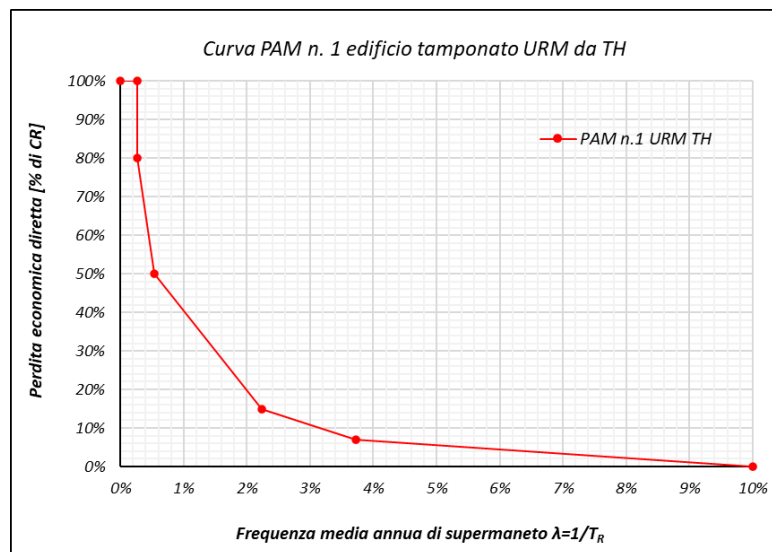
Caso 1

- PAM n.1

$$SLD = \min\{\theta_{IP} = 0,5\%; \text{column yielding}\} = \text{column yielding} \Rightarrow PGA = 0,12 g$$

$$SLV = \text{column failure} \Rightarrow PGA = 0,19 g$$

PAM n. 1 Edificio tamponato URM da TH													
		DOMANDA					CAPACITA'						
Stato Limite	CR [%]	ag [g]	S [-]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	ag [g]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	PAM [%]	IS-V	
SLR	100%				975	0.10%			378.57	0.26%	0.26%		
SLC	80%	0.33	1.08	0.360	975	0.10%			378.57	0.26%	0.18%		
SLV	50%	0.26	1.15	0.301	475	0.21%	0.165	0.190	185.50	0.54%	0.55%	63.08%	
SLD	15%	0.1	1.2	0.125	50	2.00%	0.100	0.120	44.78	2.23%	0.16%		
SLO	7%	0.08	1.2	0.095	30	3.33%			26.82	3.73%	0.22%		
SLID	0%				10	10.00%			10.00	10.00%	1.38%		

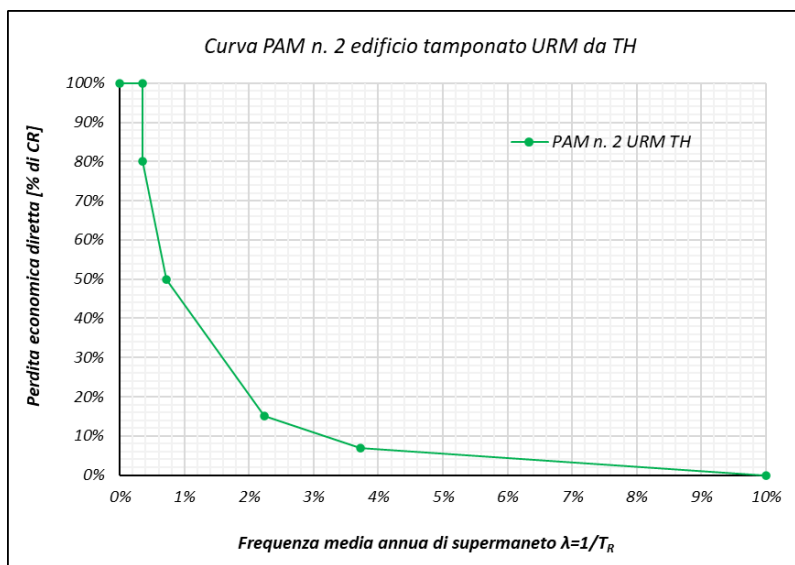


- PAM n.2

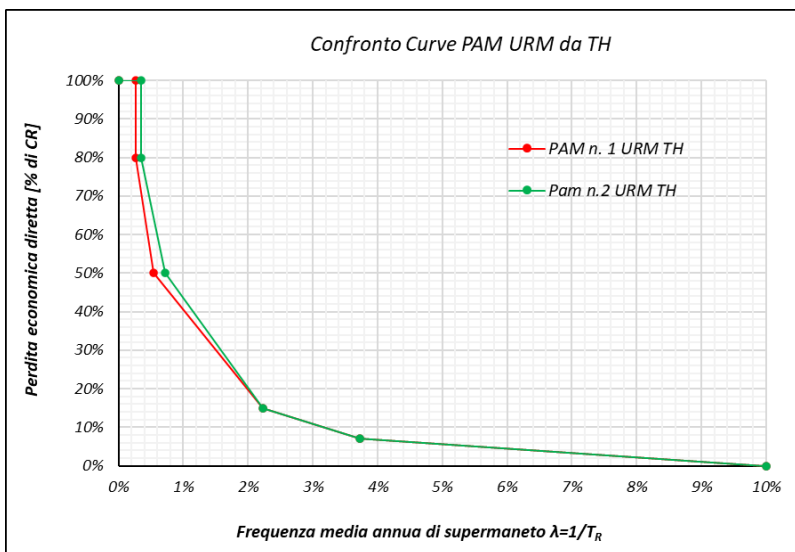
$$SLD = \min\{\theta_{IP} = 0,3\%; \text{column yielding}\} = \text{column yielding} \Rightarrow PGA = 0,12 g$$

$$SLV = \min\{\text{column failure}; *OOP \text{ infill}\} = *OOP \text{ infill} \Rightarrow PGA = 0,165 g$$

		PAM n. 2 Edificio tamponato URM da TH											
		DOMANDA					CAPACITA'						
Stato Limite	CR [%]	ag [g]	S [-]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	ag [g]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	PAM [%]	IS-V	
SLR	100%				975	0.10%			283.86	0.35%	0.35%		
SLC	80%	0.33	1.08	0.360	975	0.10%			283.86	0.35%	0.24%		
SLV	50%	0.26	1.15	0.301	475	0.21%	0.143	0.165	139.09	0.72%	0.49%	54.78%	
SLD	15%	0.1	1.2	0.125	50	2.00%	0.100	0.120	44.78	2.23%	0.16%		
SLO	7%	0.08	1.2	0.095	30	3.33%			26.82	3.73%	0.22%		
SLID	0%				10	10.00%			10.00	10.00%	1.47%		



Confronto



Dal confronto si osserva un leggero aumento del PAM dalla curva n.1 alla n.2 e una riduzione dell'indice di sicurezza. Ciò è dovuto al fatto che nel PAM 2 si è considerata una condizione più realistica ovvero quella per la quale l'espulsione delle tamponature può precedere la rottura della colonna. Poiché le tamponature URM sono poco resistenti, anche e soprattutto a causa della riduzione della capacità OOP per danno IP, alcune verifiche OOP non sono soddisfatte e la PGA di capacità allo SLV si riduce rispetto al caso n.1. Per quanto riguarda lo SLD, non vi è alcuna differenza tra le due curve in quanto il raggiungimento del drift IP (che sia 0,5% o 0,3%) è anticipato dallo snervamento della colonna.

Caso 2

- PAM n.1

$$SLD = \min\{\theta_{IP} = 0,5\%; \text{column yielding}\} = \text{column yielding} \Rightarrow PGA = 0,12 g$$

$$SLV = \text{column failure (taglio)} \Rightarrow PGA = 0,145 g$$

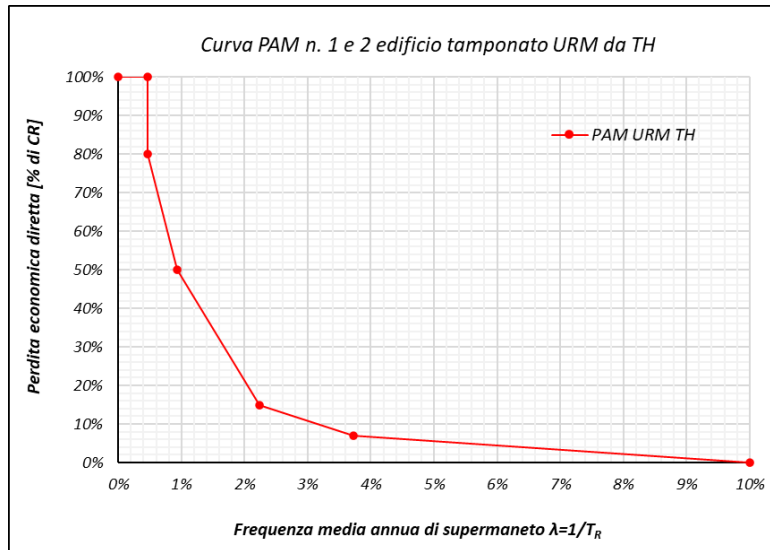
- PAM n.2

$$SLD = \min\{\theta_{IP} = 0,3\%; \text{column yielding}\} = \text{column yielding} \Rightarrow PGA = 0,12 g$$

$$SLV = \min\{\text{column failure}; \star OOP \text{ infill}\} = \text{column failure (taglio)} \Rightarrow PGA = 0,145 g$$

PAM n. 1 Edificio tamponato URM da TH													
		DOMANDA					CAPACITA'						
Stato Limite	CR [%]	ag [g]	S [-]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	ag [g]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	PAM [%]	IS-V	
SLR	100%				975	0.10%			218.06	0.46%	0.46%		
SLC	80%	0.33	1.08	0.360	975	0.10%			218.06	0.46%	0.31%		
SLV	50%	0.26	1.15	0.301	475	0.21%	0.126	0.145	106.85	0.94%	0.42%	48.14%	
SLD	15%	0.1	1.2	0.125	50	2.00%	0.100	0.120	44.78	2.23%	0.16%		
SLO	7%	0.08	1.2	0.095	30	3.33%			26.82	3.73%	0.22%		
SLID	0%				10	10.00%			10.00	10.00%	1.57%		

Si osserva che rispetto al caso 1 la PAM è leggermente aumentata in quanto la rottura a taglio delle colonne anticipa l'espulsione delle tamponature fuori dal piano a causa dello scarso quantitativo di armatura trasversale presente.

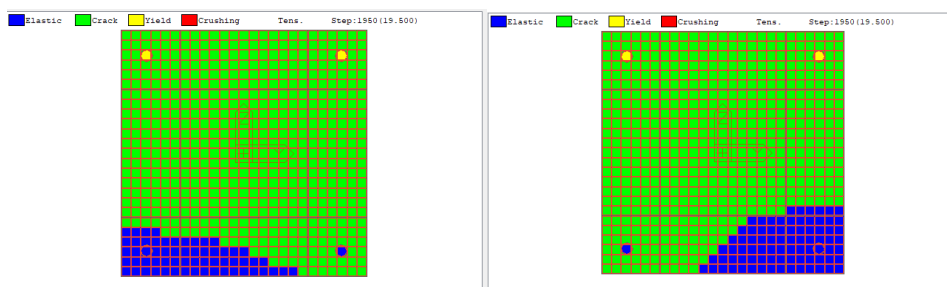


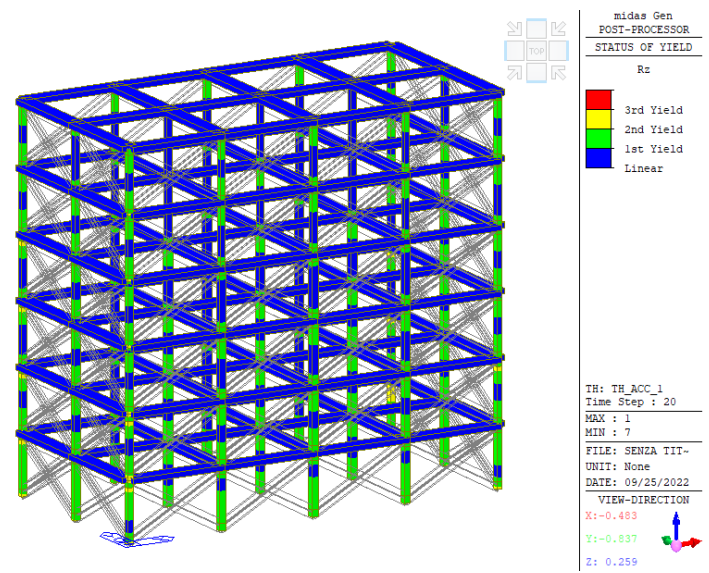
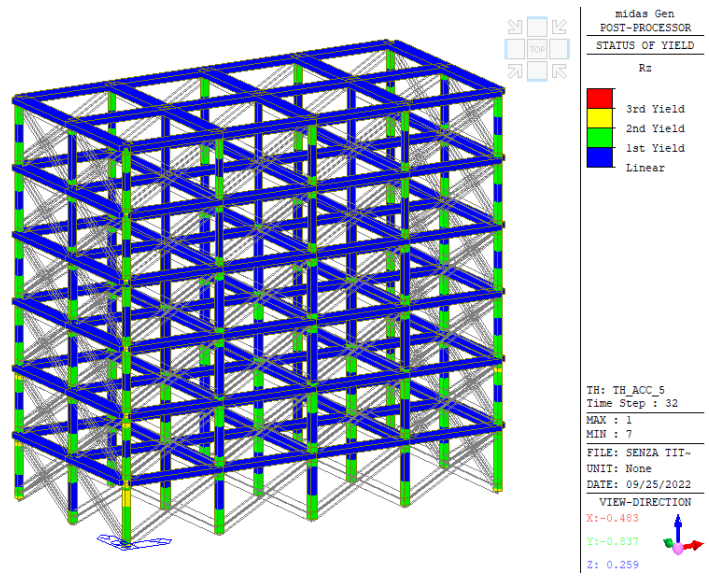
RBB

Si riportano i risultati in termini di drift già proposti nel paragrafo 9.3.4.1:

- 0,12 g $\Rightarrow \theta_{IP} = 0,183\%$;
- 0,16 g $\Rightarrow \theta_{IP} = 0,263\%$;
- 0,20 g $\Rightarrow \theta_{IP} = 0,312\%$.

Interpolando questi risultati, si può ritenere, con discreta approssimazione, che il drift IP dello 0,3% venga raggiunto per un'intensità dell'azione sismica pari a 0,190 g mentre il drift dello 0,5% si raggiunge per valori troppi alti per essere considerati. Lo snervamento della prima colonna, tuttavia, anticipa il raggiungimento di tali drift perché si osserva che per valori di intensità sismica pari a 0,12 g alcuni pilastri hanno già snervato (colorazione gialla), come evidenziato nelle seguenti figure. Pertanto, tra le 3 condizioni risulta più vincolante quella relativa allo snervamento della colonna (che si assume per interpolazione pari a 0,11 g).





Per quanto riguarda lo stato limite di Salvaguardia della Vita, i risultati proposti nel paragrafo 9.3.4.3 in termini di verifica OOP dei pannelli RBB evidenziano che tale verifica è ampiamente soddisfatta anche per valori dell'intensità sismica pari a 0,20 g con un rapporto capacità/domanda circa pari a 10. Si conviene dunque che l'espulsione OOP di tali tamponature avverrà per azioni sismiche molto più elevate di quelle sperimentate in questo elaborato, pertanto, non è identificativa dello SLV. Inoltre, non si evidenziano rotture su pilastri né per 0,16 g né per 0,20 g. D'altra parte, per lo stesso livello dell'azione sismica (0,16 g) alcune colonne non risultano verificate a taglio a causa della scarsa quantità di armatura trasversale presente nelle stesse. Un'analisi condotta per un valore di picco degli accelerogrammi pari a 0,24 g mostra invece dei problemi di Midas nel

risolvere i vari accelerogrammi. Si hanno problemi di convergenza numerica legati probabilmente all'elevato numero di pilastri snervati o addirittura rotti. Da tali considerazioni deriva l'assunzione di una PGA di capacità allo SLV pari a 0,22 g.

Caso 1

- PAM n.1

$$SLD = \min\{\theta_{IP} = 0,5\%; \text{column yielding}\} = \text{column yielding} \Rightarrow PGA = 0,13 g$$

$$SLV = \text{column failure} \Rightarrow PGA = 0,22 g$$

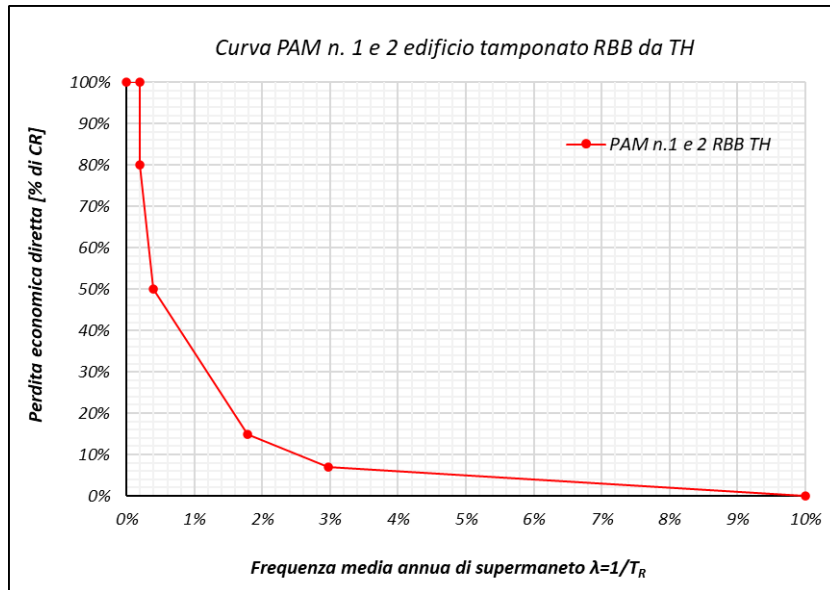
- PAM n.2

$$SLD = \min\{\theta_{IP} = 0,3\%; \text{column yielding}\} = \text{column yielding} \Rightarrow PGA = 0,13 g$$

$$SLV = \min\{\text{column failure}; \star OOP \text{ infill}\} = \text{column failure} \Rightarrow PGA = 0,22 g$$

Le due curve PAM sono quindi identiche tra loro poiché lo snervamento della colonna precede sia il raggiungimento del drift dello 0,3% che dello 0,5% allo SLD. Per quanto riguarda lo SLV, la resistenza OOP elevata della tamponatura RBB unitamente al fatto che la stessa non risente molto del danno IP, anche a causa di drift più bassi rispetto al caso URM, fanno sì che la verifica OOP sia sempre soddisfatta. Quindi lo SLV è sempre identificato dalla rottura della colonna.

		PAM n. 1 e 2 Edificio tamponato RBB da TH											
		DOMANDA					CAPACITA'						
Stato Limite	CR [%]	ag [g]	S [-]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	ag [g]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	PAM [%]	IS-V	
SLR	100%				975	0.10%			510.60	0.20%	0.20%		
SLC	80%	0.33	1.08	0.360	975	0.10%			510.60	0.20%	0.13%		
SLV	50%	0.26	1.15	0.301	475	0.21%	0.191	0.220	250.19	0.40%	0.45%	73.04%	
SLD	15%	0.1	1.2	0.125	50	2.00%	0.108	0.130	56.08	1.78%	0.13%		
SLO	7%	0.08	1.2	0.095	30	3.33%			33.58	2.98%	0.25%		
SLID	0%				10	10.00%			10.00	10.00%	1.16%		



Caso 2

- PAM n.1

$$SLD = \min\{\theta_{IP} = 0,5\%; \text{column yielding}\} = \text{column yielding} \Rightarrow PGA = 0,13 g$$

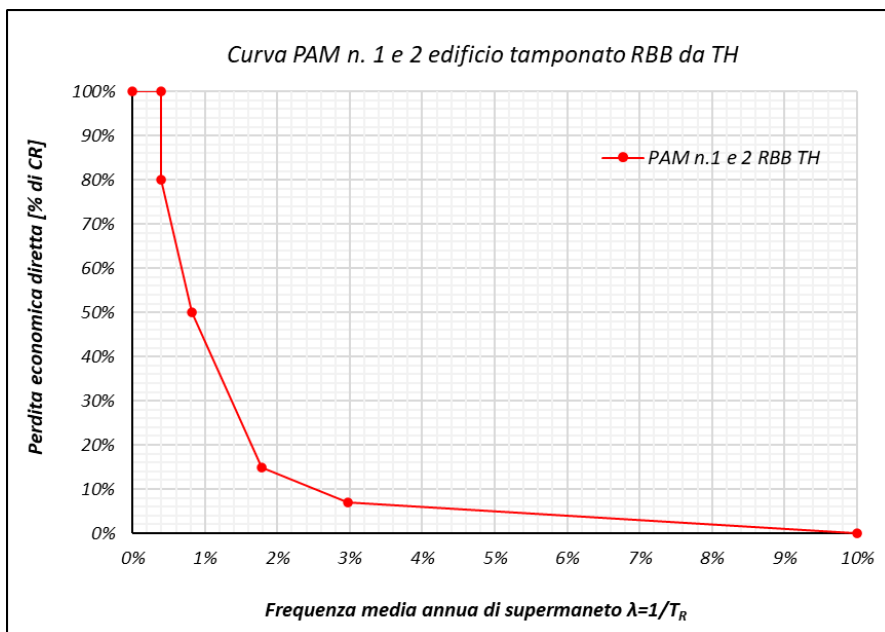
$$SLV = \text{column failure (taglio)} \Rightarrow PGA = 0,155 g$$

- PAM n.2

$$SLD = \min\{\theta_{IP} = 0,3\%; \text{column yielding}\} = \text{column yielding} \Rightarrow PGA = 0,13 g$$

$$SLV = \min\{\text{column failure}; \star OOP \text{ infill}\} = \text{column failure (taglio)} \Rightarrow PGA = 0,155 g$$

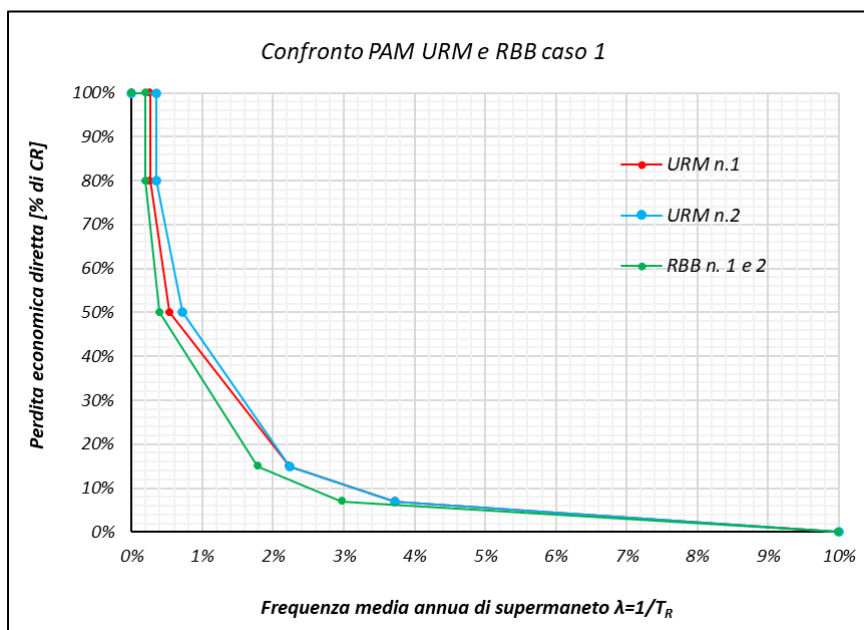
		PAM n. 1 e 2 Edificio tamponato RBB da TH											
		DOMANDA					CAPACITA'						
Stato Limite	CR [%]	ag [g]	S [-]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	ag [g]	PGA [g]	Tr [anni]	λ [1/anni]	PAM [%]	IS-V	
SLR	100%				975	0.10%			249.86	0.40%	0.40%		
SLC	80%	0.33	1.08	0.360	975	0.10%			249.86	0.40%	0.27%		
SLV	50%	0.26	1.15	0.301	475	0.21%	0.134	0.155	122.43	0.82%	0.31%	51.46%	
SLD	15%	0.1	1.2	0.125	50	2.00%	0.108	0.130	56.08	1.78%	0.13%		
SLO	7%	0.08	1.2	0.095	30	3.33%			33.58	2.98%	0.25%		
SLID	0%				10	10.00%			10.00	10.00%	1.36%		



Si osserva che rispetto al caso 1 la PAM è leggermente aumentata in quanto la rottura a taglio delle colonne anticipa quella a flessione a causa dello scarso quantitativo di armatura trasversale presente.

Confronto

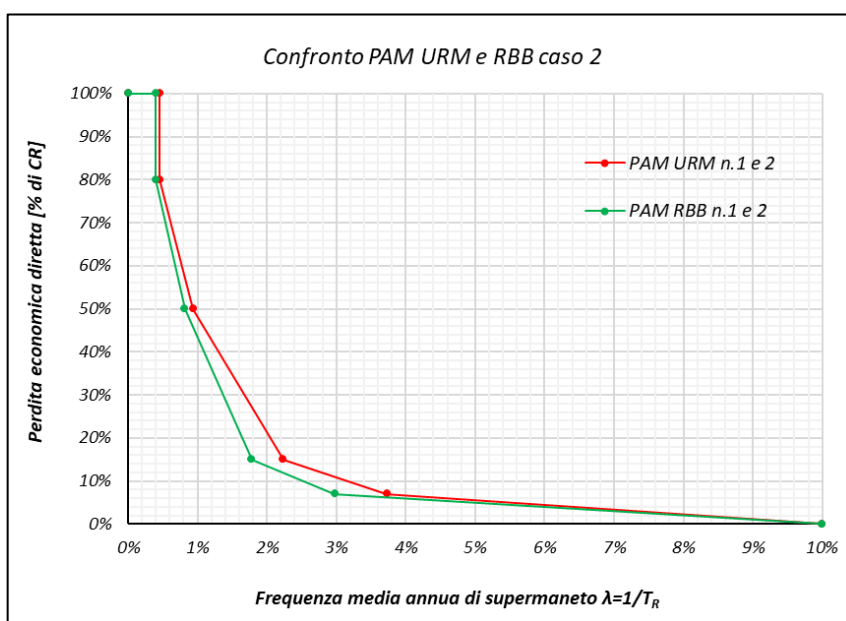
Caso 1



Si osserva che per il caso 1, l'edificio tamponato RBB ha un miglior comportamento allo SLD e allo SLV rispetto a URM. Tale differenza è comunque irrisoria e non è indicativa del reale comportamento dei due edifici avendo omesso la verifica a taglio dei pilastri.

Caso 2

Considerando anche la rottura a taglio delle colonne per lo SLV, la tendenza non cambia ma le PGA di capacità allo SLV di entrambi gli edifici si riducono notevolmente e le PAM aumentano.



9.3.5 Confronto PAM spettrale e TH

La curva PAM spettrale assunta come riferimento per il confronto è quella che tiene conto del modulo elastico "reale" dei puntoni ovvero calcolato come modulo secante il picco dei grafici sperimentali. Per ciò che riguarda l'analisi non lineare, si assumono come riferimento i risultati ottenuti dal "caso 2" poiché molto più cautelativi in quanto tengono conto della possibile rottura a taglio del pilastro che, come visto nel paragrafo precedente, anticipa sia la rottura a flessione delle colonne che l'espulsione OOP delle tamponature, tanto per l'edificio tamponato URM quanto per l'edificio RBB. Per completezza si raccoglie nel confronto anche il caso 1.

9.3.5.1 Confronto per edificio tamponato con tipologia URM

URM spettrale: PAM = 1,85% IS-V = 35,0%

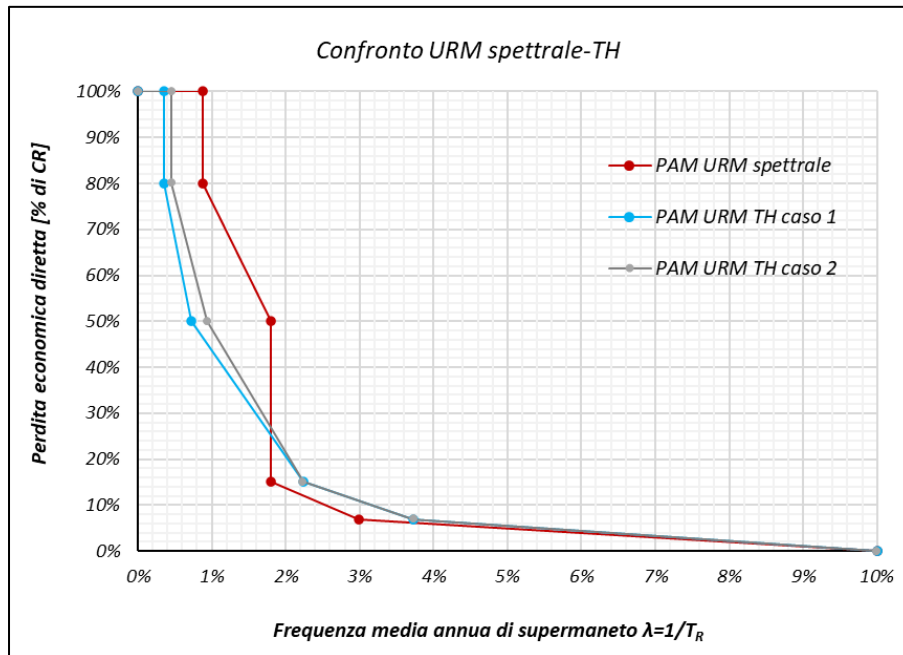
PGA_{C,SLD} = 0,193 g PGA_{C,SLV} = 0,105 g

URM caso 1 n.2: PAM = 1,47% IS-V = 54,78%

PGA_{C,SLD} = 0,120 g PGA_{C,SLV} = 0,165 g

URM caso 2 n.1 e 2: PAM = 1,57% IS-V = 48,14%

PGA_{C,SLD} = 0,120 g PGA_{C,SLV} = 0,145 g



L'edificio tamponato presenta un notevole miglioramento allo SLV se trattato in campo non lineare, mentre allo SLD presenta una PGA di capacità maggiore se trattato come elastico. Questo è in linea con le aspettative, infatti, la modellazione elastica delle bielle va a gravare in modo molto importante sulla capacità di resistenza ai meccanismi fragili dell'edificio, senza tener conto del fatto che le tamponature subiscono un degrado per effetto dei carichi ciclici e non presentano dunque sempre la stessa rigidezza durante il sisma.

9.3.5.2 Confronto per edificio tamponato con tipologia RBB

RBB spettrale: PAM = 2,41% IS-V = 30,0%

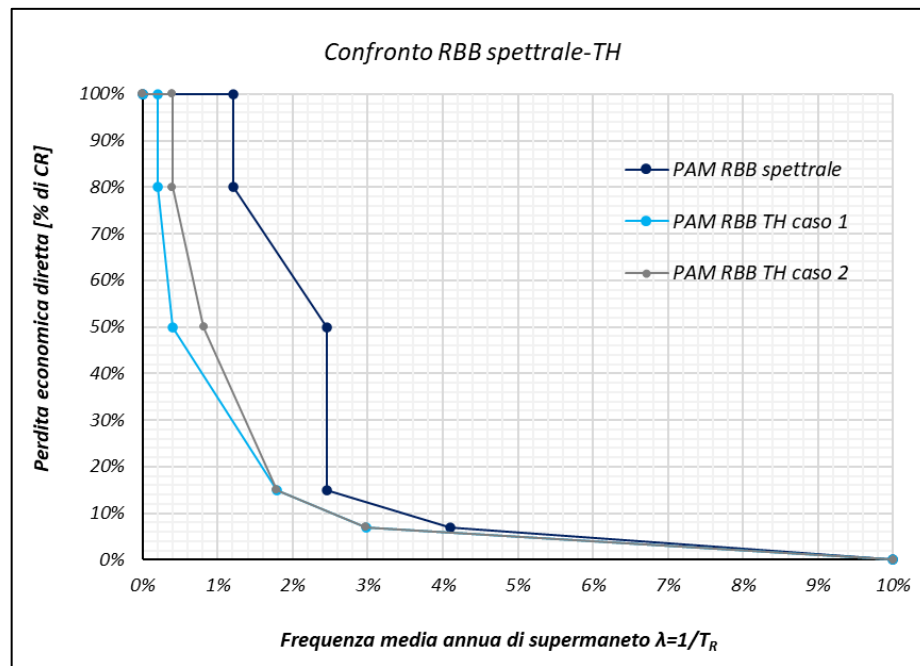
$PGA_{C,SLD} = 0,230 \text{ g}$ $PGA_{C,SLV} = 0,090 \text{ g}$

RBB caso 1 n.1 e 2: PAM = 1,16% IS-V = 73,04%

$PGA_{C,SLD} = 0,130 \text{ g}$ $PGA_{C,SLV} = 0,220 \text{ g}$

RBB caso 2 n.1 e 2: PAM = 1,36% IS-V = 51,46%

$PGA_{C,SLD} = 0,130 \text{ g}$ $PGA_{C,SLV} = 0,155 \text{ g}$



Valgono le considerazioni già fatte per l'edificio tamponato URM. Rispetto al caso precedente, qui si riscontra un miglioramento anche allo stato limite di danno.

CONCLUSIONI

In linea generale, si osserva che in campo lineare l'edificio tamponato presenta un indice PAM inferiore rispetto al telaio nudo ma allo stesso tempo un indice IS-V (che è "sinonimo" di sicurezza strutturale) minore. Quest'ultima condizione è dovuta alla particolare modellazione delle tamponature che genera delle criticità a taglio su alcune colonne con conseguente notevole riduzione della PGA di capacità allo SLV. Inoltre, si osserva per tutti i casi studiati che le PGA_C allo SLV dell'edificio tamponato con pannelli rinforzati RBB sono minori delle corrispondenti PGA_C dell'edificio tamponato con pannelli URM. Le tamponature RBB sono più efficienti di quelle URM in quanto godono del contributo del rinforzo e dotate di rigidità e resistenza maggiori, pertanto, ci si aspetta che l'edificio che prevede tali tamponamenti abbia un miglior comportamento rispetto all'edificio URM, tuttavia, in uno studio elastico della struttura, dove non si tiene conto delle non linearità dei materiali e del degrado che potrebbe caratterizzarli, questo non si osserva per il semplice fatto che la funzione assolta dalle tamponature in una tale modellazione è molto simile a quella dei controventi a croce di Sant'Andrea negli edifici metallici ovvero di controventamento della struttura per ridurre gli spostamenti della stessa. Infatti, allo SLD, l'edificio RBB, a parità di azione sismica, sviluppa drift interpiano più bassi rispetto a URM e ciò è confermato dai valori delle PGA_C a tale stato limite. D'altra parte, la maggiore rigidità offerta da RBB è penalizzante allo SLV perché tali tamponature assorbono più forza in quanto più rigide e la trasmettono al telaio; da qui il fatto che lo stesso pilastro si rompe a taglio prima nell'edificio tamponato RBB piuttosto che URM.

Da tali considerazioni deriva la necessità di eseguire sulla struttura analisi non lineari e confrontare i risultati con quelli ottenuti da analisi spettrale. In generale, i risultati ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari con accelerogrammi spettro-compatibili al sito

d'interesse soddisfano le aspettative e sono più coerenti con il reale comportamento della struttura. Come in campo lineare, la struttura tamponata con pannelli RBB è più rigida di quella tamponata con pannelli URM, dato confermato dai valori dei drift interpiano ricavati. I drift maggiori sono sperimentati ai primi piani della struttura (in direzione y per ovvi motivi) e diminuiscono procedendo verso la sommità dal piano primo in poi, situazione tipica di edifici snelli come quello in questione.

Nell'analisi non lineare si è tenuto conto anche della riduzione della capacità OOP delle tamponature per effetto del danno IP tramite formulazioni e grafici di letteratura. Non avrebbe senso fare tale ragionamento in campo elastico perché i drift risultanti dall'analisi non sarebbero indicativi del reale comportamento della struttura, poiché ricavati impiegando bielle elastiche che si mantengono tali per qualsiasi intensità dell'azione sismica.

Si è osservato che, per determinati valori dell'azione sismica, alcuni tamponamenti URM subiscono un tale danno IP da ridurre la capacità OOP sotto il valore dell'azione, condizione che porta alla loro espulsione, mentre tutte le tamponature RBB sono ampiamente verificate nei confronti dei meccanismi di collasso fuori piano. Ciò è dovuto al fatto che i pannelli URM hanno minore resistenza e non possono contare sul contributo del rinforzo e risentono molto di più del danno IP, danno IP che è ulteriormente confermato dalle immagini proposte al paragrafo 9.3.4.4 che evidenzia come le tamponature URM poste ai primi piani raggiungono e superano sia lo snervamento che la capacità delle stesse sino al punto D del modello FEMA che le descrive, mentre RBB raggiungono al più lo snervamento.

Come nel caso lineare, la condizione più vincolante allo SLV p definita dalla rottura a taglio dei pilastri che precede sia il raggiungimento della capacità a flessione che l'espulsione delle tamponature. D'altra parte, i valori di PGA di capacità ottenuti dall'interpolazione dei risultati sono più coerenti con quanto ci si aspetta dal comportamento reale della struttura, ovvero l'edificio tamponato con pannelli RBB ha un miglior comportamento di quello tamponato con URM. Indicativi sono i confronti proposti al paragrafo 9.3.5 tra PAM spettrale e PAM TH.

Alla luce di quanto sinora enunciato, si ritiene che, per il caso studiato, condurre un'analisi in campo non lineare porti a risultati più rappresentativi della realtà dei fatti. Trattare i tamponamenti come bielle elastiche sovrastima la rigidità della struttura a causa della funzione di controventamento offerta dalle stesse e sottostima la capacità

delle colonne che dovrebbero essere in grado di assorbire sollecitazioni taglienti superiori perché derivanti dal considerare la rigidità delle bielle sempre uguale durante il sisma.

Bibliografia

- [1] da Porto F., Donà M., Verlato N., Guidi G. *Experimental testing and numerical modelling of robust unreinforced and reinforced clay masonry infill walls, with and without openings*. Frontiers in Built Environment, 2020.
- [2] Donà M., Minotto M., Verlato N., da Porto F. *A new macro-model to analyse the combined in-plane/out-of-plane behaviour of unreinforced and strengthened infill walls*. Journal of Engineering Structures, 2021.
- [3] Minotto M., Verlato N., Donà M. e da Porto F. *Strengthening of in-plane and out-of-plane capacity of thin clay masonry infills using textile-and fibre-reinforced mortar*. J. Compos. Constr., 2020.
- [4] Kadysiewski S. and Mosalam K.M. (2009). *Modelling of Unreinforced Masonry Infill Walls Considering In-Plane and Out-of-Plane Interaction*. Report PEER 2008/ 102, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), University of California, Berkeley, CA.
- [5] Mosalam K.M., Günay S. *Progressive collapse analysis of reinforced concrete frames with unreinforced masonry infill walls considering in-plane/out-of-plane interaction*. Earthquake Spectra, 2015.
- [6] Longo F., Wiebe L., da Porto F., Modena C. *Application of an in-plane/out-of-plane interaction model for URM infill walls to dynamic seismic analysis of RC frame buildings*. Bulletin of Earthquake Engineering, 2018.
- [7] Asteris P.G., Cavaleri L., Di Trapani F., Tsaris A.K. *Numerical modelling of out-of-plane response of infilled frames: State of the art and future challenges for the equivalent strut macromodels*. Journal of Engineering Structures, 2017.
- [8] Furtado A., Rodrigues H., Arêde A., Varum H. *Simplified macro-model for infill masonry walls considering the out-of-plane behaviour*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2015.
- [9] Mazza F. *In-plane–out-of-plane non-linear model of masonry infills in the seismic analysis of r.c.-framed buildings*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2019.

- [10] Mazza F., Donnici A. *In-plane and out-of-plane seismic damage of masonry infills in existing r.c. structures: the case study of De Gasperi-Battaglia school in Norcia*. Bulletin of Earthquake Engineering, 2020.
- [11] Pradhan B., Cavaleri L. *IP-OOP interaction in URM infilled frame structures: A new macro-modelling proposal*. Journal of Engineering Structures, 2020.
- [12] Ricci P., Di Domenico M., Verderame G.M. *Effects of the In-Plane/Out-of-Plane Interaction in URM Infills on the Seismic Performance of RC Buildings Designed to Eurocodes*. Journal of Earthquake Engineering, 2020.
- [13] Milanesi R.R., Morandi P., Hak S., Magenes G. *Experiment-based out-of-plane resistance of strong masonry infills for codified applications*. Journal of Engineering Structures, 2021.
- [14] Morandi P., Hak S., Milanesi R.R., Magenes G. *In-plane/out-of-plane interaction of strong masonry infills: From cyclic tests to out-of-plane verifications*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2021.
- [15] Kent D.C., Park R. *Flexural members with confined concrete*. American Society of Civil Engineers, Journal of the Structural Division, 1971.
- [16] Menegotto M., Pinto P.E. *Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending*. Proceedings of IABSE Symposium. Lisbon, Portugal, 1973.
- [17] FEMA 356. *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency (FEMA). Washington, D. C., 2000.
- [18] Crisafulli F.J., Carr A.J. *Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures*. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2007.
- [19] Calì I., Pantò B. *A macro-element modelling approach of Infilled Frame Structures*. Comput. Struct., 2014.
- [20] Albanesi S., Carboni F., Albanesi T. *Ruolo delle murature leggere portate nel comportamento sismico di strutture intelaiate in cemento armato*. Atti del XI Congresso Nazionale "L'Ingegneria sismica in Italia", Genova, 2004.

- [21] Al-Chaar G. *Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures*. US Army Corp of Engineers, Engineers Research and Development Center, 2002.
- [22] Papia M., Cavaleri L., Fossetti M. *Infilled frames: developments in the evaluation of the stiffening effect of infills*. Structural engineering and mechanics, 2003.
- [23] Spacone E., Filippou F.C., Taucer F.F. *Fibre Beam-Column Model for Non-linear Analysis of R/C Frames: Part 1. Formulation*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1996.
- [24] Spacone E., Filippou F.C., Taucer F.F. *Fibre Beam-Column Model for Non-linear Analysis of R/C Frames: Part 2. Application*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1996.
- [25] Chopra A.K. *Dynamics of structures: theory and application to earthquake engineering*. Vol.3. Pearson/Prentice Hall Upper Saddle River, NJ, 2007.
- [26] D.M. 16 gennaio 1996. *Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche*. 1996.
- [27] D.M. 14 gennaio 2008. *NTC08 – Norme Tecniche per le Costruzioni*. 2008.
- [28] D.M. 17 gennaio 2018. *NTC18 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni*. 2018.
- [29] Circolare 21 gennaio 2019 n.7 C.S.LL.PP. *Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*.
- [30] OPCM 20 marzo 2003 n. 3274. *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*. 2003.
- [31] European Committee for Standardization: *Eurocode 8: "Design of Structures for Earthquake Resistance". Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*. CEN, Bruxelles, EN 1998-1 (2004).
- [32] Papia M., Failla A., Cavaleri L. *Risposta sismica di telai tamponati in c.a.: Modellazione e sperimentazione*. Pubblicazioni ReLUIS, 2002.

- [33] Stafford-Smith B., Carter C. *A method of analysis for infilled frames*. Proceedings of the institution of civil engineers, 1969.
- [34] Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. Journal of Structural Engineering, 1988.
- [35] Verlato N., Guidi G., da Porto F. *Experimental testing and numerical modelling of infill masonry walls subjected to in-plane damage*. 9th Int. Mason. Conf., Guimarães, 2014.
- [36] Valluzzi M.R., da Porto F., Garbin E., Panizza M.. *Out-of-plane behaviour of infill masonry panels strengthened with composite materials*. Mater Struct, 2014.
- [37] Donà M., Minotto M., Saler E., Tecchio G., da Porto F. *Combined in-plane and out-of-plane seismic effects on masonry infills in RC frames*. Ingegneria Sismica, 2017.
- [38] Rodrigues H., Varum H., Costa A. *Simplified Macro-Model for Infill Masonry Panels*. Journal of Earthquake Engineering, 2010.