



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

**CORSO DI LAUREA MAGISTRALE A CICLO UNICO
IN INGEGNERIA EDILE - ARCHITETTURA**

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale

TESI DI LAUREA

**ANALISI STORICO – CRITICA E VALUTAZIONE DELLA
VULNERABILITA' SISMICA DEL PALAZZO DEL CAPITANIO
E DELLA TORRE DELL'OROLOGIO**

RELATORE: Prof.ssa Ing. Francesca da Porto

CORRELATORI: Prof.ssa Ing. Maria Rosa Valluzzi
Prof. Arch. Stefano Zaggia

LAUREANDA: Chiara Barattin

ANNO ACCADEMICO 2014 – 2015

Alla mia famiglia

“Il futuro appartiene a chi crede nella bellezza dei propri sogni.”

Anne Eleonor Roosevelt

RIASSUNTO

Questo lavoro di tesi ha riguardato l'analisi storico - critica e la valutazione della vulnerabilità sismica del Palazzo del Capitano e della Torre dell'Orologio di Padova, edifici di proprietà del Comune di Padova.

La valutazione della sicurezza è stata condotta con riferimento ai criteri e alle indicazioni presenti nella "D.P.C.M. 12 ottobre 2007 per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale" aggiornata per conseguire l'allineamento con le "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Dopo una descrizione delle attività necessarie per l'acquisizione di un'adeguata conoscenza degli edifici, secondo i principi esposti nel capitolo 4 delle suddette Linee Guida, si è condotta la valutazione della vulnerabilità sismica.

In particolare, per il Palazzo del Capitano sono state proposte le verifiche relative al livello di valutazione LV2, che hanno considerato i singoli cinematismi di collasso dei macroelementi e al livello di valutazione LV3, per la quale si è adottato l'approccio dell'analisi statica non lineare, utilizzando il codice di calcolo Tremuri®, che opera nell'ambito della modellazione tridimensionale a telaio equivalente. Il Palazzo del Capitano, in particolare l'ala nord, ossia il Palazzo dei Camerleggi, ospita al suo interno uffici comunali non caratterizzati da un elevato affollamento; data la rilevanza storico – artistica del bene culturale si è scelto di considerare per le verifiche sismiche, sia la classe d'uso II, sia la classe d'uso III, per capire come questa decisione influisca sui possibili interventi da porre in essere a seguito dei due diversi controlli. In seguito alle analisi locali è stato previsto l'inserimento di tiranti in acciaio inox al livello del sottotetto, in direzione est – ovest, per contrastare il ribaltamento fuori dal piano dei maschi murari, investiti ortogonalmente al proprio piano, dall'azione sismica.

L'analisi globale ha evidenziato come le verifiche in direzione X siano le più gravose per la struttura, data la sostanziale mancanza di pareti portanti poste lungo questa direzione, a seguito dei più recenti interventi.

L'inserimento dei vincoli in direzione X per considerare la presenza della Torre dell'Orologio posta in adiacenza all'edificio stesso ha incrementato notevolmente la sicurezza sismica; i punti critici della struttura, sono la presenza di un'apertura molto estesa al piano terra e la rottura fragile al taglio di alcune travi in calcestruzzo armato, già durante le prime fasi dell'analisi statica non lineare, per cui sono stati previsti dei rinforzi con FRP (Fiber Reinforced Polymer).

La valutazione della sicurezza sismica per la classe d'uso III, non ha reso necessario per l'edificio, l'inserimento di interventi locali molto più invasivi, anche alla luce della rilevanza

storico – culturale del prestigioso palazzo, mentre l'analisi globale ha evidenziato un indice di rischio inferiore del 10%, per l'edificio considerato come isolato.

La valutazione della vulnerabilità sismica della Torre dell'Orologio è stata condotta tenendo in considerazione il livello di valutazione LV3, utilizzando i metodi di analisi locale previsti per il livello LV2 applicati in modo generalizzato su tutti gli elementi della costruzione.

Dati i recenti lavori di miglioramento sismico operati nella struttura, non risultano necessari ulteriori interventi.

INDICE

1	STATO DELL'ARTE	1
2	INTRODUZIONE	5
3	CONOSCENZA DEL MANUFATTO	7
3.1	Identificazione della costruzione.....	7
3.2	Rilievo geometrico	19
3.3	Analisi storica degli eventi e degli interventi subiti.....	21
3.3.1	Analisi storica.....	21
3.3.2	Ultimi interventi di restauro	25
3.4	Caratterizzazione geologica del sito, geotecnica e sismica dei terreno.....	42
3.5	Il rilievo materico costruttivo e lo stato di conservazione	44
3.5.1	Rilievo costruttivo strutturale.....	44
3.5.2	Scheda qualità muraria	49
3.5.3	Presidi antisismici	51
3.6	Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni	52
3.6.1	Individuazione delle vulnerabilità	52
3.6.2	Individuazione del degrado	53
3.6.3	Individuazione del quadro fessurativo.....	55
3.6.4	Valutazione dell'impatto degli impianti tecnologici sugli elementi strutturali ...	56
3.6.5	Definizione di un piano di indagini	58
4	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA	69
4.1	Rischio sismico.....	69
4.2	Storia sismica dell'area	71
4.3	Normativa di riferimento.....	76

4.4	Analisi dei carichi	77
4.4.1	Caratteristiche meccaniche e analisi dei carichi	77
4.4.2	Valutazione dei carichi sismici	81
4.5	Gli aggregati edilizi	89
4.6	Modellazione locale _ analisi per macroelementi	90
4.6.1	Schemi di calcolo dei meccanismi di collasso	91
4.6.2	Approccio cinematico.....	98
4.6.3	Verifica dei macroelementi	105
4.6.4	Tabelle riassuntive delle verifiche sismiche.....	178
4.7	Modellazione globale _ meccanismi d'insieme	182
4.7.1	Realizzazione del modello di calcolo	182
4.7.2	Verifica dei meccanismi d'insieme.....	184
5	INTERVENTI PER LA RIDUZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA	221
5.1	Criteri generali di intervento	221
5.2	Interventi di miglioramento sismico	223
5.3	Proposta preliminare di eventuali interventi	224
6	CONCLUSIONI	230
7	ALLEGATI _ SCHEDE ARCHIVISTICHE	232
8	NOTE	257
9	BIBLIOGRAFIA	258
10	RINGRAZIAMENTI	261

INDICE DELLE FIGURE

<i>Figura 1. Estratto di mappa _ Scala 1:1000</i>	<i>9</i>
<i>Figura 2. Dettaglio arco trionfale</i>	<i>12</i>
<i>Figura 3. Dettaglio prospetto torre</i>	<i>13</i>
<i>Figura 4. Meccanismo centrale dell'orologio</i>	<i>13</i>
<i>Figura 5. Pulegge e pesi dell'orologio</i>	<i>14</i>
<i>Figura 6. Particolare della decorazione al primo piano della torre</i>	<i>14</i>
<i>Figura 7. La ruota dello stemma dei Da Carrara all'interno della torre</i>	<i>14</i>
<i>Figura 8. Busto di Sant'Antonio</i>	<i>15</i>
<i>Figura 9. Stemmi del Podestà Antonio Lando e del Capitano Stefano Viario.....</i>	<i>15</i>
<i>Figura 10. Ridisegno della Pianta del Palazzo e Corte Prefettura di G. B. Savio (1729).....</i>	<i>22</i>
<i>Figura 11. Prospetto Est (1859) - (Archivio del Comune di Padova).....</i>	<i>26</i>
<i>Figura 12. Piano terra (1958) - (Archivio del Comune di Padova)</i>	<i>27</i>
<i>Figura 13. Piano ammezzato (sinistra) piano primo (destra) (1958) - (Archivio del Comune di Padova).....</i>	<i>27</i>
<i>Figura 14. Piano secondo (1958) - (Archivio del Comune di Padova).....</i>	<i>28</i>
<i>Figura 15. Piano terra (1959) - (Archivio del Comune di Padova)</i>	<i>32</i>
<i>Figura 16. Piano primo (1959) - (Archivio del Comune di Padova)</i>	<i>33</i>
<i>Figura 17. Piano ammezzato (1959) - (Archivio del Comune di Padova).....</i>	<i>33</i>
<i>Figura 18. Piano secondo (1959) - (Archivio del Comune di Padova).....</i>	<i>34</i>
<i>Figura 19. Piano terra (1976) - (Archivio del Comune di Padova)</i>	<i>38</i>
<i>Figura 20. Piano primo (1976) - (Archivio del Comune di Padova)</i>	<i>38</i>
<i>Figura 21. Piano ammezzato (1976) - (Archivio del Comune di Padova).....</i>	<i>39</i>
<i>Figura 22. Piano secondo (1976) - (Archivio del Comune di Padova).....</i>	<i>39</i>
<i>Figura 23. Estratto tavola fondazioni, (1960) - (Archivio del Comune di Padova) ...</i>	<i>44</i>
<i>Figura 24. Estratto tavola fondazioni, dettaglio trave di fondazione (1960) - (Archivio del Comune di Padova).....</i>	<i>45</i>
<i>Figura 25. Estratto tavola fondazioni, dettaglio trave di fondazione (1960) - (Archivio del Comune di Padova).....</i>	<i>45</i>
<i>Figura 26. Estratto tavola fondazioni (1960) - (Archivio del Comune di Padova)</i>	<i>46</i>
<i>Figura 27. Estratto tavola fondazioni, dettaglio plinto (1960) - (Archivio del Comune di Padova).....</i>	<i>46</i>
<i>Figura 28. Estratto tavola solai, dettaglio (1960) - (Archivio del Comune di Padova)</i>	<i>47</i>
<i>Figura 29. Estratto tavola solai, dettaglio (1960) - (Archivio del Comune di Padova)</i>	<i>47</i>

Figura 30. Estratto tavola solai, dettaglio (1960) - (Archivio del Comune di Padova)	48
Figura 31. Sezione di progetto (1960) - (Archivio del Comune di Padova)	49
Figura 32. Foto sottotetto	51
Figura 33. Foto prospetto nord	51
Figura 34. Estratto pianta piano terra (1960) - (Archivio del Comune di Padova)	56
Figura 35. Estratto pianta piano primo (1960) - (Archivio del Comune di Padova)	56
Figura 36. Estratto pianta piano secondo (1960) - (Archivio del Comune di Padova)	57
Figura 37. Estratto sezione A-A (1960) - (Archivio del Comune di Padova)	57
Figura 38. Estratto sezione B-B (1960) - (Archivio del Comune di Padova)	58
Figura 39. Strumentazione per eseguire la prova sonica	60
Figura 40. Pacometro	61
Figura 41. Camera termografica	62
Figura 42. Georadar	62
Figura 43. Sclerometro Schmidt	63
Figura 44. Martinetto piatto	65
Figura 45. Endoscopio	66
Figura 46. Carotatrice	66
Figura 47. Igrometro	67
Figura 48. Pilodyn	67
Figura 49. Resistograph	68
Figura 50. Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale secondo OPCM 3519 (www.ingv.it)	69
Figura 51. Mappa di pericolosità sismica della regione Veneto secondo OPCM 3519 (www.ingv.it)	70
Figura 52. Diagramma della storia sismica di Padova (http://emidius.mi.ingv.it)	71
Figura 53. Interfaccia del programma Spettri NTC, prima fase	81
Figura 54. Interfaccia del programma Spettri NTC, seconda fase	82
Figura 55. Spettro di risposta elastico ($C_U=II$)	86
Figura 56. Spettro di risposta elastico ($C_U=III$)	87
Figura 57. Interfaccia del programma Spettri NTC (terza fase)	87
Figura 58. Meccanismo 1: ribaltamento semplice di parete monolitica e sua schematizzazione	93
Figura 59. Meccanismo 2: ribaltamento semplice della parte alta di una parete monolitica e sua schematizzazione	95
Figura 60. Meccanismo 3: flessione verticale di parete	96
Figura 61. Meccanismo 4: Ribaltamento nel piano dei maschi murari	97
Figura 62. Individuazione in pianta dei macroelementi _ prospetto est	105

<i>Figura 63. Schematizzazione del primo meccanismo nel macroelemento 1.....</i>	<i>106</i>
<i>Figura 64. Schematizzazione del secondo meccanismo nel macroelemento 1.....</i>	<i>108</i>
<i>Figura 65. Schematizzazione del secondo meccanismo nel macroelemento 1.....</i>	<i>111</i>
<i>Figura 66. Schematizzazione del terzo meccanismo nel macroelemento 1.....</i>	<i>113</i>
<i>Figura 67. Schematizzazione del primo meccanismo nel macroelemento 3.....</i>	<i>120</i>
<i>Figura 68. Schematizzazione del ribaltamento nel piano dei maschi murari _ prospetto est</i>	<i>129</i>
<i>Figura 69. Individuazione in pianta dei macroelementi _ prospetto ovest.....</i>	<i>131</i>
<i>Figura 70. Schematizzazione del ribaltamento nel piano dei maschi murari.....</i>	<i>156</i>
<i>Figura 71. Individuazione in pianta dei macroelementi _ prospetto sud.....</i>	<i>158</i>
<i>Figura 72. Schematizzazione del ribaltamento nel piano dei maschi murari.....</i>	<i>167</i>
<i>Figura 73. Assi della struttura.....</i>	<i>185</i>
<i>Figura 74. Pianta piano terra _ Palazzo Capitano</i>	<i>187</i>
<i>Figura 75. Pianta piano primo _ Palazzo Capitano</i>	<i>187</i>
<i>Figura 76. Pianta piano secondo _ Palazzo Capitano</i>	<i>188</i>
<i>Figura 77. Modello globale Palazzo Capitano _ Lato sud - est.....</i>	<i>188</i>
<i>Figura 78. Modello globale Palazzo Capitano _ Lato nord - ovest.....</i>	<i>189</i>
<i>Figura 79. Modello globale Palazzo Capitano _ Telaio equivalente _ Parete 1</i>	<i>190</i>
<i>Figura 80. Modello globale Palazzo Capitano _ Telaio equivalente _ Parete 2</i>	<i>191</i>
<i>Figura 81. Modello globale Palazzo Capitano _ Telaio equivalente _ Parete 3</i>	<i>191</i>
<i>Figura 82. Modello globale Palazzo Capitano _ Telaio equivalente _ Parete 4</i>	<i>192</i>
<i>Figura 83. Modello globale Palazzo Capitano _ Telaio equivalente _ Parete 5</i>	<i>192</i>
<i>Figura 84. Modello globale Palazzo Capitano _ Telaio equivalente _ Parete 6</i>	<i>193</i>
<i>Figura 85. Modello globale Palazzo Capitano _ Telaio equivalente _ Parete 7</i>	<i>193</i>
<i>Figura 86. Modello globale Palazzo Capitano _ Telaio equivalente _ Parete 8</i>	<i>194</i>
<i>Figura 87. Modello globale Palazzo Capitano _ Telaio equivalente _ Parete 9</i>	<i>194</i>
<i>Figura 88. Modello globale Palazzo Capitano _ Telaio equivalente _ Parete 10</i>	<i>195</i>
<i>Figura 89. Modello globale Palazzo Capitano _ Telaio equivalente _ Parete 11</i>	<i>195</i>
<i>Figura 90. Modello globale Palazzo Capitano _ Telaio equivalente _ Parete 12</i>	<i>196</i>
<i>Figura 91. Modello globale Palazzo Capitano _ Telaio equivalente _ Parete 13</i>	<i>196</i>
<i>Figura 92. Modello globale Palazzo Capitano _ Telaio equivalente _ Parete 14</i>	<i>197</i>
<i>Figura 93. Modello globale Palazzo Capitano _ Telaio equivalente _ Parete 15</i>	<i>197</i>
<i>Figura 94. Modello globale Palazzo Capitano _ Telaio equivalente _ Parete 16</i>	<i>198</i>
<i>Figura 95. Modello globale Palazzo Capitano _ Telaio equivalente</i>	<i>198</i>
<i>Figura 96. Modello globale Palazzo Capitano _ Telaio equivalente</i>	<i>199</i>
<i>Figura 97. Curva di capacità della struttura _ Classe d'uso II</i>	<i>199</i>
<i>Figura 98. Curva di capacità della struttura _ Classe d'uso III</i>	<i>200</i>
<i>Figura 99. Assi della struttura _ individuazione nodi vincolati</i>	<i>204</i>
<i>Figura 100. Curva di capacità della struttura _ Classe d'uso II</i>	<i>205</i>

Figura 101. Curva di capacità della struttura _ Classe d'uso III	205
Figura 102. Analisi pushover _ Modello globale.....	208
Figura 103. Analisi pushover _ Modello globale.....	208
Figura 104. Analisi pushover _ Parete 13.....	209
Figura 105. Assi della struttura	210
Figura 106. Curva di capacità della struttura _ Classe d'uso II.....	210
Figura 107. Curva di capacità della struttura _ Classe d'uso III.....	211
Figura 108. Analisi pushover _ Parete 10.....	214
Figura 109. Assi della struttura	215
Figura 110. Curva di capacità della struttura _ Classe d'uso II.....	215
Figura 111. Curva di capacità della struttura _ Classe d'uso III.....	216
Figura 112. Analisi pushover _ Parete 5.....	219
Figura 113. Rinforzo a flessione con compositi di una trave in c.a.	227
Figura 114. Rinforzo a flessione con compositi di una trave in c.a. con ancoraggi in estremità.....	227
Figura 115. Rinforzo a taglio continuo con compositi di una trave in c.a.	228
Figura 116. Rinforzo a taglio continuo con compositi di una trave in c.a. con fioccatore di ancoraggio	228
Figura 117. Disposizione del rinforzo a taglio attorno alla sezione	229

INDICE DELLE TABELLE

<i>Tabella 1. Caratteristiche meccaniche della muratura</i>	<i>77</i>
<i>Tabella 2. Caratteristiche meccaniche degli orizzontamenti _ Palazzo Capitano...</i>	<i>78</i>
<i>Tabella 3. Pesi dei materiali ed elementi costruttivi _ Torre dell'Orologio.....</i>	<i>79</i>
<i>Tabella 4. Caratteristiche meccaniche degli orizzontamenti _ Torre dell'Orologio.</i>	<i>79</i>
<i>Tabella 5. Valori dei carichi di esercizio e dei relativi coefficienti di combinazione</i>	<i>79</i>
<i>Tabella 6. Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza.....</i>	<i>80</i>
<i>Tabella 7. Vita nominale V_N per diversi tipi di opere</i>	<i>84</i>
<i>Tabella 8. Valori del coefficiente d'uso C_U.....</i>	<i>84</i>
<i>Tabella 9. Tabella parametri azioni.....</i>	<i>86</i>
<i>Tabella 10. Dati sismici di progetto ($C_U= II$)</i>	<i>88</i>
<i>Tabella 11. Dati sismici di progetto ($C_U= III$)</i>	<i>88</i>
<i>Tabella 12. Dimensioni macroelemento 1.....</i>	<i>106</i>
<i>Tabella 13. Peso proprio, carichi dovuti ai solai, bracci delle spinte del macroelemento 1.....</i>	<i>106</i>
<i>Tabella 14. Spostamenti virtuali orizzontali dei punti di applicazione degli i-esimi carichi.....</i>	<i>107</i>
<i>Tabella 15. Spostamenti virtuali orizzontali dei punti di applicazione degli i-esimi carichi.....</i>	<i>109</i>
<i>Tabella 16. R_i e β_i dei carichi i-esimi</i>	<i>110</i>
<i>Tabella 17. Spostamenti virtuali orizzontali dei punti di applicazione degli i-esimi carichi.....</i>	<i>112</i>
<i>Tabella 18. Dati significativi macroelemento 1.....</i>	<i>113</i>
<i>Tabella 19. Peso proprio, carichi dovuti ai solai, bracci delle spinte del macroelemento.....</i>	<i>113</i>
<i>Tabella 20. Spostamenti virtuali macroelemento 1.....</i>	<i>114</i>
<i>Tabella 21. Spostamenti rispetto al punto di riferimento C, macroelemento 1.....</i>	<i>114</i>
<i>Tabella 22. Verifica meccanismo macroelemento 2</i>	<i>116</i>
<i>Tabella 23. Verifica meccanismo macroelemento 2</i>	<i>117</i>
<i>Tabella 24. Verifica meccanismo macroelemento 2</i>	<i>118</i>
<i>Tabella 25. Verifica meccanismo macroelemento 2</i>	<i>119</i>
<i>Tabella 26. Verifica meccanismo macroelemento 3</i>	<i>121</i>
<i>Tabella 27. Verifica meccanismo macroelemento 3</i>	<i>122</i>
<i>Tabella 28. Verifica meccanismo macroelemento 3</i>	<i>123</i>
<i>Tabella 29. Verifica meccanismo macroelemento 3</i>	<i>124</i>
<i>Tabella 30. Verifica meccanismo macroelemento 4</i>	<i>125</i>

Tabella 31. Verifica meccanismo macroelemento 4	126
Tabella 32. Verifica meccanismo macroelemento 4	127
Tabella 33. Verifica meccanismo macroelemento 4	128
Tabella 34. Caratteristiche principali del meccanismo	129
Tabella 35. Spostamenti virtuali rispetto al punto di riferimento	130
Tabella 36. Verifica meccanismo 4 _ prospetto est.....	130
Tabella 37. Verifica meccanismo macroelemento 1	132
Tabella 38. Caratteristiche tiranti	134
Tabella 39. Verifica meccanismo macroelemento 1	135
Tabella 40. Verifica meccanismo macroelemento 1	136
Tabella 41. Verifica meccanismo macroelemento 1	137
Tabella 42. Verifica meccanismo macroelemento 2	138
Tabella 43. Caratteristiche tiranti	140
Tabella 44. Verifica meccanismo macroelemento 2	141
Tabella 45. Verifica meccanismo macroelemento 2	142
Tabella 46. Verifica meccanismo macroelemento 2	143
Tabella 47. Verifica meccanismo macroelemento 3	144
Tabella 48. Caratteristiche tiranti	146
Tabella 49. Verifica meccanismo macroelemento 3	147
Tabella 50. Verifica meccanismo macroelemento 3	148
Tabella 51. Verifica meccanismo macroelemento 3	149
Tabella 52. Verifica meccanismo macroelemento 4	150
Tabella 53. Caratteristiche tiranti	152
Tabella 54. Verifica meccanismo macroelemento 4	153
Tabella 55. Verifica meccanismo macroelemento 4	154
Tabella 56. Verifica meccanismo macroelemento 4	155
Tabella 57. Caratteristiche principali del meccanismo	156
Tabella 58. Spostamenti virtuali rispetto al punto di riferimento	157
Tabella 59. Verifica meccanismo 4 _ prospetto ovest.....	157
Tabella 60. Verifica meccanismo macroelemento 1	159
Tabella 61. Verifica meccanismo macroelemento 1	160
Tabella 62. Verifica meccanismo macroelemento 1	161
Tabella 63. Verifica meccanismo macroelemento 1	162
Tabella 64. Verifica meccanismo macroelemento 2	163
Tabella 65. Verifica meccanismo macroelemento 2	164
Tabella 66. Verifica meccanismo macroelemento 2	165
Tabella 67. Verifica meccanismo macroelemento 2	166
Tabella 68. Caratteristiche principali del meccanismo	167
Tabella 69. Spostamenti virtuali rispetto al punto di riferimento	168

<i>Tabella 70. Verifica meccanismo 4 _ prospetto sud</i>	<i>168</i>
<i>Tabella 71. Verifica meccanismo prospetto est _ Torre dell'Orologio.....</i>	<i>169</i>
<i>Tabella 72. Verifica meccanismo prospetto est _ Torre dell'Orologio.....</i>	<i>170</i>
<i>Tabella 73. Verifica meccanismo prospetto est _ Torre dell'Orologio.....</i>	<i>171</i>
<i>Tabella 74. Verifica meccanismo prospetto 3 _ Torre dell'Orologio</i>	<i>172</i>
<i>Tabella 75. Caratteristiche principali del meccanismo.....</i>	<i>173</i>
<i>Tabella 76. Spostamenti virtuali rispetto al punto di riferimento</i>	<i>173</i>
<i>Tabella 77. Verifica meccanismo 4 _ prospetto est</i>	<i>173</i>
<i>Tabella 78. Verifica meccanismo prospetto ovest _ Torre dell'Orologio.....</i>	<i>174</i>
<i>Tabella 79. Verifica meccanismo prospetto ovest _ Torre dell'Orologio.....</i>	<i>175</i>
<i>Tabella 80. Verifica meccanismo prospetto ovest _ Torre dell'Orologio.....</i>	<i>176</i>
<i>Tabella 81. Verifica meccanismo prospetto ovest _ Torre dell'Orologio.....</i>	<i>177</i>
<i>Tabella 82. Verifiche dei meccanismi di ribaltamento semplice degli ultimi tre livelli</i>	<i>178</i>
<i>Tabella 83. Verifiche dei meccanismi di ribaltamento semplice degli ultimi due livelli</i>	<i>178</i>
<i>Tabella 84. Verifiche dei meccanismi di ribaltamento semplice dell'ultimo livello</i>	<i>179</i>
<i>Tabella 85. Verifiche dei meccanismi di flessione verticale degli ultimi due livelli</i>	<i>179</i>
<i>Tabella 86. Verifiche dei meccanismi di ribaltamento nel piano dei maschi murari</i>	<i>180</i>
<i>Tabella 87. Verifiche dei meccanismi di ribaltamento semplice degli ultimi tre livelli</i>	<i>180</i>
<i>Tabella 88. Verifiche dei meccanismi di ribaltamento semplice degli ultimi due livelli</i>	<i>180</i>
<i>Tabella 89. Verifiche dei meccanismi di ribaltamento semplice dell'ultimo livello</i>	<i>181</i>
<i>Tabella 90. Verifiche analisi statiche non lineari _ Stato di fatto _ Classe d'uso II</i>	<i>202</i>
<i>Tabella 91. Verifiche analisi statiche non lineari _ Stato di fatto _ Classe d'uso III</i>	<i>203</i>
<i>Tabella 92. Verifiche analisi statiche non lineari _ Stato di fatto con vincoli _ Classe d'uso II.....</i>	<i>206</i>
<i>Tabella 93. Verifiche analisi statiche non lineari _ Stato di fatto con vincoli _ Classe d'uso III.....</i>	<i>207</i>
<i>Tabella 94. Verifiche analisi statiche non lineari _ Stato di fatto prima degli interventi degli anni Sessanta _ Classe d'uso II</i>	<i>212</i>
<i>Tabella 95. Verifiche analisi statiche non lineari _ Stato di fatto prima degli interventi degli anni Sessanta _ Classe d'uso III</i>	<i>213</i>
<i>Tabella 96. Verifiche analisi statiche non lineari _ Stato di fatto prima degli interventi degli anni Sessanta _ Classe d'uso II</i>	<i>217</i>
<i>Tabella 97. Verifiche analisi statiche non lineari _ Stato di fatto prima degli interventi degli anni Sessanta _ Classe d'uso III</i>	<i>218</i>

Tabella 98. Riassunto analisi globali _ Stato di fatto219
Tabella 99. Riassunto analisi globali _ Prima degli interventi degli anni Sessanta220

1 STATO DELL'ARTE

La normativa di riferimento per l'analisi del comportamento strutturale dei beni culturali è costituita da:

Eurocodice 8: Design of structures for earthquake resistance _ Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

La norma stabilisce i requisiti fondamentali di prestazione applicabili agli edifici e alle opere d'ingegneria civile in zona sismica e fornisce le regole per la rappresentazione delle azioni sismiche e per la loro combinazione con altre azioni, con l'obiettivo di assicurare che, in caso di terremoto, le vite umane siano protette, i danni siano limitati, e le principali strutture di protezione civile rimangano in esercizio.

La norma costituisce il recepimento, in lingua italiana, della norma europea EN 1998-1 e assume lo status di norma nazionale italiana; è stata ratificata dal Presidente dell'UNI ed è entrata a far parte del corpo normativo nazionale l'1 marzo 2005.

D.M Infrastrutture 14 Gennaio 2008. Nuove Norme Tecniche Per Le Costruzioni

Le Norme Tecniche per le Costruzioni sono definite nel Decreto ministeriale 14 gennaio 2008 e sono diventate cogenti il 30 giugno 2009. Il Decreto è stato emanato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti di concerto con il ministro dell'Interno e il capo del Dipartimento della Protezione Civile. Il testo normativo raccoglie in forma unitaria le norme che disciplinano la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni, al fine di garantirne, per stabiliti livelli di sicurezza, la pubblica incolumità. Tali norme rappresentano la più avanzata espressione normativa a tutela della pubblica incolumità nel settore delle costruzioni, secondo un'impostazione coerente con gli eurocodici e con contenuti all'avanguardia, riguardo alla puntuale valutazione della pericolosità sismica del territorio nazionale e quindi alle esigenze di una moderna progettazione sismo resistente delle opere d'ingegneria da realizzare o ristrutturare in Italia.

CIRCOLARE 2 Febbraio 2009, N. 617 - Istruzioni Per L'applicazione Delle 'Nuove Norme Tecniche Per Le Costruzioni' Di Cui Al Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008. (GU N. 47 Del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario N.27)

La Circolare esplicativa vuole fornire una trattazione maggiormente diffusa rispetto agli argomenti più innovativi e più complessi, trattati dalle Norme Tecniche per le Costruzioni. Il testo non modifica, né aggiunge nuovi argomenti, se non per informazioni, chiarimenti ed istruzioni applicative. Le istruzioni contenute nella circolare vogliono fornire indicazioni e integrazioni che non hanno carattere cogente, per una più agevole ed univoca applicazione delle NTC.

Le Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, allineate alle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

Le Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico dei beni culturali nascono dalla constatazione che l'evento sismico rappresenta la principale causa di danno al patrimonio culturale e che gli interventi di consolidamento realizzati, a partire dal secolo scorso, sono risultati inefficaci e dannosi per il bene stesso; questi interventi non hanno considerato in maniera adeguata il comportamento originale della struttura in muratura e si sono basati principalmente nell'utilizzo del calcestruzzo armato con un aumento sostanziale della rigidità e la resistenza della struttura originaria.

Nel 2003, a seguito del terremoto in Molise, venne emanata l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM 3274 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica") che allineava la normativa sismica italiana all'Eurocodice 8 e alle normative mondiali. Per quanto riguarda i beni culturali, l'ordinanza sosteneva che era possibile limitarsi ad effettuare interventi di miglioramento sismico e che occorreva valutare la sicurezza sismica degli edifici strategici e rilevanti.

La Direttiva del 2007 istituì una Cabina di regia, incaricata di monitorare l'applicazione delle Linee Guida e che in seguito si allineò alle NTC 2008.

Il testo è stato definitivamente approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, nella seduta del 23 luglio 2010.

Le NTC 2008 introducono **la riparazione o intervento locale**, oltre agli interventi di adeguamento e miglioramento sismico, già presi in considerazione nelle Linee Guida, che distinguono LV2 e LV3 nell'ambito dei livelli di valutazione del progetto sul manufatto. Esiste una perfetta corrispondenza tra LV2 e la riparazione o intervento locale e tra LV3 e miglioramento sismico. Gli interventi locali o di riparazione sono interventi di miglioramento che interessano una porzione limitata della costruzione; ciò non obbliga ad

una valutazione accurata della sicurezza sismica dell'intero manufatto, che resta auspicabile solo in forma approssimata (LV1).

- **LV1 (analisi qualitativa e valutazione con modelli meccanici semplificati)** – il livello LV1 consente la valutazione dell'azione sismica allo SLV attraverso metodi semplificati, basati su un numero limitato di parametri geometrici e meccanici o che utilizzano dati qualitativi (interrogazione visiva, lettura dei caratteri costruttivi, rilievo critico e stratigrafico);
- **LV2 (riparazione o intervento locale)** – valutazioni da adottare in presenza di interventi locali su zone limitate del manufatto, che non alterano in modo significativo il comportamento strutturale accertato, per le quali sono suggeriti metodi di analisi locale; in questo caso la valutazione dell'azione sismica allo SLV per l'intero manufatto, comunque richiesta, viene effettuata con gli strumenti del livello LV1;
- **LV3 (intervento di miglioramento)** – progetto di interventi diffusi nella costruzione, che per quanto possibile non dovrebbero modificare il funzionamento strutturale accertato attraverso il percorso della conoscenza; le valutazioni devono riguardare l'intero manufatto e possono utilizzare un modello strutturale globale, nei casi in cui questo possa essere ritenuto attendibile, o i metodi di analisi locale previsti per il livello LV2, purché applicati in modo generalizzato su tutti gli elementi della costruzione. Il livello di valutazione LV3 può essere utilizzato anche quando, in assenza di un progetto di intervento, venga comunque richiesta un'accurata valutazione della sicurezza sismica del manufatto.

La valutazione della sicurezza sismica si basa sulla definizione di opportuni stati limite e delle corrispondenti azioni di riferimento da assumere per la verifica.

Gli stati limite introdotti dalla normativa sono quattro: due stati limite di esercizio SLE (stato limite di operatività SLO, stato limite di danno SLD) e due stati limite ultimi SLU (stato limite di salvaguardia della vita SLV, stato limite di prevenzione dal collasso SLC).

Per un edificio tutelato, le verifiche che si svolgono sono quelle allo SLV e allo SLD; la principale verifica è quella allo SLV, mentre la verifica allo SLD è richiesta solo nel caso in cui sia particolarmente importante garantire l'agibilità del manufatto, a seguito di un terremoto di minore intensità.

Nelle Linee Guida viene introdotto lo **stato limite di danno ai beni artistici (SLA)**: a seguito di un terremoto di intensità opportuna, i beni artistici presenti nel manufatto (apparati decorativi, elementi architettonici di pregio, ecc.) subiscono danni di modesta entità, tali da poter essere restaurati senza una significativa perdita del valore culturale.

Le norme tecniche stabiliscono l'azione sismica di riferimento attraverso due parametri: la vita nominale V_N e la classe d'uso C_U ; il prodotto di questi due parametri porta a valutare il periodo di riferimento V_R , che è il periodo per il quale vengono assunte le probabilità di occorrenza del terremoto per le verifiche ai diversi stati limite. Per i beni tutelati i livelli di protezione sismica vengono valutati in relazione anche alla categoria d'uso e di rilevanza.

Il livello di protezione sismica richiesto riguarda la vita nominale della struttura, che è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata.

Ogni costruzione deve essere monitorata durante la sua vita nominale e, al termine di questa, la verifica di sicurezza deve essere reiterata, tanto più per un bene culturale per il quale si voglia garantirne la durata nel corso degli anni.

2 INTRODUZIONE

Il rischio sismico, determinato dalla combinazione della pericolosità, della vulnerabilità e dell'esposizione, è la misura dei danni attesi in un dato intervallo di tempo, in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione (natura, qualità e quantità dei beni esposti).

La **pericolosità sismica** di un territorio è rappresentata dalla frequenza e dalla forza dei terremoti che lo interessano, ovvero dalla sua sismicità e viene definita come la probabilità che in una data area ed in un certo intervallo di tempo si verifichi un terremoto che superi una soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco (Pga) di nostro interesse; la **vulnerabilità sismica** è la propensione di una struttura a subire un danno di un determinato livello, a fronte di un evento sismico di una data intensità e l'**esposizione** è definita come la maggiore o minore presenza di beni esposti al rischio, la possibilità cioè di subire un danno economico, ai beni culturali e la perdita di vite umane.

L'Italia ha una pericolosità sismica medio-alta (per frequenza e intensità dei fenomeni), una vulnerabilità molto elevata (per fragilità del patrimonio edilizio, infrastrutturale, industriale, produttivo e dei servizi) e un'esposizione altissima (per densità abitativa e presenza di un patrimonio storico, artistico e monumentale unico al mondo). **La nostra Penisola è dunque ad elevato rischio sismico**, in termini di vittime, danni alle costruzioni e costi diretti e indiretti attesi a seguito di un terremoto.

Le recenti normative per le costruzioni in zona sismica introducono nuovi impegni per i proprietari, pubblici o privati, di edifici esistenti la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di Protezione Civile (es. ospedali, municipi, caserme, ecc.) e/o di edifici che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (es. scuole, teatri, musei, biblioteche, chiese, ecc.). **Per tali edifici è fatto obbligo di procedere alla valutazione di sicurezza sismica** ai sensi dell'art. 3 dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.3.2003. "L'ordinanza è nata dalla necessità di dare una risposta rapida e integrata alle esigenze poste dal rischio sismico, una risposta che non poteva ulteriormente essere ritardata, visto il ripetersi di eventi sismici calamitosi che hanno interessato anche zone non classificate sismiche" (Dipartimento della Protezione Civile – Ufficio Servizio Sismico Nazionale, Nota del 4 giugno 2003).

L'obiettivo della tesi è quello di valutare la vulnerabilità sismica del Palazzo del Capitano e della Torre dell'Orologio di Padova, edifici di proprietà del Comune di Padova.

La valutazione della sicurezza sismica è stata condotta con riferimento ai metodi proposti e alle schede allegate alle *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*, armonizzate con il D.M. 14 gennaio 2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni.

In particolare per il Palazzo del Capitano vengono proposte le verifiche relative ai singoli cinematismi di collasso come da livello di valutazione LV2 e viene adottato l'approccio dell'analisi statica non lineare, in accordo a quanto previsto al punto 7.3.4.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008) e al punto C8.7.1.4 della Circolare 2 febbraio 2009, n° 6173, come disposto dal livello di valutazione LV3, analizzando in maniera adeguata il peso dei vincoli per le parti poste in adiacenza fra i due edifici.

Per la verifica è stato utilizzato il codice di calcolo Tremuri®, che opera nell'ambito dell'approccio di modellazione tridimensionale a telaio equivalente. Non sono state considerate le analisi semplificate previste dalle Istruzioni della Circolare data la presenza di solai rigidi e flessibili.

La Torre dell'Orologio è stata analizzata tenendo in considerazione il livello di valutazione LV3, utilizzando i metodi di analisi locale previsti per il livello LV2 applicati in modo generalizzato su tutti gli elementi della costruzione.

3 CONOSCENZA DEL MANUFATTO

La conoscenza di una costruzione storica costituisce un presupposto fondamentale, al fine di ottenere un'attendibile valutazione della sicurezza sismica (Linee Guida – §4.1). Il percorso di conoscenza del manufatto si è sviluppato con l'obiettivo di approfondire differenti aspetti (identificazione della costruzione – §4.1.2; rilievo geometrico – §4.1.4; analisi storica degli eventi e degli interventi subiti – §4.1.5; rilievo materico costruttivo e lo stato di conservazione §4.1.6; caratterizzazione meccanica dei materiali – §4.1.7), con lo scopo di ottenere un livello d'informazione adeguato per l'applicazione dei modelli di vulnerabilità proposti dalle Linee Guida.

Per individuare correttamente il sistema resistente del bene culturale tutelato, è importante ricostruire l'intera storia costruttiva, ossia il processo di costruzione e le successive modifiche nel tempo del manufatto.

3.1 Identificazione della costruzione

Il contesto ambientale ed urbano del sito analizzato è quello caratteristico degli spazi cittadini: il Palazzo del Capitanio e la Torre dell'Orologio sono situati all'interno del perimetro (definito dai piani urbanistici vigenti) del centro storico del Comune di Padova. La tavola grafica 1.01 allegata alla presente tesi riporta un estratto dell'ortofoto dove sono evidenziati alcuni tra gli edifici più significativi per l'ambito urbano della città di Padova. Gli elementi caratteristici dell'area sono: la presenza di una maglia non ortogonale di strade che delimitano aggregati edilizi piuttosto articolati e complessi e la notevole densità dei fabbricati, tipica dei centri storici, puntualmente interrotta da numerosi allargamenti viari, piazzette e piazze maggiori, tutti connotati da forme e dimensioni proprie. L'identificazione della costruzione si basa sulla compilazione delle schede allegata alle Linee Guida.

MODULO A – Anagrafico identificativo

A1. QUALIFICA GIURIDICA DEL SOGGETTO PROPRIETARIO

- ❖ STATO: Italia
- ❖ REGIONE: Veneto
- ❖ PROVINCIA: Padova
- ❖ COMUNE: Padova
- ❖ SOGGETTO PROPRIETARIO: COMUNE DI PADOVA
- ❖ PATRIMONIO COMUNALE: Proprietà in parte

A2. RIFERIMENTI DEL SOGGETTO PROPRIETARIO

- ❖ codice fiscale e P.I: 00644060287
- ❖ indirizzo: via del Municipio, 1 - 35122 Padova
- ❖ nominativo del legale rappresentante: Sindaco pro tempore

A3. DENOMINAZIONE DEL BENE

- ❖ PALAZZO DEL CAPITANIO (ala nord) – PALAZZO DEI CAMERLENGHI
- ❖ TORRE DELL'OROLOGIO

A4. TOPONOMASTICA

- ❖ REGIONE: Veneto
- ❖ PROVINCIA: Padova
- ❖ COMUNE: Padova
- ❖ INDIRIZZO: Piazza Capitaniato, n. 19

A5. COORDINATE GEOGRAFICHE

- ❖ Latitudine (45.407785)
- ❖ Longitudine (11.872892)

A6. DATI CATASTALI

ESTRATTO DI MAPPA CATASTALE: Catasto Fabbricati

- ❖ Comune catastale: Padova
- ❖ Foglio: 89
- ❖ Particella: 476
- ❖ Subalterno: 16
- ❖ Zona Censuaria: 1
- ❖ Categoria: B/4
- ❖ Classe: 6



Figura 1. Estratto di mappa _ Scala 1:1000

A7. CONFINANTI

Particelle: 474 – 475 - 797

A8. PERIODO DI REALIZZAZIONE

PALAZZO DEL CAPITANIO: fine del 1500

TORRE DELL'OROLOGIO: prima metà del 1400

A9. DESTINAZIONE D'USO ATTUALE

PALAZZO DEL CAPITANIO:

Categoria d'uso: servizi pubblici

Uso specifico: uffici comunali

Per ogni livello del palazzo è stata individuata la destinazione d'uso degli ambienti ed è stata riportata nelle tavole allegate in scala 1:200 (vedi tav. 3.13).

TORRE DELL'OROLOGIO: prima metà del 1400

Categoria d'uso: culturale

Uso specifico: orologio astronomico

A10. DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

Il rilievo fotografico della parte interna del Palazzo del Capitano è stato il più possibile esaustivo per fornire una visione completa degli ambienti, facendo particolare attenzione ad eventuali lesioni o degradi e al quadro fessurativo.

Nelle tavole grafiche allegate al §4 sono stati riportati i con i visuali delle fotografie più esplicative scattate all'interno dell'edificio.

A11. STRALCIO PLANIMETRICO

La tavola 1.02 riassume l'inquadramento della zona evidenziando in sequenza:

- ESTRATTO ORTOFOTO
- ESTRATTO DI MAPPA CATASTALE: Fabbricato NCTR 476;
- ESTRATTO CARTA TECNICA REGIONALE (Scala 1:2000);
- ESTRATTO P.R.G. ZONA CENTRO STORICO (TAV B1): MODALITA' DI ATTUAZIONE DEGLI INTERVENTI NELLE UNITA' DI PIANO, NEL SISTEMA PRATO DELLA VALLE E NEL SISTEMA BASTIONATO → Unità di piano della classe C: modalità di tipo C – Restauro;
- ESTRATTO P.R.G. ZONA CENTRO STORICO (TAV B2): DESTINAZIONI D'USO: Servizi di interesse generale - Attrezzature di interesse comune;
- PATRIMONIO COMUNALE: Proprietà in parte

I due edifici ricadono nelle "Unità di piano della classe C - tipo C Restauro" definita come classe costituita da edifici anteriori al 1811 con:

- a) carattere di permanenza storica limitato alla facciata e di particolare valore architettonico e urbanistico;
- b) carattere di permanenza storica limitato alle sagome planimetriche e di valore documentale.

Gli interventi ammessi dal PRG devono essere attuati con la tecnica del restauro ed esclusivamente mediante una o più delle seguenti modalità di intervento:

- a) restauro o ripristino delle parti esterne: sono consentiti interventi di ricomposizione dei prospetti anche mediante limitate modifiche alla dimensione delle aperture esistenti con possibilità per i prospetti interni di realizzare nuove aperture nel rispetto dei caratteri architettonici dell'edificio;
- b) restauro o ripristino degli ambienti interni qualora vi siano elementi di documentata importanza;
- c) adeguamento delle altezze minime dei locali a quelle stabilite dai regolamenti vigenti senza modifica della quota delle finestre, della linea di gronda e di colmo;
- d) sopraelevazione del piano di calpestio al piano terreno degli edifici secondo quanto stabilito dai regolamenti vigenti;

- e) inserimento d'impianti tecnologici ed igienico-sanitari essenziali alla funzionalità dell'edificio nel rispetto dei caratteri architettonici, decorativi e costruttivi dell'immobile;
- f) consolidamento e rinnovo delle strutture esteso a larghe parti dell'edificio;
- g) restauro o ripristino degli spazi scoperti;
- h) ripristino tipologico mediante:
 - ripristino dei collegamenti verticali e orizzontali di uso collettivo (androni, blocchi scale, portici ecc.);
 - ripristino della forma, delle dimensioni e dei rapporti fra le unità edilizie preesistenti e le aree scoperte (corti, chiostri ecc.);
 - ripristino di tutti gli elementi costitutivi del tipo edilizio partitura delle finestre, ubicazione di elementi principali ed elementi particolari.

A12. DESCRIZIONE MORFOLOGICA

Il Palazzo del Capitano è un edificio, in muratura, di pianta pressoché rettangolare che si sviluppa su tre livelli principali ed è caratterizzato da prospetti regolari in elevazione.

La struttura muraria della Torre dell'Orologio presenta una pianta pressoché quadrangolare; la torre è caratterizzata al piano terreno dal famoso arco del Falconetto su cui poggiano quattro impalcati lignei; la copertura è costituita da una cupola in legno.

A13. PRESENZA DI ELEMENTI DI PREGIO

Al pianterreno della Torre dell'Orologio si apre l'arco di trionfo a tutto sesto di collegamento tra Piazza dei Signori e Piazza Capitaniato, realizzato dall'architetto veronese Giovanni Maria Falconetto nel 1532 (il cui nome è riportato nell'epigrafe sullo stipite sinistro dell'arco). Il suo stile preannuncia il diffondersi del classicismo; vi è, infatti, un chiaro riferimento agli antichi archi di trionfo romani che si può riscontrare nell'impiego dello stile dorico, di un imponente basamento e di una trabeazione con un'iscrizione latina ("SENATUS VENETUS ANDREA GRITI PRINCIPE", a memoria del Senato Veneto e del Doge Andrea Gritti).

Due Vittorie Alate plasticamente scolpite incorniciano l'arco, mentre sul concio di chiave è raffigurato un mascherone. La volta dell'arco è decorata a chiaroscuro dal pittore friulano Sebastiano Florigerio, ma oggi ne rimane soltanto una minima traccia.



Figura 2. Dettaglio arco trionfale

Sulla trabeazione poggiano, sia la cornice lapidea del quadrante dell'orologio che il Leone marciano, ai cui lati sono scolpite le armi del doge Michele Steno (1400-13) e del Comune di Padova, stemmi che risalgono alla prima sistemazione della torre e che furono mantenuti durante il rifacimento cinquecentesco.

Nelle nicchie ai lati dell'orologio vi sono due statue di figure virili che reggono le insegne del Podestà Giovanni Badoer e del Capitano Giovanni Moro, sotto il cui mandato (1531-1532) si svolsero i lavori dell'architetto Falconetto.

L'orologio astronomico si suppone sia una ricostruzione dell'originale progettato da Jacopo Dondi nel 1344 e distrutto da un incendio. L'orologio è costituito principalmente con decorazioni a rilievo in metallo a sbalzo dorato su un piano di fondo a formelle metalliche; il quadrante è anch'esso costituito da decorazioni a metallo lavorato a sbalzo dorato; le finiture pittoriche delle superfici, come disposto dal Consiglio ed eseguite dal pittore Giorgio da Treviso, dovevano essere solo in oro fino e blu ultramarino.

I segni dello zodiaco furono in seguito riutilizzati per la costruzione dell'attuale orologio, effettuata da Matteo Novello e Giovanni e Gian Pietro delle Cladiere.

In facciata l'orologio è incorniciato da paraste ioniche, mentre all'interno presenta un complesso meccanismo d'ingranaggi, pulegge, pesi, contrappesi e pendoli.



Figura 3. Dettaglio prospetto torre

Al centro del cornicione che incorona l'orologio, poggia una statua in pietra raffigurante il Cristo Redentore, una copia realizzata da Luigi Strazzabosco nel 1966 per sostituire l'originale, ormai in uno stato precario di conservazione.

La parte sommitale è costituita da un attico balaustrato con al centro una cella campanaria a pianta ottagonale, sormontata da una cupola di legno rivestita in lastre di piombo; la soprastante banderuola metallica riporta lo stemma del comune padovano.

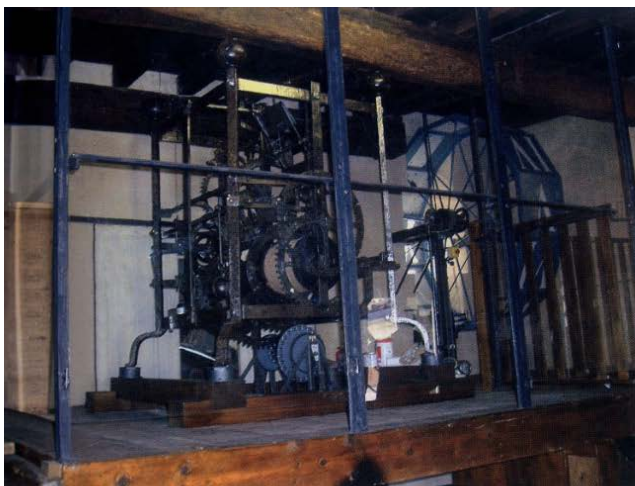


Figura 4. Meccanismo centrale dell'orologio



Figura 5. Pulegge e pesi dell'orologio



Figura 6. Particolare della decorazione al primo piano della torre



Figura 7. La ruota dello stemma dei Da Carrara all'interno della torre

All'interno e sul prospetto dell'ala nord, a destra della torre, non sono presenti particolari elementi d'interesse artistico, se non un busto di Sant'Antonio, risalente al XV secolo, in una nicchia e degli stemmi scolpiti, in corrispondenza dei conci di chiave delle aperture al piano terreno.



Figura 8. Busto di Sant'Antonio

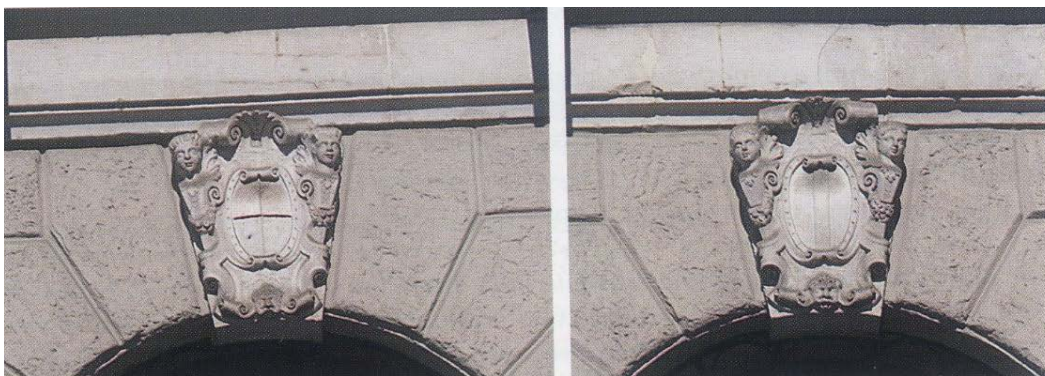


Figura 9. Stemmi del Podestà Antonio Lando e del Capitano Stefano Viario

A.14 ALTRA DOCUMENTAZIONE

Non presente

A.15 VALUTAZIONE D'INTERESSE CULTURALE

Palazzo del Capitano _ rilevanza del bene: elevata

Torre dell'Orologio _ rilevanza del bene: elevata

MODULO B – Fattori di sensibilità

B1. CARATTERISTICHE DIMENSIONALI

PALAZZO DEL CAPITANIO

B1a - SUPERFICIE COPERTA: 508,50 mq

B1b - ALTEZZA GRONDA: 17,64 m

B1c - NUMERO DI PIANI ENTROTERRA: non presenti

B1d - NUMERO DI PIANI FUORI TERRA: tre

B1e – EIDOTIPO: vedi tavole grafiche allegate §3

TORRE DELL'OROLOGIO

B1a - SUPERFICIE COPERTA: 63,40 mq

B1b - ALTEZZA GRONDA: 30,90 m

B1c - NUMERO DI PIANI ENTROTERRA: non presenti

B1d - NUMERO DI PIANI FUORI TERRA: cinque

B1e – EIDOTIPO: vedi tavole grafiche allegate §3

B2. LOCALIZZAZIONE

B2a – AMBITO TERRITORIALE: centro urbano

Le tavole grafiche 1.03 e 1.04 riportano l'estratto del Piano di Assetto del Territorio Intercomunale (P.A.T.I.) della Città di Padova, ratificato dalla Giunta Provinciale con deliberazione n. 50 del 22 febbraio 2012 e pubblicato sul Bollettino Ufficiale della Regione Veneto (Burv) n. 21 in data 16 marzo 2012.

In particolare:

Tav. A.1 “Carta dei vincoli e pianificazione territoriale”: sono evidenziati vincoli e fasce di rispetto:

VINCOLI SU AREE E FABBRICATI: elementi ed aree di notevole interesse pubblico, zone di interesse archeologico;

VINCOLI DERIVANTI DA PIANIFICAZIONE DI LIVELLO SUPERIORE: impianti di telecomunicazione, linea S.I.R. esistente;

Tav. A.2 “Carta delle invarianti”: raggruppa le risorse territoriali ed ambientali che costituiscono i cardini della pianificazione territoriale, per le quali non opera il principio della temporaneità e della indennizzabilità:

INVARIANTI DI NATURA PAESAGGISTICO-AMBIENTALE: corsi d'acqua tutelati;

Tav. A.3a “Carta delle fragilità”: costituisce la sintesi di tutti gli elementi che pongono dei limiti all'uso del territorio relativamente alla qualità dei terreni, alla vulnerabilità intrinseca degli acquiferi, al rischio di dissesti idrogeologici, ovvero tutti quei componenti che rendono bassa o improbabile la trasformabilità del territorio:

COMPATIBILITA' GEOLOGICA: aree idonee a condizione;

ZONE DI TUTELA: aree di interesse storico, ambientale e artistico;

Tav. A.3b “Carta del rischio ambientale”: permeabilità media;

Tav. A.4 “Carta delle trasformabilità”: contiene le strategie e le azioni specifiche previste dal P.A.T.I. attraverso le quali orientare le principali trasformazioni, stabilire i livelli di tutela e le modalità di valorizzazione:

SISTEMA PRODUTTIVO - COMMERCIALE – DIREZIONALE: grandi strutture di vendita esistenti;

SERVIZI ED ATTREZZATURE DI INTERESSE SOVRACOMUNALE ESISTENTI: università;

INFRASTRUTTURE DEL SISTEMA DELLA VIABILITA' DI INTERESSE SOVRACOMUNALE: linee S.I.R esistenti, parcheggio di interesse metropolitano esistente;

VALORI E TUTELE: centri storici;

VALORI E TUTELE NATURALI: corridoi ecologici secondari.

B2b – CARATTERISTICHE AMBIENTALI GEOGRAFICHE: vicinanza al fiume Bacchiglione

B2c - CARATTERISTICHE AMBIENTALI ANTROPICHE: il prospetto est degli edifici si affaccia su Piazza dei Signori che è caratterizzata da una viabilità secondaria

B3. TERRENO E FONDAZIONI

B3a – CARATTERISTICHE OROGRAFICHE: il manufatto è localizzato in piano

B3b – CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE:

Le caratteristiche del terreno sono state analizzate a partire dallo studio delle tavole geologiche del Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (P.T.C.P.) di Padova, redatto nel giugno 2011 (vedi tav. 1.04).

Dalla tavola “PTCP_1_a_Geolitologica”, l’area viene definita come una pianura con terreno di fondazione consistente in materiali alluvionali, fluvioglaciali, morenici o lacustri a tessitura prevalentemente limo-argillosa.

La tavola “PTCP_3_b_Geomorfologica” individua gli argini principali, il rilevato stradale o ferroviario, le tracce dei corsi fluviali estinti e orlo di scarpata di erosione o di terrazzo fluviale, in prossimità dell’area oggetto di studio.

La tavola “PTCP_2_a_Idrogeologica” evidenzia, invece, la presenza di falda freatica posta a profondità compresa tra 2 e 5 m dal piano campagna; in base alla combinazione dei punteggi dei parametri di litologia, soggiacenza della falda, uso acquedottistico, centri di pericolo, rischio sismico, uso del suolo e rischio idraulico, la tavola “PTCP_P_2bis_a_SintesiSensibilitàSuolo” sintetizza la sensibilità del suolo tramite il giudizio qualitativo complessivo “poco sensibile”.

B3c – MODIFICA DEI SUOLI: non presenti

B4. ANALISI DELL'AGGREGATO EDILIZIO

B4a – COMPLESSO ARCHITETTONICO

Il Palazzo del Capitano e la Torre dell'Orologio costituiscono un complesso architettonico aggregato.

B4b – PARTE DI UN COMPLESSO ARCHITETTONICO

A partire dallo studio delle mappe catastali (vedi tav. 2.03) si sono individuate tre unità strutturali omogenee: la prima è costituita dalla Torre dell'Orologio, mentre le altre due si collocano all'interno del Palazzo dei Camerlenghi (vedi tav. 3.14 e tav. 3.15).

B5. ACCESSIBILITA': i due edifici sono accessibili, eccezion fatta per alcune parti del sottotetto del Palazzo dei Camerlenghi

B6. STATO DI UTILIZZO

PALAZZO DEL CAPITANIO: il manufatto è utilizzato completamente con una frequenza d'uso giornaliera

TORRE DELL'OROLOGIO: il manufatto è utilizzato solo parzialmente e in maniera saltuaria

3.2 Rilievo geometrico

C8A.1.A.1 COSTRUZIONI IN MURATURA: GEOMETRIA

La conoscenza della costruzione in muratura oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini di un'adeguata analisi, e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali.

La conoscenza della geometria strutturale di edifici esistenti in muratura deriva di regola dalle operazioni di rilievo. Tali operazioni comprendono il rilievo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura, incluse eventuali nicchie, cavità, canne fumarie, il rilievo delle volte (spessore e profilo), dei solai e della copertura (tipologia e orditura), delle scale (tipologia strutturale), l'individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete e la tipologia delle fondazioni. La rappresentazione dei risultati del rilievo viene effettuata attraverso piante, alzati e sezioni.

La rappresentazione geometrica del manufatto è stata realizzata a partire da un primo rilievo degli edifici, fornito dall'Ufficio Tecnico del Comune di Padova, di cui sono state controllate alcune misure a campione.

Per ogni ambiente sono state verificate le misure delle aperture e delle due direzioni principali del vano.

Non si è potuto procedere ad un rilievo diretto completo per entrambi gli edifici a causa dell'inaccessibilità di alcune zone del sottotetto; si è notato che in alcuni punti il rilievo dello stato di fatto non corrispondeva con quello esistente e si è reso necessario l'aggiornamento dello stesso.

Gli strumenti utilizzati per il rilievo geometrico degli edifici sono stati: documentazione di base, macchina fotografica, nastro metrico e disto-laser.

Il rilievo geometrico è stato restituito in scala 1:100 ed è riportato nelle tavole grafiche allegate al §3.

PIANTA

Il Palazzo del Capitano presenta una pianta di forma pressoché rettangolare, con l'ingresso principale situato nella facciata ovest.

Dall'ingresso si accede all'atrio centrale del piano terra, da cui si raggiungono i principali locali del piano, mentre il vano scale è posto nell'angolo nord-ovest e collega i vari piani adibiti ad uffici comunali.

SEZIONE

La sezione C-C (vedi tav. 3.09) evidenzia la presenza di due cavedi centrali all'edificio; la parte sud è costituita da tre livelli principali, mentre la parte nord si sviluppa su quattro livelli, considerata la presenza del piano ammezzato.

PROSPETTI

Il prospetto est si affaccia su Piazza dei Signori ed è il prospetto principale dell'edificio; su un pianterreno bugnato e forato da fornici si erge il piano nobile, sottolineato da un lungo balcone balaustrato, le aperture rettangolari sono sovrastate da un'apertura ad arco.

I prospetti sud e ovest sono solamente intonacati e presentano delle aperture più semplici, mentre il prospetto nord è inaccessibile ma risulta privo di pertugi.

3.3 Analisi storica degli eventi e degli interventi subiti

3.3.1 Analisi storica

IL PALAZZO DEL CAPITANIO

Il Palazzo del Capitano sorge nel lato occidentale di Piazza dei Signori, di fronte alla Chiesa di San Clemente, sede del Capitano, uno dei due Rettori della città durante il governo della Serenissima. Piazza dei Signori, in origine detta anche della Signoria, ha costituito un fulcro per il sistema urbano della città di Padova a partire dal Trecento, qualificata dall'affaccio della reggia carrarese e dalla vicinanza alle aree di pertinenza episcopale¹.

La Reggia dei Carraresi fu voluta da Ubertino I di Carrara, signore di Padova, terzo degli otto Carraresi che tennero la Signoria ed edificata, a partire dal 1305, nella zona aristocratica, per simboleggiare l'autorevolezza del casato, in quanto all'epoca non vi erano ivi presenti insediamenti della società comunale borghese e orientata alla creazione di luoghi rappresentativi nel nuovo assetto istituzionale. La Reggia veniva eretta tra Piazza del Duomo, via Monte di Pietà, Piazza dei Signori, la Strada Maggiore ora "via Dante" fino all'altezza del selciato S. Nicolò, via Dondi dell'Orologio e via Accademia².

La costruzione di Palazzo Vecchio o di ponente terminò nel 1343, mentre quella del Palazzo di levante, prospiciente la Strada Maggiore, iniziò prima della morte di Ubertino; tra i due palazzi si ergeva, monumentale, la torre d'ingresso della Reggia, ove si ipotizza, fosse collocato l'orologio di Jacopo Dondi. La torre fortificata fu demolita nel 1390, in seguito ad episodi bellici.

Il cortile centrale era delimitato nella parte meridionale da una fabbrica riservata al principe, alla sua famiglia ed agli uffici e nella parte settentrionale dai servizi, compresi quelli militari.

La pianta dettagliata più antica della Reggia Carrarese è la Pianta del Palazzo e corte prefettizia di G. B. Savio, rilevata nel 1729 e riprodotta nel 1936 su interesse del Rettore dell'Università di Padova Carlo Anti (vedi Figura 10). La Reggia era circondata da alte mura merlate, in conci di trachite e corsi di mattoni, spesse circa 77 cm, che avevano funzione di difesa: ne risultava una fortezza all'interno di una città murata, collegata al castello fortificato tramite un ponte chiamato traghetto.

Alla caduta dei Carraresi (21 novembre 1405) soltanto la parte nord-orientale divenne la residenza del Capitano veneziano di Padova e fu radicalmente restaurata e risistemata nel corso del Cinquecento; le altre parti della residenza conservate fino ad oggi sono nella zona sud-ovest, il loggiato e nella zona centrale la sala dei Giganti, ora conglobata nell'edificio del Liviano.

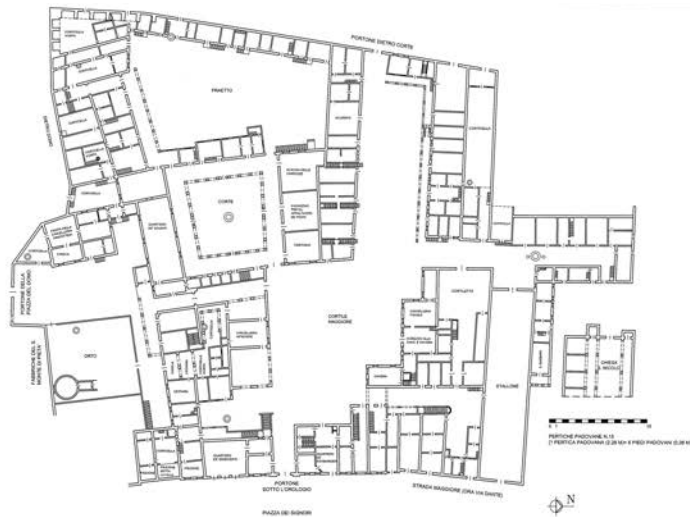


Figura 10. Ridisegno della Pianta del Palazzo e Corte Prefettizia di G. B. Savio (1729)

L'edificio fu sistemato a partire dal 1598 per volere della Repubblica di Venezia sull'area occupata in precedenza dall'antica muraglia della Corte de' Carraresi e deriva dal recupero degli edifici preesistenti che costituivano la vecchia Reggia Carrarese.

Il palazzo è composto da due parti simmetriche, rispetto alla centrale Torre dell'Orologio; il vero e proprio Palazzo del Capitano si trova nell'ala sud ed era la sede della magistratura in primo luogo militare, mentre l'ala nord costituisce il Palazzo dei Camerlenghi.

Gli edifici si sviluppano su tre livelli d'altezza e sono scanditi regolarmente, per tutta l'estensione del prospetto, da lesene intervallate da finestre e da una balaustra e marcapiani in materiale lapideo.

Il progetto definitivo derivò da una serie di elaborati sviluppati da architetti al servizio della Serenissima, in particolare da quello realizzato dal Proto di S. Marco, Giulio Viola Zanini assieme al capomastro Marcantonio Cavazza.

I lavori di costruzione iniziarono con il Capitano Antonio Priuli (5 ottobre 1598 – 9 aprile 1600) sotto la direzione del proto Lorenzo Giavanina e riguardarono la realizzazione dell'ala sud; nel 1605 con il Capitano Stefano Viario si ebbe l'ultimazione dell'ala nord, sotto la direzione del proto Pompilio Scotto³.

Alla fine del Cinquecento si mise mano anche alla facciata che si presentava ancora come una fortezza in stile gotico, per realizzare un edificio in armonia con l'intervento del Falconetto e quindi con i nuovi canoni stilistici e architettonici, collegati alla carica del reggente *pro tempore*. La facciata dell'ala sud venne realizzata fra il 1593 e il 1599, mentre l'ala nord a seguito della concomitante vendita dell'abitazione del camerlengo al Monte di Pietà nei primi anni del Seicento.

In origine, tra le campiture cieche delimitate dalle paraste, si trovavano insegne in pietra dei rettori succedutisi nel governo di Padova.

Con la fine della dominazione veneziana (1797) l'edificio fu destinato a magazzini e a caserma ad uso delle truppe che attraversavano di continuo il territorio padovano, con grave danno, sia per le strutture interne, sia per l'esterno.

Agli inizi dell'Ottocento il palazzo passò in proprietà al Demanio per diventar sede dell'I.R. Comando di Piazza e dell'I.R. Commissariato di Guerra e alcuni locali al pianterreno furono occupati dalla Dispensa Sali. Al 1804 si colloca il primo restauro delle due ali dell'edificio⁴.

Nel 1859, in seguito alla proposta presentata dal Comune di Padova per l'acquisto dello stabile, si ordinò la stima dei locali e si fece una perizia per valutare i lavori necessari ad opera dell'ing. Pietro Businari; dalla relazione si evidenziarono le "mura guastate nell'intonaco, pavimenti rovinati, solai malandati e serramenti rotti".

Il 14 agosto 1867, poco dopo l'annessione al Regno d'Italia, venne stipulato l'atto di compravendita con il Comune di Padova; l'acquisto rientrava in un vasto programma di interventi, finalizzati alla modernizzazione della città ed aventi come obiettivo la riqualificazione del sistema delle piazze storiche e degli edifici pubblici.

Nel 1873 l'ingegner Giuseppe Salvelli⁵ presentò un progetto che prevedeva al piano terreno un'ampia sala ad uso della Borsa, alcuni locali per una bottega da caffè e l'abitazione del custode, mentre il primo piano veniva destinato al Casino dei negozianti e il secondo piano agli Uffici del Commissariato Militare. Durante i lavori venne demolita la scala esistente nel cortiletto verso ovest e sul fronte principale vennero aperti, all'altezza delle precedenti finestre quadrate, altri quattro archi simili ai tre esistenti. Per quanto riguarda l'interno del palazzo si ricostruirono i pavimenti, i soffitti e i serramenti. I lavori subirono numerose rielaborazioni e si conclusero nel 1877 con il restauro complessivo delle facciate e vennero appaltati all'impresa Antonio Masseni e Giovanni Cavazzana.

Tra il 1957 e il 1959 si procedette ad un nuovo radicale restauro con modifiche interne rilevanti per poter trasferire nell'ala sud al piano terreno gli uffici dell'Anagrafe e gli Uffici di Sanità, Igiene, Assistenza, Beneficienza e Amministrativi nell'ala destra, che allora ospitava al piano terreno le Associazioni Combattenti e Reduci, Orfani e Vedove di guerra⁶.

Nel 1988, durante alcuni sopralluoghi, si rilevò il degrado delle due facciate principali e, in particolare, degli elementi lapidei (corrosione, perdite polverulente, solfatazione, dilavamento dovuto alle acque meteoriche e fenomeni locali di esfoliazione). Nel 1998 cominciarono i lavori di salvaguardia e recupero secondo le indicazioni fornite dalla Soprintendenza ai Beni Architettonici e Artistici del Veneto: preconsolidamento del materiale più labile, pulitura delle superfici e manutenzione straordinaria per le parti murarie. Sulle facciate si raschiò il vecchio intonaco e si stese un intonachino costituito da grassello di calce, sabbia di campo e terre colorate.

Durante i lavori, nelle nicchie al primo piano della facciata verso Piazza dei Signori sono state ritrovate due statue: un busto in pietra di Nanto che raffigura San Prosdocimo, uno dei quattro Santi protettori di Padova ed un busto di Sant'Antonio.

Le due opere sono tornate alla luce dopo l'abbattimento dei muretti di tamponamento costruiti nel 1804, come testimonia una scritta a matita lasciata all'interno di uno di questi. Nel 2010 si è concluso un altro ciclo di restauri che ha messo in evidenza la presenza, nell'ala sud, di muri appartenenti all'antica Reggia carrarese.

LA TORRE DELL'OROLOGIO

Le porte della Reggia carrarese erano protette da una torre fortificata, su cui si trovava fin dal 1344 il famoso orologio astronomico di Jacopo Dondi.

Nel 1423 si decise la realizzazione di una nuova porta - torre destinata ad accogliere il nuovo orologio astronomico in seguito alla distruzione del precedente; l'orologio pubblico fu voluto per decisione del ceto politico locale in risposta al ripristino veneziano sul Palazzo della Ragione con esplicite motivazioni di emulazione e per affermare il prestigio cittadino.

Il Capitano Bartolomeo Morosini diede inizio ai lavori di ampliamento ed adeguamento nel 1427, in base all'approvazione del Consiglio che aveva adottato il modello presentato dal maestro Novello dall'Orologio. I lavori vennero presieduti dai quattro deputati *ad utilia*, consiglieri del Podestà su questioni urgenti che riguardavano la città e lo spazio pubblico e interamente sostenuti dalla città padovana.

Le aperture della facciata ed altri particolari architettonici furono pensati per consentire il corretto funzionamento del meccanismo; la torre venne sopraelevata di due piani e sormontata nella parte sommitale dalla cupola.

La sistemazione della torre venne ultimata nel 1436 e l'anno successivo venne inaugurata.

Nel secondo decennio del Cinquecento, Padova stava uscendo da un periodo di crisi conseguente alla guerra che aveva contrapposto la Lega dei Cambrai alla Repubblica Veneta. Nel 1532 Giovanni Maria Falconetto fu incaricato della realizzazione di una diversa e più consona facciata della Torre dell'Orologio⁷, in sintonia con le pubbliche esigenze di rappresentanza e con i nuovi linguaggi architettonici dettati dalla cultura rinascimentale: sostituì la porta ad arco acuto con un maestoso arco trionfale a tutto sesto, con ai lati colonne binate di ordine dorico – tuscaniche, collocate su un alto basamento.

La torre, costituita da un alto e massiccio corpo di fabbrica in muratura a base quadrangolare che si eleva per circa 30 metri dal piano stradale, è coronata da un attico balaustrato con al centro una cella campanaria a pianta ottagonale, sormontata da una cupola in legno rivestita da lastre in piombo; il grande orologio, riproduzione di quello inventato da Dondi⁸, fu collocato in posizione centrale al di sopra dell'arco del Falconetto.

Nel 1753 il Capitano Leonardo Pesaro autorizzò nuovi lavori di restauro della torre, riguardanti in particolare il consolidamento e rinforzo della parte sommitale.

I primi tre piani furono destinati a contenere le varie parti del complesso meccanismo, mentre gli ultimi due piani, ora inutilizzati, costituivano la residenza del mastro orologiaio incaricato della manutenzione dell'orologio astronomico.

L'interno, ad oggi, si è mantenuto integro per quanto riguarda le strutture murarie, mentre modesti interventi hanno riguardato soprattutto le aperture.

Verso la metà del Novecento, nel secondo piano della torre è stato ricavato un corridoio di collegamento tra le due ali del palazzo, utilizzando travi prefabbricate in calcestruzzo armato architettonicamente incompatibili con l'edificio; tali strutture sono state demolite durante l'intervento di risanamento statico e funzionale della torre conclusosi nel 2010 e sostituite da una passerella in acciaio e legno.

3.3.2 Ultimi interventi di restauro

PALAZZO DEL CAPITANIO

L'intero palazzo fu oggetto di un radicale intervento di restauro con relative modifiche interne tra il 1957 e il 1959 per ospitare nell'ala nord gli Uffici di Sanità, Igiene, Assistenza, Beneficienza e Amministrativi al posto delle Associazioni Combattenti e Reduci, Orfani e Vedove di guerra che precedentemente occupavano il piano terra. L'esterno non venne stravolto e venne invece predisposto un progetto di restauro conservativo delle facciate.

Gli unici documenti antecedenti a questo intervento sono costituiti dai prospetti di un progetto riguardante l'ala sud del palazzo, che rivelano la presenza di aperture quadrangolari (almeno due vicino l'arco) al piano terra, poi sostituite con archi a tutto sesto in seguito ad un intervento iniziato nel 1874 sull'ala sud e poi continuato sull'ala nord.

E' stata reperita, inoltre, una pianta risalente al 1729 della ex Reggia carrarese, rilevata dal perito Giovanni Battista Savio, che presenta uno stato di fatto completamente diverso da quello attuale.



Figura 11. Prospetto Est (1859) - (Archivio del Comune di Padova)

Le tavole di demolizione e rifacimento del 28 luglio 1958 dell'ingegnere di sezione G. Saccomani presentano lo stato di fatto antecedente all'intervento di restauro e costituiscono i documenti più dettagliati che è stato possibile reperire.

L'elemento di maggiore interesse è la presenza di una parete interna che si estende per tutta l'altezza dell'edificio in direzione nord-sud e di un corpo di fabbrica al piano terreno prospiciente la parte nord di Piazza Capitaniato.

Già in questo progetto è previsto l'inserimento di un telaio in calcestruzzo armato al centro dell'edificio in sostituzione della parete centrale sopraccitata, mentre non viene demolito il corpo di fabbrica che costituisce l'ingresso principale da Piazza Capitaniato. Nell'ingresso sud era prevista la demolizione di una scala a tenaglia, ora non più presente, ma vi è un'incongruenza che riguarda la disposizione interna di aperture e pareti, tra lo stato di progetto e lo stato di fatto. Anche il sistema di collegamento verticale non corrisponde a quello attuale, tanto da far pensare che questo progetto costituisca la base per le successive rielaborazioni.

Di seguito vengono riportate le tavole comparative di progetto:

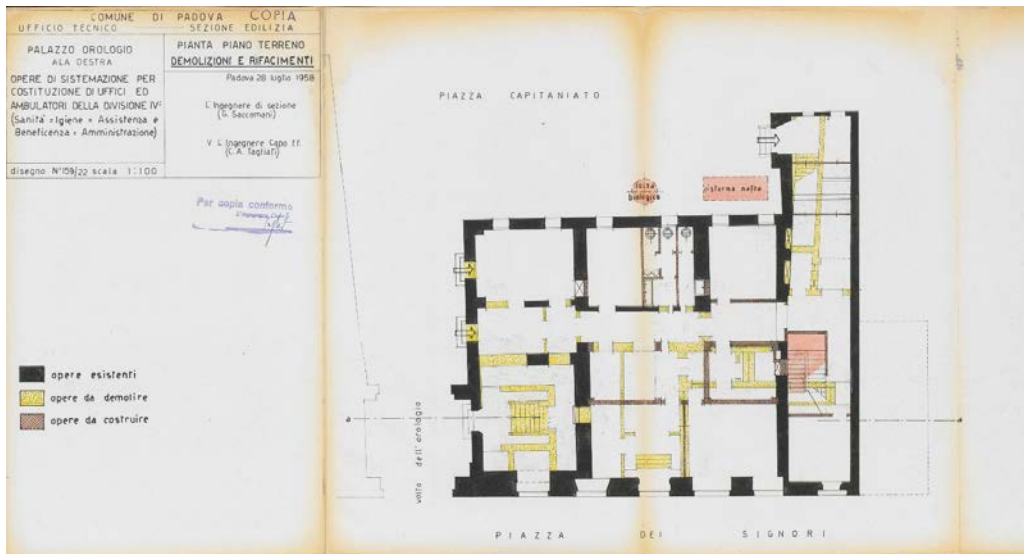


Figura 12. Piano terra (1958) - (Archivio del Comune di Padova)

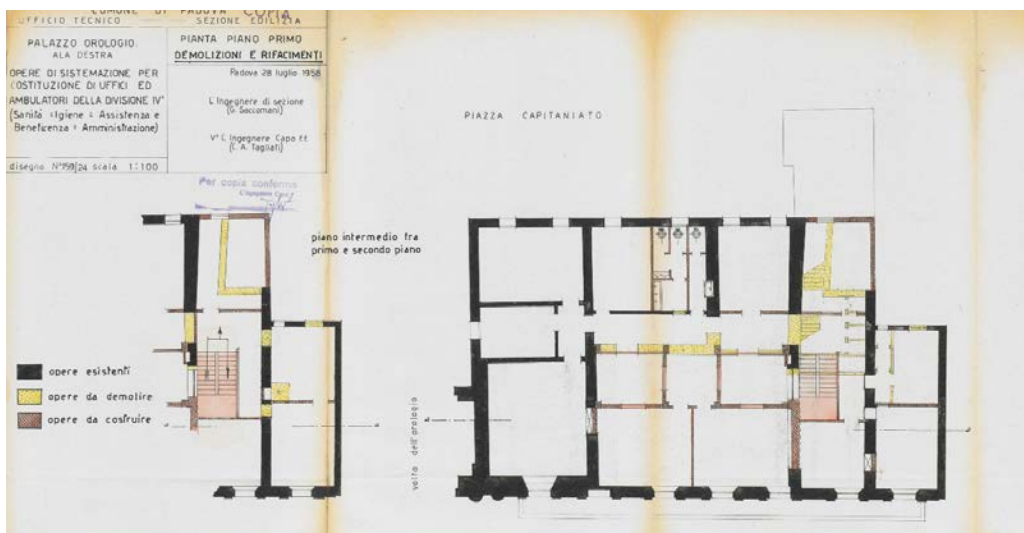


Figura 13. Piano ammezzato (sinistra) piano primo (destra) (1958) - (Archivio del Comune di Padova)

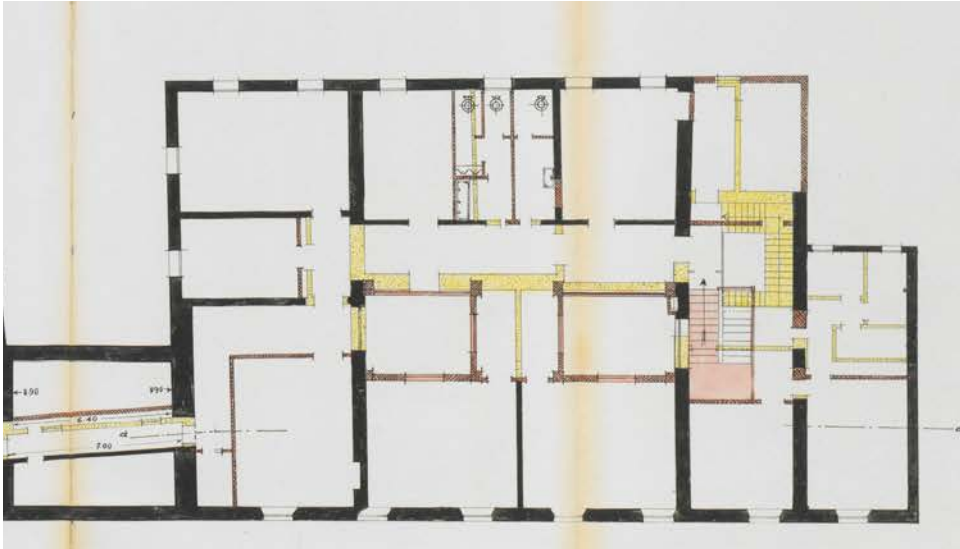


Figura 14. Piano secondo (1958) - (Archivio del Comune di Padova)

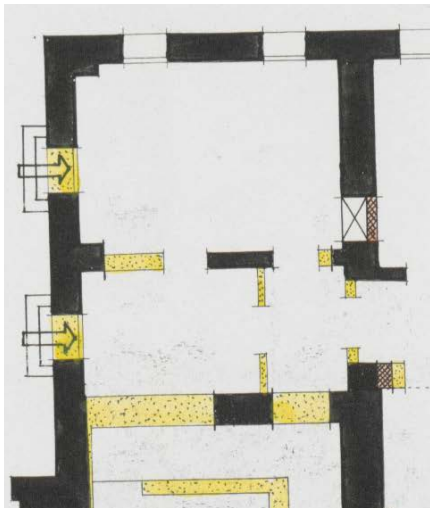
Il progetto del 1959 riprende il concetto principale delle tavole del 1958, ovvero la sostituzione dei muri interni in direzione nord-sud con un telaio centrale in calcestruzzo armato.

Confrontando i disegni comparativi si nota la mancanza della scala a tenaglia, probabilmente demolita in seguito al progetto precedente.

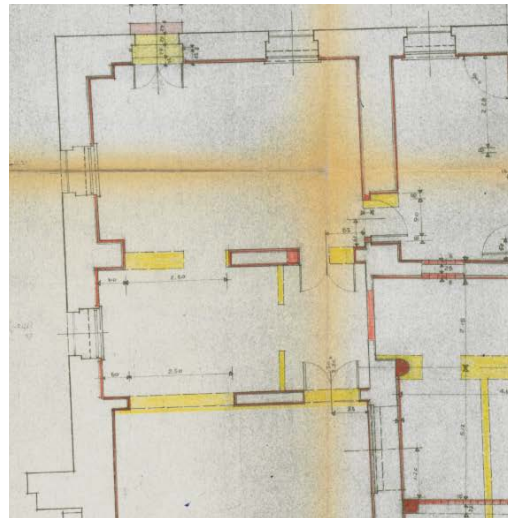
Vi sono inoltre degli elementi poco chiari per quanto riguarda la tamponatura di aperture che non compaiono nei disegni del 1958.

Di seguito vengono riportati le principali questioni emerse dal confronto dei progetti:

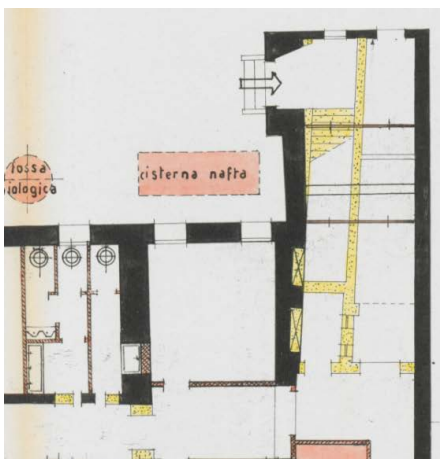
<p>Piano terra, sud (1958): Demolizione scala a tenaglia</p>	<p>Piano terra, sud (1959): Assenza della scala a tenaglia</p>



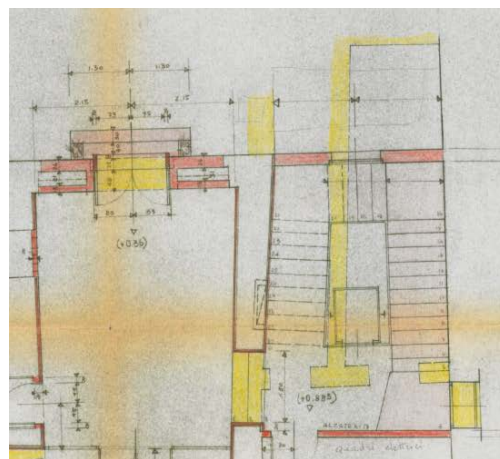
Piano terra, sud-ovest (1958):
Entrate da sud



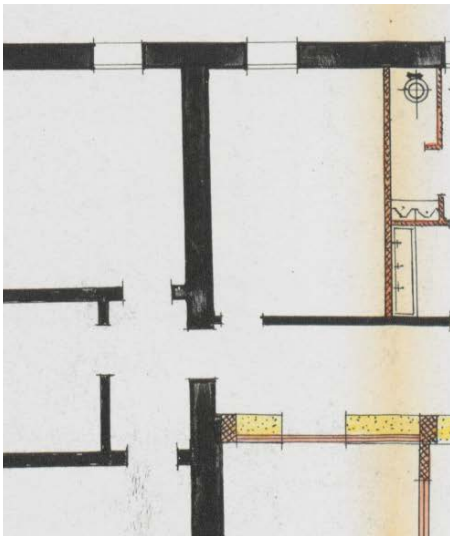
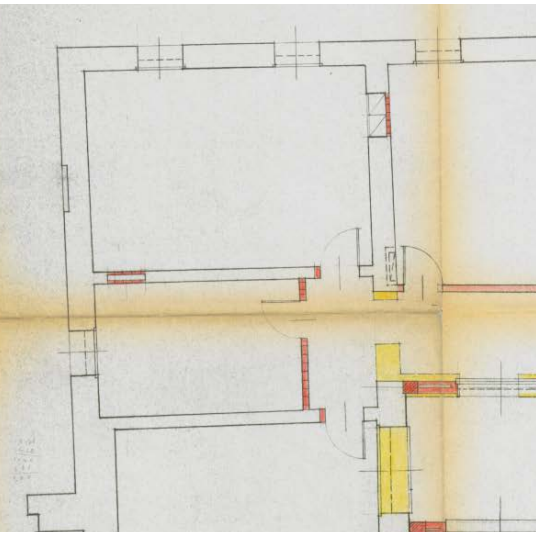
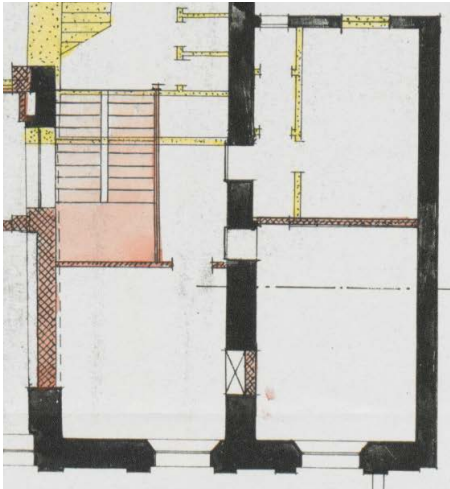
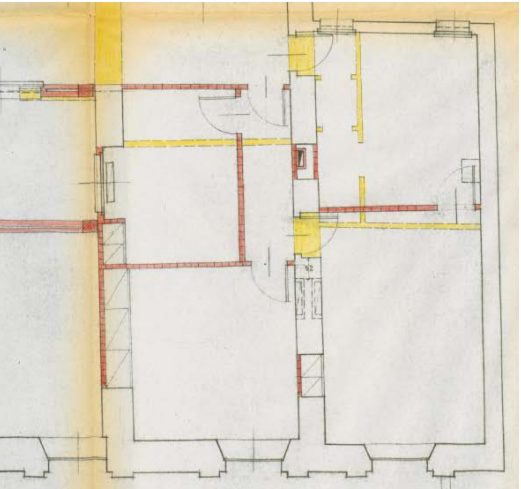
Piano terra, sud-ovest (1959): Entrata da Piazza Capitaniato (da notare la differenza di spessore degli elementi murari rilevanti, ora non più presenti)

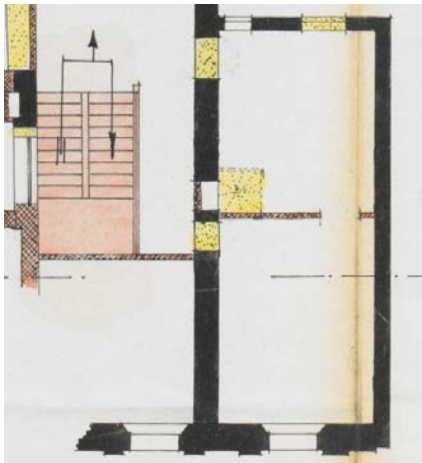


Piano terra, nord-est (1958): Entrata dal corpo di fabbrica prospiciente

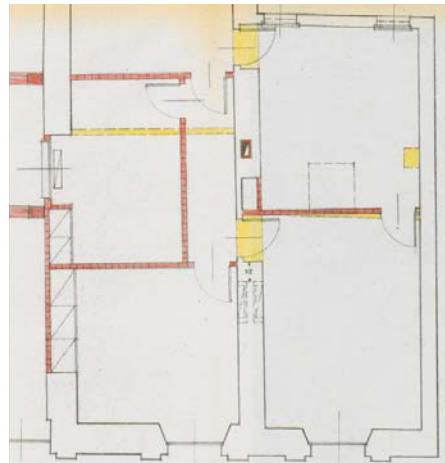


Piano terra, nord-est (1959): Demolizione del corpo di fabbrica prospiciente ed apertura verso Piazza Capitaniato in corrispondenza del maschio murario.

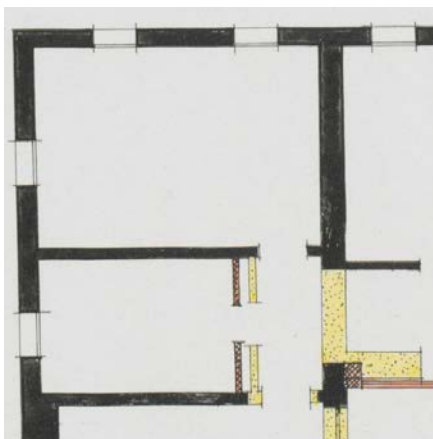
	
<p>Piano primo, sud-ovest (1958): Partizioni interne preesistenti</p>	<p>Piano primo, sud-ovest (1959): Tamponamento di aperture che non compaiono nelle tavole del 1958</p>
	
<p>Piano primo, nord (1958): Presenza di aperture</p>	<p>Piano primo, nord (1959): Tamponamento di apertura ed inserimento di canna fumaria</p>



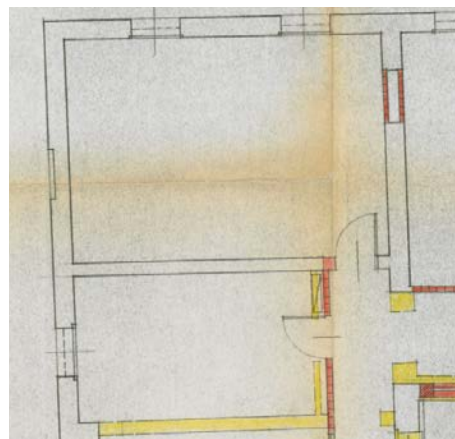
Piano ammezzato, nord (1958):
Tamponamento di apertura



Piano ammezzato, nord (1959):
Tamponamento di nicchia probabilmente già tamponata in parte in seguito al progetto del 1958.
Demolizione di elemento non identificato e non presente nel 1958.
Presenza di finestra disegnata come preesistente, probabilmente inserita in seguito al 1958.



Piano secondo, sud-ovest (1958):
Partizioni interne preesistenti



Piano secondo, sud-ovest (1959):
Tamponamento di apertura non presente nel 1958 e di finestra, probabilmente già effettuata nell'anno precedente.

<p>Piano secondo, nord-est (1958): Partizione interna preesistente</p>	<p>Piano secondo, nord-est (1959): Tamponamento di apertura non presente nel 1958</p>

Di seguito vengono proposte le tavole del progetto del 3 febbraio 1959:

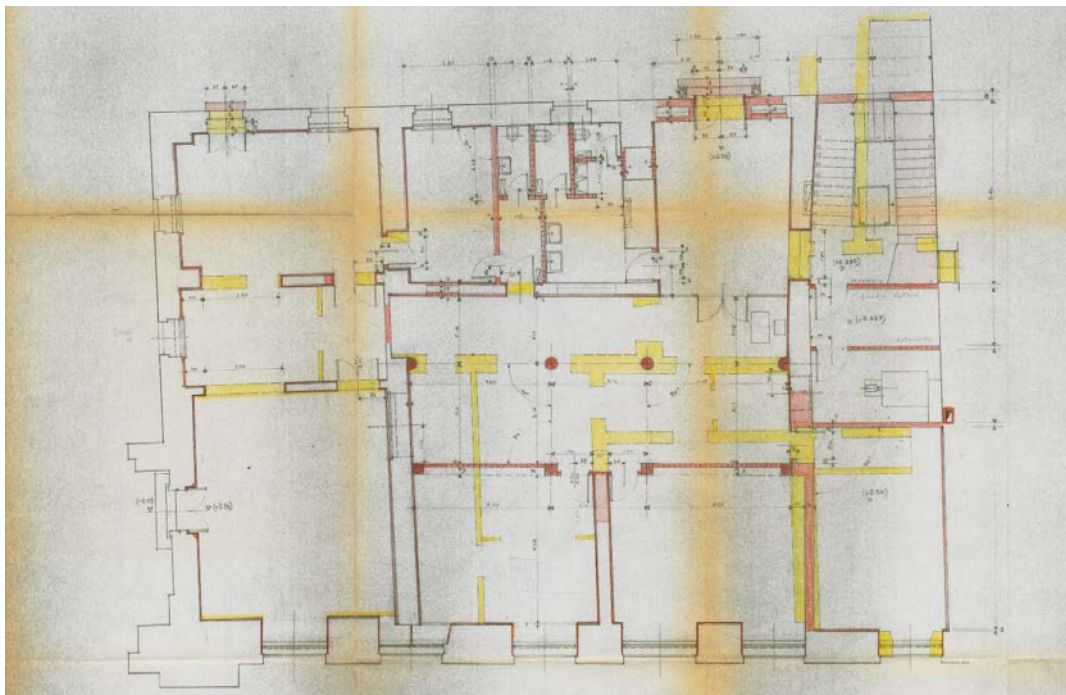


Figura 15. Piano terra (1959) - (Archivio del Comune di Padova)

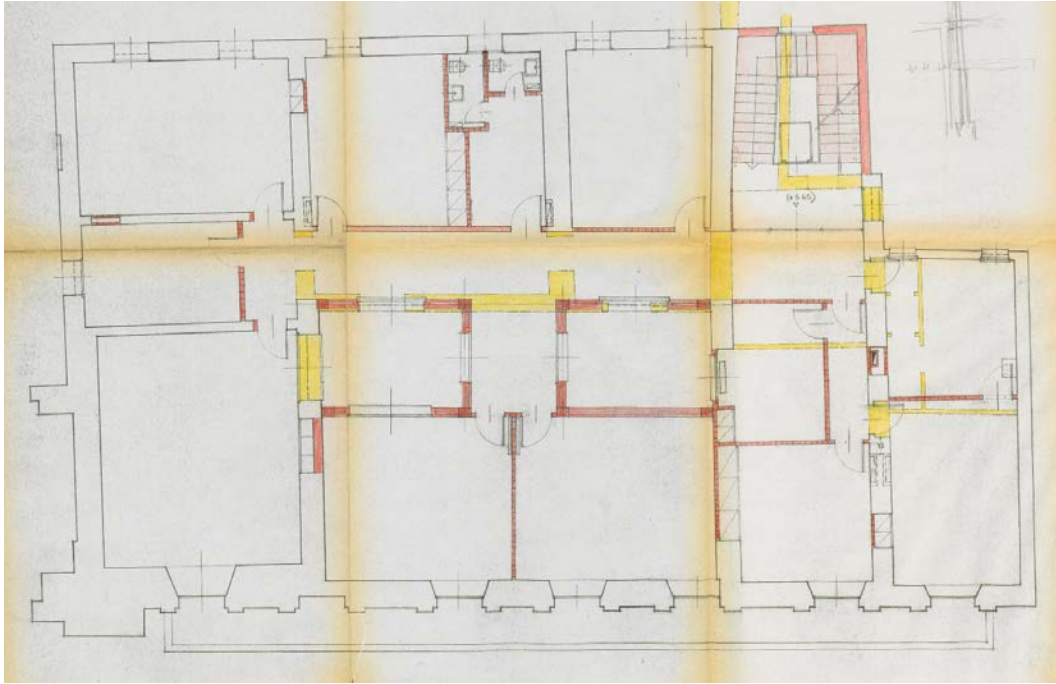


Figura 16. Piano primo (1959) - (Archivio del Comune di Padova)

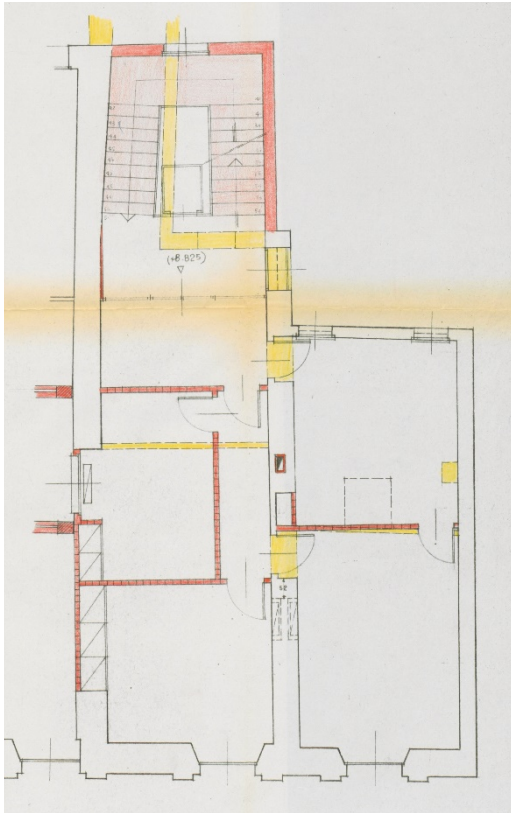


Figura 17. Piano ammezzato (1959) - (Archivio del Comune di Padova)

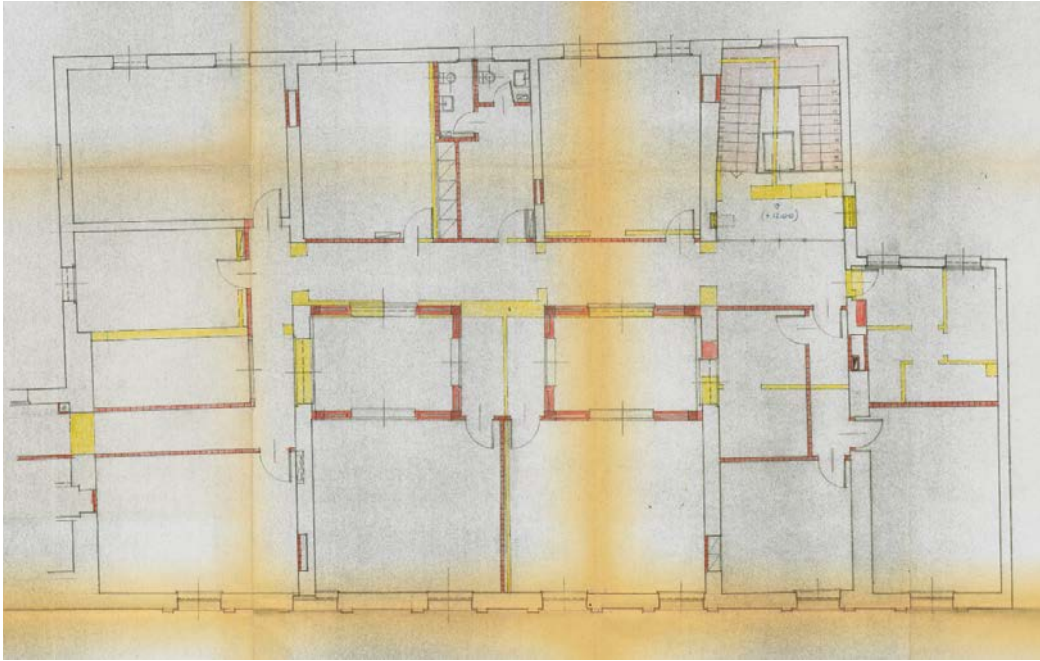
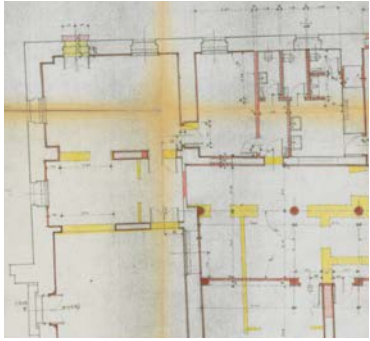


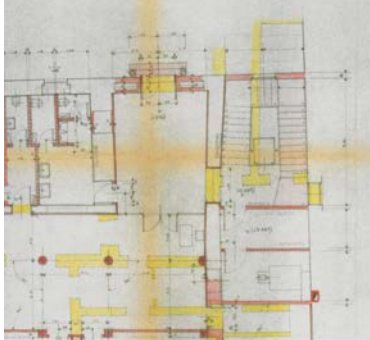
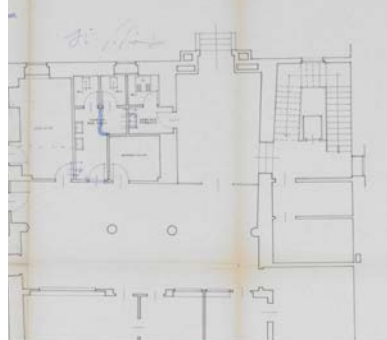
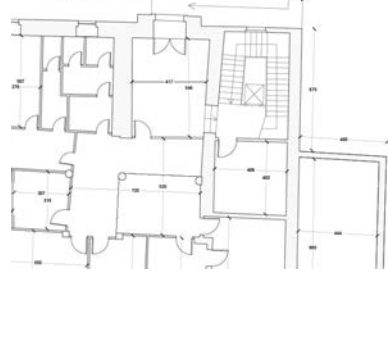
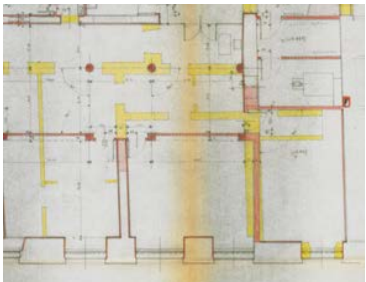
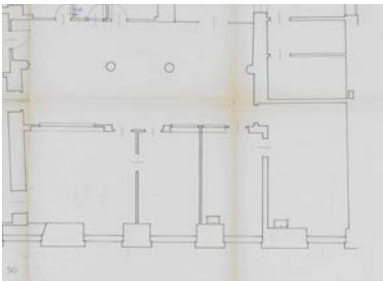

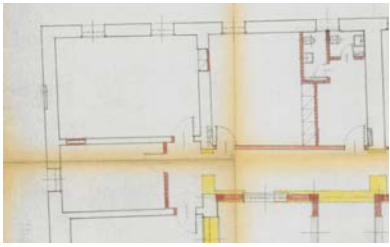

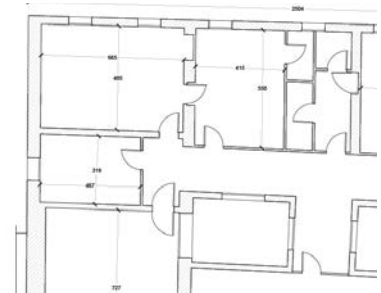
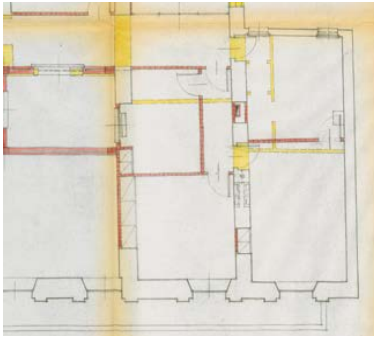
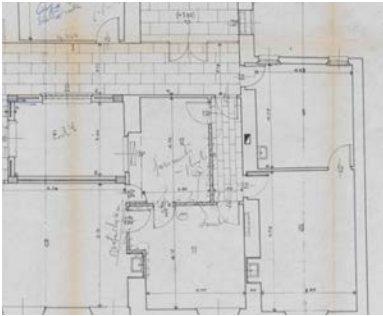
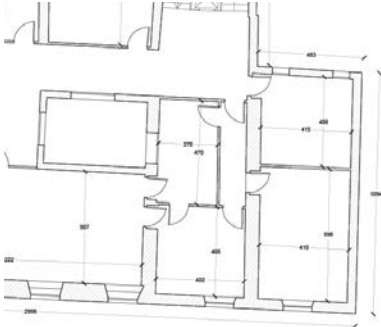


Figura 18. Piano secondo (1959) - (Archivio del Comune di Padova)

Dalla ricerca d'archivio sono stati individuati ulteriori progetti che risalgono al 1976-77 e che presentano varianti alla sistemazione interna attuale. Questi progetti probabilmente si basano sul precedente progetto del 3 febbraio del 1959 e non corrispondono allo stato di fatto attuale, in quanto vi è riportata la presenza di nuovi servizi igienici e di alcune parti indicate come preesistenti. Emergono anche in questo caso incongruenze tra tavole di progetto e stato di fatto; di seguito ne vengono elencati gli esempi più significativi:

		
<p>Piano terra, sud-ovest (1959): Presenza di muri e assenza di nicchie</p>	<p>Piano terra, sud-ovest (1976): Diversa disposizione dei servizi igienici, presenza di nicchia non indicata nel progetto del 1959, assenza di una parete ed incongruenza dimensionale di un'altra, cancellata e segnata con un punto interrogativo</p>	<p>Piano terra, sud-ovest (situazione attuale): si può notare la differenza di dimensioni e presenza di muri nella sala a sud, la presenza di nicchie, di tamponature diverse nei servizi igienici e in corrispondenza del nucleo centrale</p>
		
<p>Piano terra, nord-ovest (1959): Apertura verso Piazza Capitaniato con pilastri esterni</p>	<p>Piano terra, nord-ovest (1976): Apertura verso Piazza Capitaniato con paraste di maggiore dimensioni</p>	<p>Piano terra, nord-ovest (situazione attuale): Assenza di partizioni interne nella centrale termica e assenza di finestra in corrispondenza delle scale</p>

		
<p>Piano terra, nord-est (1959): Ambiente singolo</p>	<p>Piano terra, nord-est (1976): Inserimento di partizione verticale, diverso spessore della muratura</p>	<p>Piano terra, nord-est (situazione attuale): Partizioni sottili con aperture diverse</p>
		
<p>Piano primo, sud-ovest (1959): Tamponamento di aperture</p>	<p>Piano primo, sud-ovest (1976): Presenza di aperture in precedenza tamponate, nuove partizioni interne (ora non esistenti), diversa disposizione dei servizi igienici</p>	<p>Piano primo, sud-ovest (situazione attuale): Assenza delle partizioni indicate nel progetto del 1976, ma stessi servizi igienici</p>
		
<p>Piano primo, nord-est (1959)</p>	<p>Piano primo, nord-est (1976): diverse partizioni interne (ora diversamente distribuite)</p>	<p>Piano primo, nord-est (situazione attuale): Tamponamento di nicchie</p>

<p>Piano primo, est (1959)</p>	<p>Piano primo, est (1976): eliminazione parete divisoria</p>	<p>Piano primo, est (situazione attuale): assenza delle pareti indicate nel progetto del 1976, aperture in punti diversi</p>
<p>Piano secondo, sud-est (1959): Tamponamento di nicchia</p>	<p>Piano secondo, sud-est (1976): Nicchia non tamponata (ora tamponata), presenza di nuove partizioni interne (ora non presenti)</p>	<p>Piano secondo, sud-est (situazione attuale): Assenza di partizioni interne e tamponamento di nicchia</p>
<p>Piano secondo, est (1959)</p>	<p>Piano secondo, est (1976): Nuove partizioni interne, aperture, demolizione di muratura portante.</p>	<p>Piano secondo, est (situazione attuale): diversa distribuzione dei servizi igienici</p>

Di seguito vengono riportate le tavole di progetto del 1976:

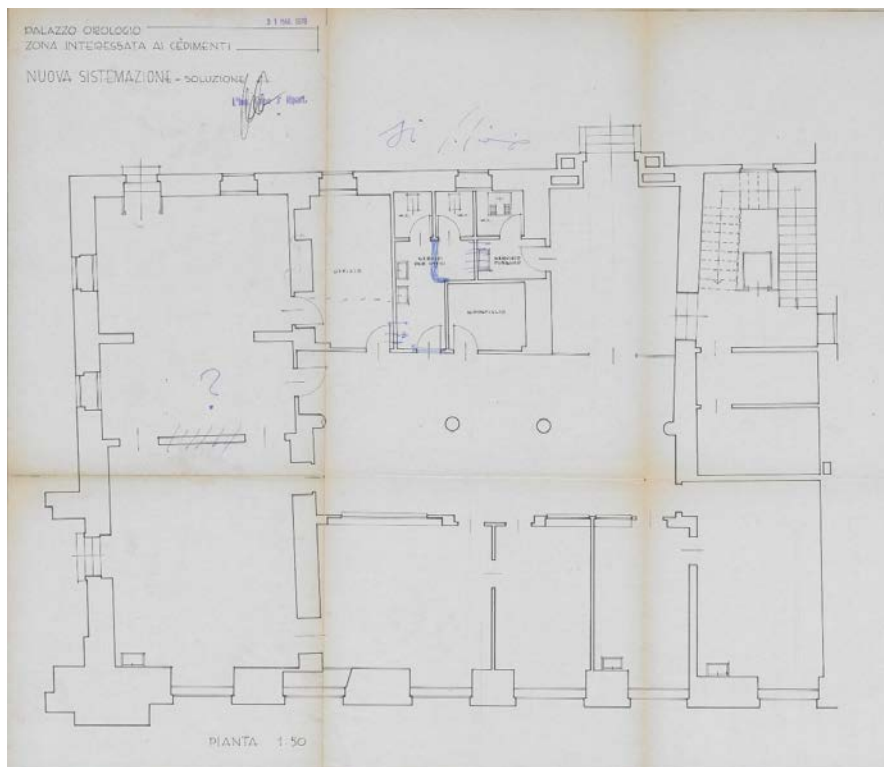


Figura 19. Piano terra (1976) - (Archivio del Comune di Padova)

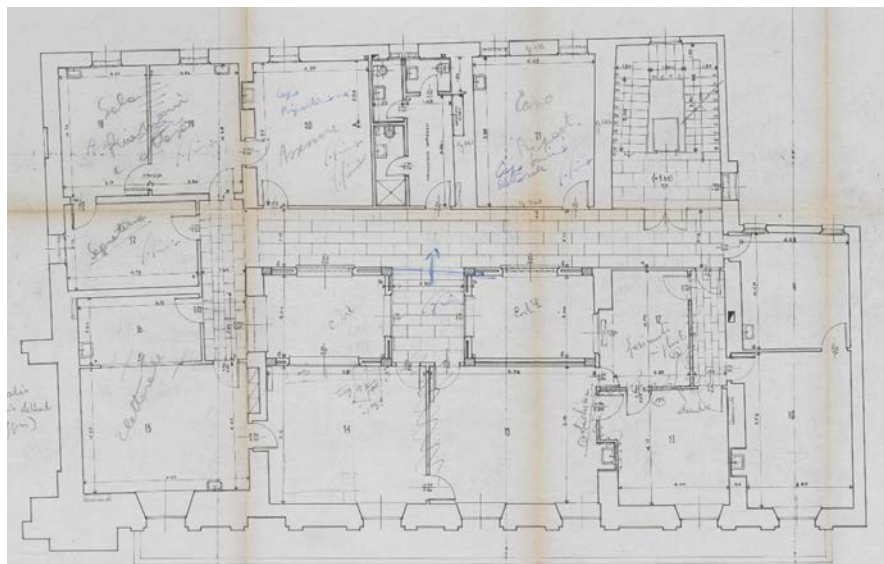


Figura 20. Piano primo (1976) - (Archivio del Comune di Padova)

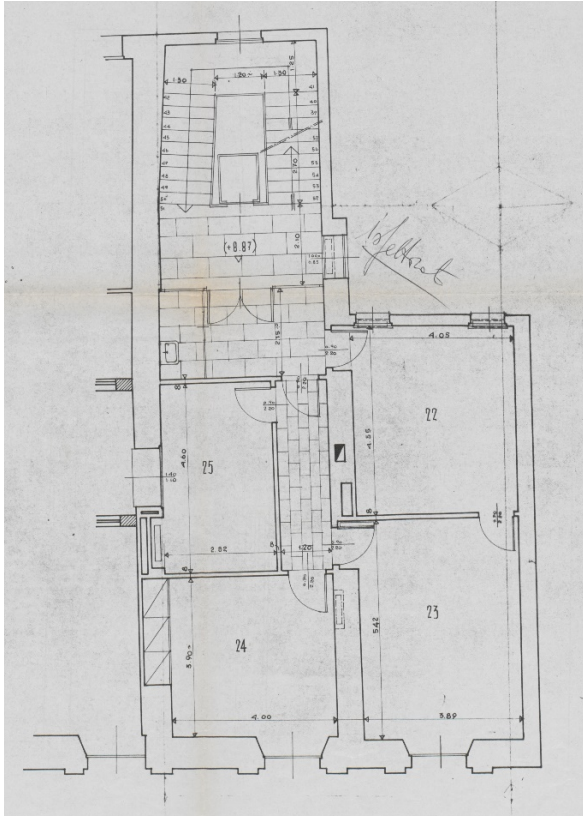


Figura 21. Piano ammezzato (1976) - (Archivio del Comune di Padova)

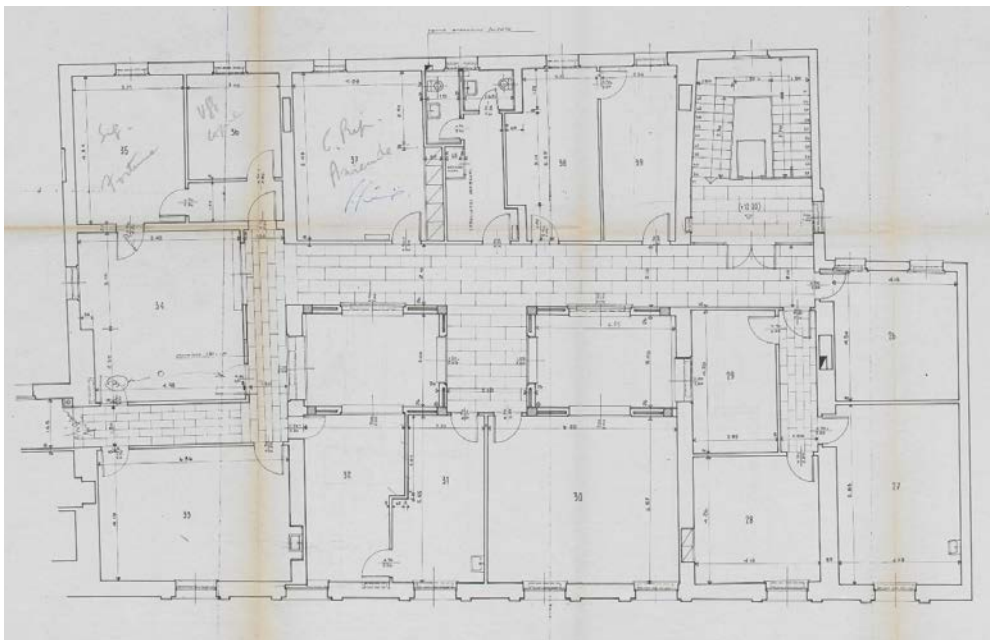


Figura 22. Piano secondo (1976) - (Archivio del Comune di Padova)

Non è stato possibile reperire le tavole del progetto definitivo, in quanto i documenti d'archivio riportano elementi forse rimasti solamente sulla carta, in difformità con lo stato di fatto attuale; frutto probabilmente di varianti in corso d'opera o di documenti non pervenuti.

In seguito ad alcuni sopralluoghi compiuti alla fine degli anni '80 è emerso un grave stato di degrado per le facciate prospettanti Piazza dei Signori e Piazza Capitaniato: le parti lapidee erano interessate da vari fenomeni di corrosione, solfatazione, polverizzazione e dilavamento dalle acque meteoriche, mentre gli intonaci presentavano esfoliazioni e distacchi.

Nel 1998 sono quindi iniziati i lavori di salvaguardia e recupero delle facciate, sotto il controllo della Soprintendenza ai Beni Architettonici e Artistici del Veneto. Questi hanno previsto specifiche azioni di preconsolidamento del materiale più labile e di pulitura delle superfici lapidee, mentre le parti murarie hanno subito un intervento di manutenzione straordinaria. Sulle facciate venne raschiato il vecchio intonaco e applicato un intonachino nuovo costituito da grassello di calce, sabbia di campo e terre colorate, secondo le indicazioni della Soprintendenza.

Durante i lavori vennero ritrovati nelle nicchie esterne al primo piano, due busti di Sant'Antonio e San Prosdocimo in pietra di Nanto, nascosti per più di un secolo in seguito alla costruzione di muretti di tamponamento risalenti al 1804.

LA TORRE DELL'OROLOGIO

Le strutture hanno subito numerose modifiche nel tempo per quanto riguarda le aperture e il posizionamento delle scale; modifiche che hanno comportato un indebolimento delle strutture portanti degli impalcati.

I quattro impalcati lignei della torre sono costituiti da un'orditura principale di travi lignee sulle quali poggia un'orditura secondaria ad essa ortogonale.

Il piano di calpestio è costituito da un assito in legno, materiale incoerente e pannelle in laterizio disposte in alcuni casi a spina di pesce.

Il consolidamento statico eseguito su progetto del Prof. Ing. Claudio Modena nel 2000 ha comportato i seguenti interventi:

- sostituzione della vecchia catena sul prospetto est, con altra, nuova, in acciaio inox;
- inserimento di una seconda catena in acciaio inox;
- cerchiatura con funi in acciaio inox inserite nei giunti di malta al livello del cornicione;
- cerchiatura sommitale: piatti in acciaio inox chiodati al tavolato e coperti dalle lastre di piombo;
- scuci-cuci;
- rimozione delle lesene in pietra e ripristino della muratura sottostante;

- legature con barre inox inserite nei giunti di malta.

Il consolidamento statico eseguito su progetto del Prof. Ing. Claudio Modena nel 2006 ha compreso altresì interventi di risanamento generale delle murature e il consolidamento, nonché il rinforzo statico degli impalcati lignei.

In particolare gli interventi di miglioramento sismico effettuati sono stati:

- inserimento di cerchiature metalliche per il fusto murario che presentava numerose lesioni verticali;
- eliminazione delle puntellazioni costituite da travi inclinate (strutture spingenti ed elementi di vulnerabilità sismica) ed inserimento di travi aggiuntive in acciaio;
- rimozione di parti lignee degradate ed inserimento delle protesi lignee collegate alla trave, attraverso una lama in acciaio inossidabile;
- sostituzione degli arcarecci non recuperabili;
- posa di un doppio tavolato incrociato collegato alle sottostanti travature e alle murature perimetrali;
- sostituzione della passerella in c.a. introdotta per collegare le due ali del Palazzo del Capitano, con una in acciaio avente struttura costituita da una trave di bordo in acciaio e da un piano in lamiera grecata con getto integrativo collaborante in cls strutturale alleggerito; sospesa mediante tiranti ad una reticolare in acciaio che funge da sostegno per il secondo impalcato ligneo;
- sostituzione della scala inadeguata per la destinazione d'uso della torre con una scala avente struttura portante in acciaio e pedate in legno;
- scuci-cuci in corrispondenza di lesioni per ripristinare l'ammorsamento della muratura;
- iniezioni localizzate in corrispondenza di lesioni o in zone soggette a particolari concentrazioni di tensione;
- ristilatura della muratura dove i giunti di malta sono stati erosi o risultano decoesi.

3.4 Caratterizzazione geologica del sito, geotecnica e sismica dei terreni

Per la caratterizzazione geologica e geotecnica del sito si fa riferimento alla relazione geologico-tecnica n. 7024 bis, redatta a cura della ditta TECNO IN srl® di Napoli nel luglio 1988 per il Palazzo della Ragione di Padova, data la sua vicinanza ai due edifici in esame.

Le indagini effettuate hanno voluto mettere in luce l'assetto stratigrafico dei luoghi, le caratteristiche geomeccaniche dei terreni investigati e la profondità del livello freatico.

Il lavoro è stato articolato nelle seguenti fasi operative:

- ricerca bibliografica volta a capire le modalità di messa in posto dei materiali;
- n. 2 sondaggi geognostici a rotazione a carotaggio continuo con annesse prove S.P.T (Standard Penetration Test) e prelievo di campioni indisturbati (30 m dal p.c.);
- prove di laboratorio su campioni indisturbati.

Come bibliografia generale si è fatto riferimento alla Carta Geologica d'Italia, Foglio n. 50 Padova.

INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

La città di Padova rientra nel settore orientale della Pianura Padana, a est dei Colli Euganei ed è interessata da due corsi d'acqua principali: il Bacchiglione che ne attraversa il centro abitato e il Brenta che ne lambisce le propaggini nord-orientali. La quota media sul livello del mare è di 15 metri.

Dal punto di vista geologico l'area è caratterizzata da sedimenti di tipo alluvionale sub-attuali e recenti posti a copertura di depositi marini generalmente aventi spessori potenti che testimoniano la presenza di un ambiente marino soggetto a fenomeni di subsidenza.

Ricostruzione geostratigrafica dell'area:

- Materiali di riporto antropico immersi in matrice essenzialmente pelitica, intercalati da livelli limo argillosi con inclusi elementi antropici. Lo spessore risulta variabile da 4 a 6 m (Litotipo A);
- Alternanza di livelli a granulometria variabile da argilla a limo talvolta con una minima frazione sabbiosa, intercalata da livelli francamente sabbiosi. Tali livelli si intercettano fino ad una profondità variabile da 8 a 10 m (Litotipo B);
- Livelli a granulometria essenzialmente sabbiosa intercalati da livelli con frazione granulometrica pelitica, talvolta persino abbondante, aventi spessore decimetrici. Lo spessore dello stato risulta variabile da 6 a 9 m (Litotipo C);

- Livelli a granulometria sabbiosa da media a grossolana intercalati da livelli con frazione granulometrica fine. Tale livello rappresenta il deposito di base della successione suddetta ed ha una potenza non inferiore a 100m (Litotipo D).

La circolazione idrica sotterranea si attesta ad una profondità estremamente variabile da 4.50 a 5.50 m dal p.c., mentre il deflusso idrico superficiale avviene tramite il sistema fognario ed una serie di canali antropici affluenti dei due principali corsi d'acqua.

Il Palazzo del Capitano e la Torre dell'Orologio sono inseriti nel tessuto urbano della città di Padova e di conseguenza il sottosuolo è interessato dalla presenza di una rete di sottoservizi, la cui interazione con gli edifici può giocare un ruolo importante in termini di propensione al dissesto.

3.5 Il rilievo materico costruttivo e lo stato di conservazione

3.5.1 Rilievo costruttivo strutturale

Lo studio dello sviluppo storico e la conoscenza della distribuzione funzionale costituiscono il primo passo per l'analisi del comportamento strutturale dei due edifici; soltanto con il rilievo geometrico e con sopralluoghi finalizzati allo studio delle vulnerabilità, è possibile ottenere un livello di conoscenza adeguato.

Le informazioni principali relative allo schema strutturale derivano dallo studio delle tavole dell'ingegnere Ennio Jucci e dell'impresa Minozzi, riguardanti il progetto di ristrutturazione del 1960. L'intervento ha previsto, dal punto di vista strutturale, la sostituzione dei preesistenti solai e l'inserimento di un telaio in calcestruzzo armato che individua due cavedi al centro dell'edificio in muratura portante.

Il telaio in calcestruzzo è costituito da otto pilastri, metà dei quali al piano terra sono in via eccezionale di sezione circolare (Figura 23) e poggiano su una trave rovescia armata con ferri piegati che giace sul muro esistente (Figura 24), mentre l'altra metà poggia su due travi non collegate che giacciono su un magrone di 10 cm connesso ad alcuni pali in legno di larice di 22 cm di diametro (Figura 25).

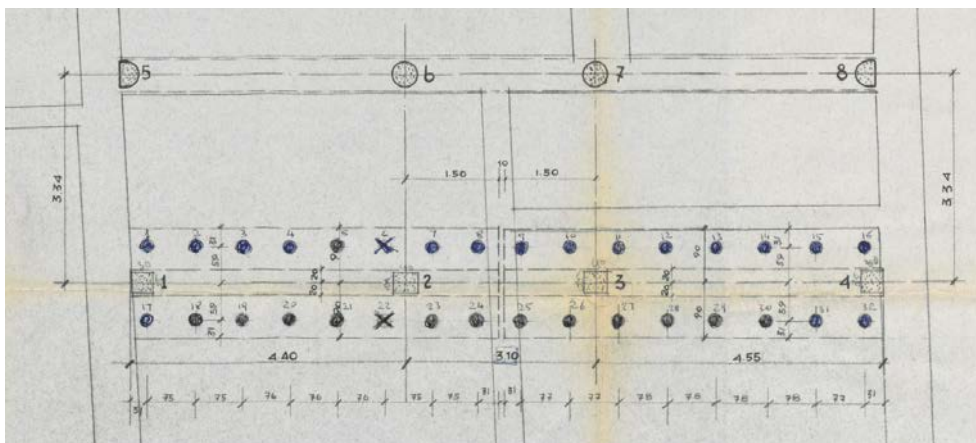


Figura 23. Estratto tavola fondazioni, (1960) - (Archivio del Comune di Padova)

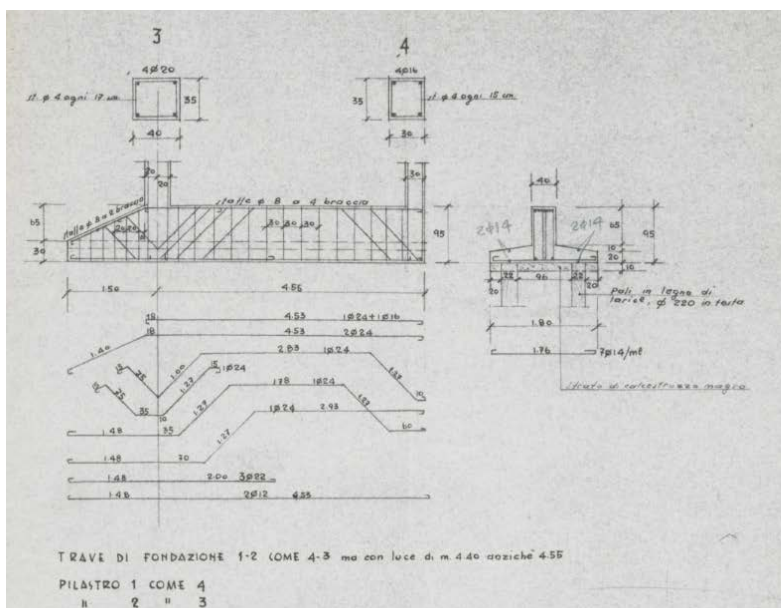


Figura 24. Estratto tavola fondazioni, dettaglio trave di fondazione (1960) - (Archivio del Comune di Padova)

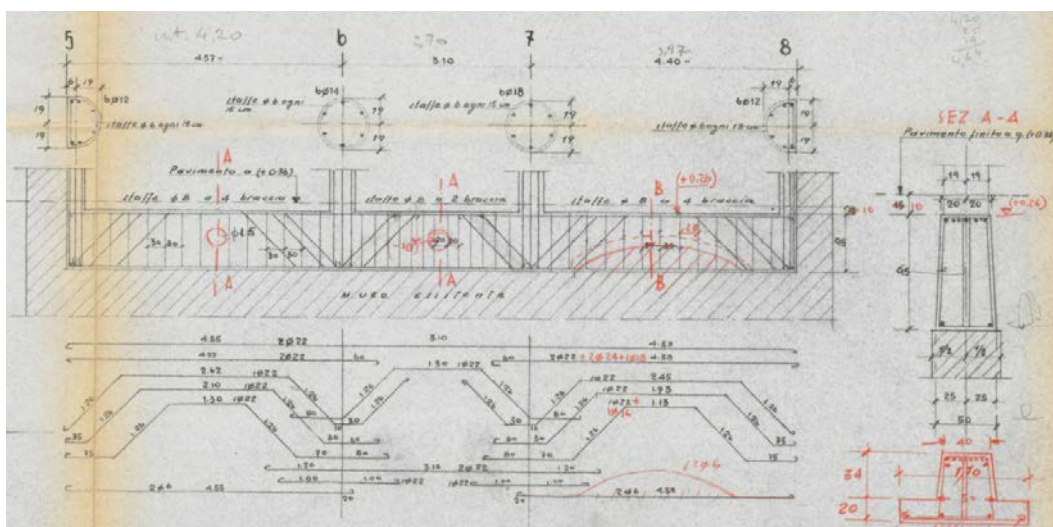


Figura 25. Estratto tavola fondazioni, dettaglio trave di fondazione (1960) - (Archivio del Comune di Padova)

A livello delle fondazioni, le altre informazioni rinvenute riguardano il nucleo che contiene le scale, nell'angolo nord-ovest dell'edificio, dove da progetto sono stati previsti un rinforzo per la fossa ascensore connesso alle fondazioni esistenti in muratura ed un plinto di forma complessa (poggiante a pali in legno di larice) per sostenere parte di muro perimetrale (Figura 26 e 27).

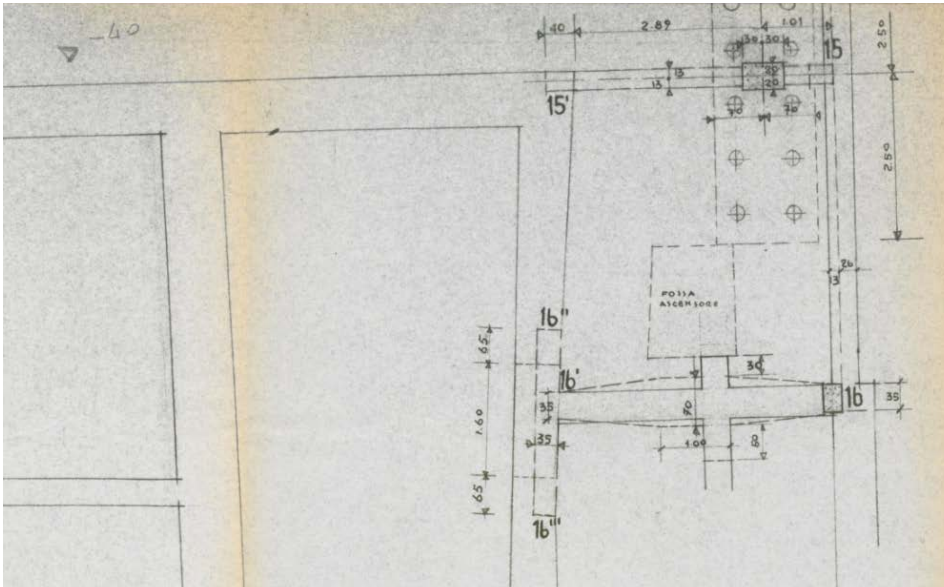


Figura 26. Estratto tavola fondazioni (1960) - (Archivio del Comune di Padova)

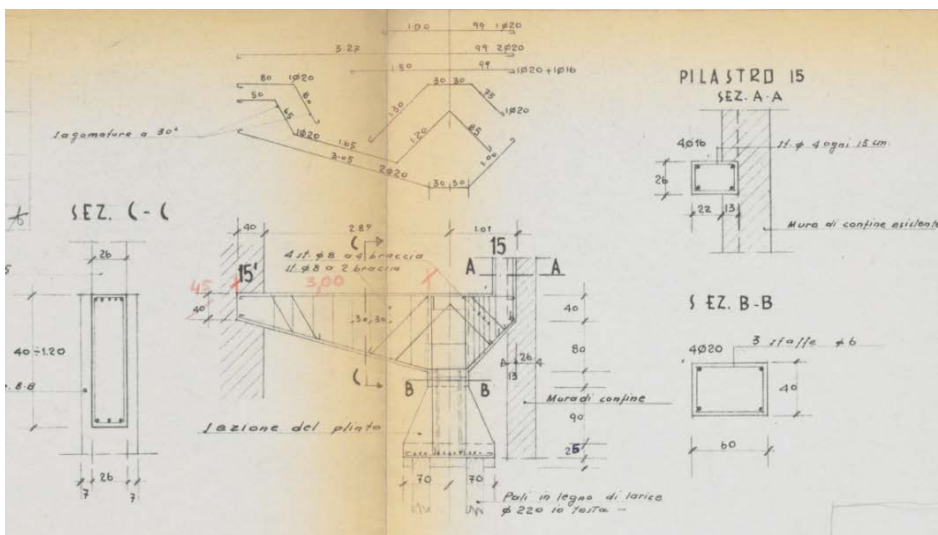


Figura 27. Estratto tavola fondazioni, dettaglio plinto (1960) - (Archivio del Comune di Padova)

I solai sono costituiti da travetti prefabbricati di tipo varese di altezza ed interassi variabili; anche la cappa superiore in calcestruzzo armato ha spessore che varia da 3 cm per i travetti di altezza 25 cm, a 6 cm per i travetti di altezza 40 cm. La cappa è alleggerita da elementi (laterizi tipo tavelloni) a cui sono interposti, su ciascuna nervatura, ferri longitudinali di diametro 5 mm (Figura 28). Su ogni solaio inoltre è presente, in corrispondenza della mezzera della luce, una trave rompitratta di sezione esigua (Figura 29). Dalle tavole di progetto non è stato possibile ottenere maggiori informazioni a

riguardo, ed essendo presenti controsoffitti o elementi alleggeriti intonacati all'intradosso (non presenti nelle tavole), non si è potuto verificare quanto disegnato.

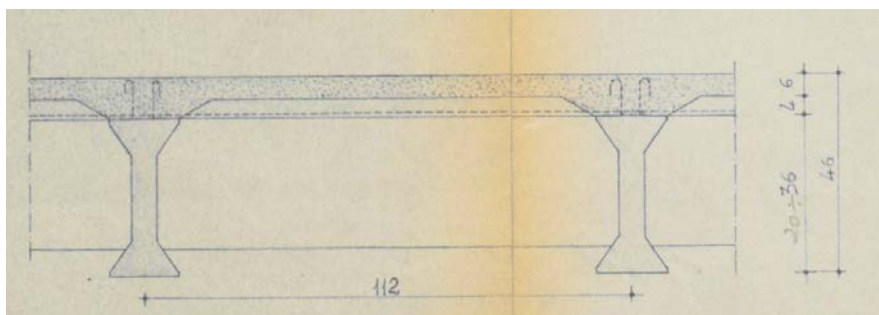


Figura 28. Estratto tavola solai, dettaglio (1960) - (Archivio del Comune di Padova)

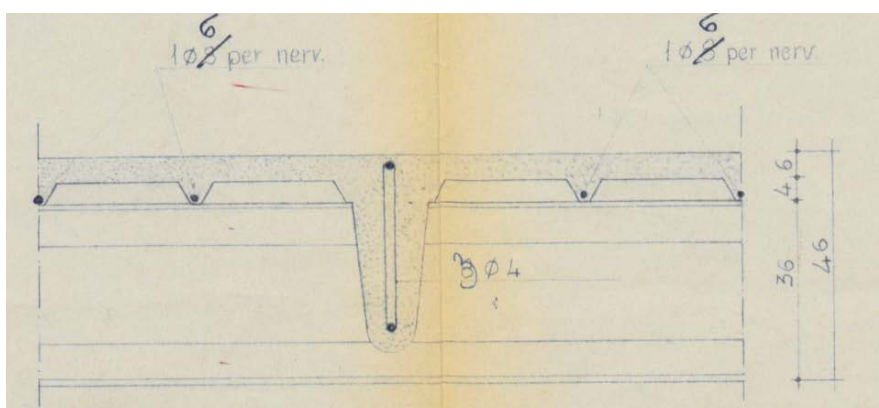


Figura 29. Estratto tavola solai, dettaglio (1960) - (Archivio del Comune di Padova)

La parte settentrionale del palazzo presenta un piano ammezzato che si colloca tra il primo e il secondo livello. Il solaio fra il piano primo e il piano ammezzato presenta, in corrispondenza delle aperture verso Piazza dei Signori, una riduzione di altezza per permettere probabilmente un'illuminazione migliore con un arretramento di circa 40 cm delle tavole all'intradosso (Figura 30).

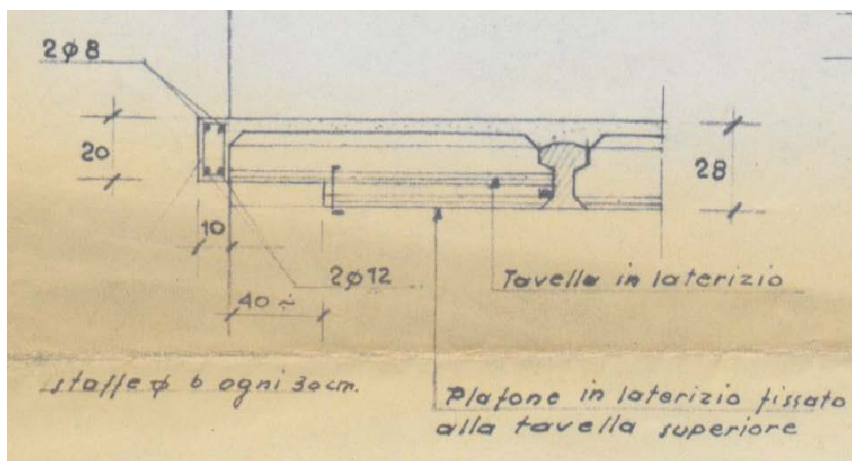


Figura 30. Estratto tavola solai, dettaglio (1960) - (Archivio del Comune di Padova)

Il quarto orizzontamento non è supportato da una specifica documentazione, se non il disegno dell'interasse dei travetti per alcune parti del sottotetto; in corrispondenza del vano scale, si è potuto appurare di persona che sono presenti travi costituite da elementi di laterizio che fungono da cassero per travi in cemento armato, alle quali sono interposti alleggeriti laterizi di ridotto spessore per costituire un intradosso piano.

Per quanto riguarda la copertura si è potuto verificare che, al di sopra del vano scale, vi è una doppia orditura lignea su cui poggiano tavole storiche, eccezion fatta per la parte della falda rivolta verso ovest, dove sono state sostituite con tavelloni di dimensioni maggiori. Gli unici documenti reperiti che sono risultati utili allo studio della copertura sono state le sezioni di progetto del 1958, le quali però non corrispondono allo stato di fatto attuale (ad esempio le coperture ad est e ad ovest dei cavedi (Figura 31) hanno in realtà due falde e non soltanto una) e non lasciano intendere quali siano gli elementi demoliti, preesistenti o di nuova costruzione. Sulla base di queste sezioni, tuttavia, sono state ipotizzate delle capriate lignee di passo inferiore ai quattro metri di lunghezza per la parte centrale dell'edificio, mentre per la doppia falda verso sud si è ipotizzata la ripetizione dello schema a doppia orditura lignea osservato nella parte settentrionale.

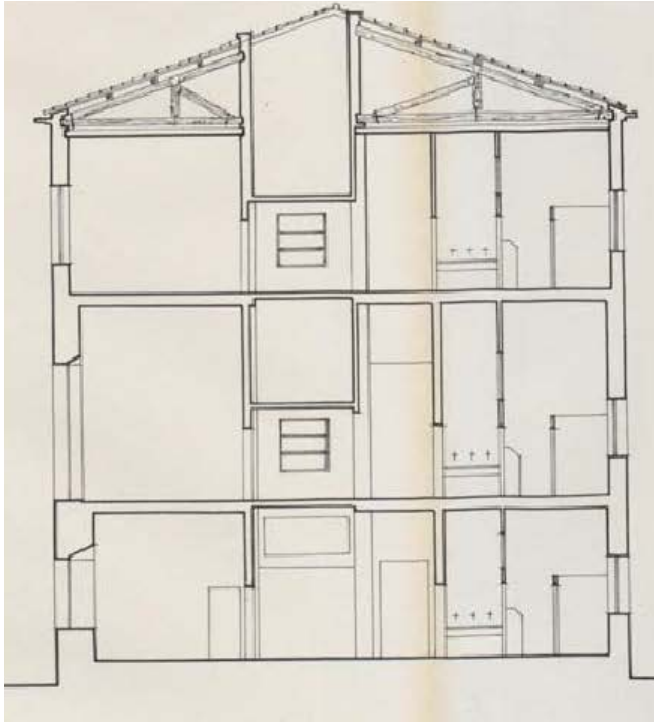


Figura 31. Sezione di progetto (1960) - (Archivio del Comune di Padova)

Sulla base delle orditure e degli interassi sono state ipotizzate delle aree di influenza (vedi tav. 6.06 -> 6.11) dei solai al fine di individuare, in maniera preliminare, le murature più scariche.

Le pareti all'interno dell'edificio sono intonacate e non è stato possibile osservarne la composizione o la tessitura, se non nel sottotetto per la parte posta al di sopra del vano scale, dove sono costituite da mattoni pieni.

3.5.2 Scheda qualità muraria

C8A.1.A.3 Costruzioni in muratura: proprietà dei materiali

Particolare attenzione è riservata alla valutazione della qualità muraria, con riferimento agli aspetti legati al rispetto o meno della "regola dell'arte".

L'esame della qualità muraria e l'eventuale valutazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche hanno come finalità principale quella di stabilire se la muratura in esame è capace di un comportamento strutturale idoneo a sostenere le azioni statiche e dinamiche prevedibili per l'edificio in oggetto, tenuto conto delle categorie di suolo, opportunamente identificate, secondo quanto indicato al § 3.2.2 delle NTC.

Di particolare importanza risulta la presenza o meno di elementi di collegamento trasversali (es. diatoni), la forma, tipologia e dimensione degli elementi, la tessitura, l'orizzontalità delle giaciture, il regolare sfalsamento dei giunti, la qualità e consistenza della malta.

Le uniche pareti non intonacate si trovano nel sottotetto, ma data la ridotta accessibilità non è stato possibile reperire le informazioni necessarie per compilare la scheda della qualità muraria.

In particolare non è stato possibile esaminare direttamente, su una superficie adeguata di 1 m x 1 m, le caratteristiche della muratura, tuttavia dal rilievo fotografico del sottotetto si è ricavata una descrizione, seppur sommaria, della qualità muraria.

I parametri che la definiscono sono i seguenti:

- Qualità della malta: non sono state condotte prove di laboratorio, quindi non è possibile dare giudizi sulla resistenza meccanica della malta; dalle immagini si può notare come i giunti risultino superficialmente degradati, anche se non è possibile dire se tale condizione riguardi l'intero edificio, né tanto meno, se siano state effettuate operazioni di ristilatura;
- Presenza di diatoni: dato l'elevato spessore della muratura si ipotizza che i diatoni non siano totalmente presenti, ma interessino solo parte dello spessore, garantendo comunque alla parete un certo grado di ammorsamento;
- Forma degli elementi resistenti: i mattoni hanno una forma piuttosto regolare e sono caratterizzati da superfici fra loro parallele;
- Dimensione degli elementi resistenti: le dimensioni si ritengono piuttosto adeguate;
- Resistenza degli elementi resistenti: data la mancanza di prove di laboratorio, è impossibile giudicare la resistenza dei mattoni; nel complesso risultano abbastanza ben conservati, anche se dalle foto ne sono visibili alcuni, che presentano problemi di erosione superficiale;
- Sfalsamento dei giunti verticali: i giunti risultano per la maggior parte sfalsati;
- Orizzontalità dei filari: i filari risultano orizzontali;
- Presenza di zeppe: la regolarità della forma degli elementi e l'orizzontalità dei filari non rende necessaria la presenza di zeppe.



Figura 32. Foto sottotetto.

3.5.3 Presidi antisismici

Durante il rilievo si è notata la presenza di un capochiave (vedi Figura 33). Non è stato possibile individuare la presenza di un eventuale tirante.

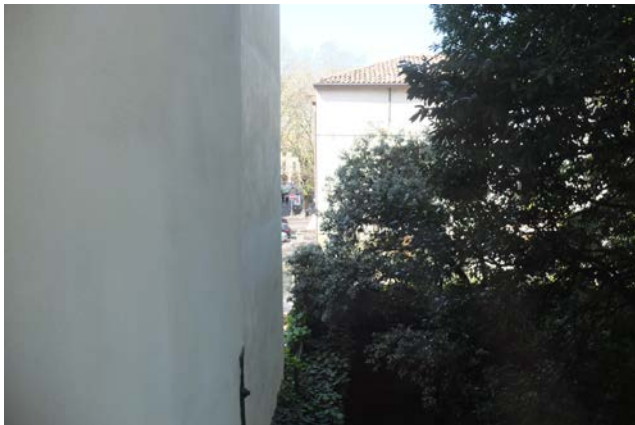


Figura 33. Foto prospetto nord

3.6 Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni

3.6.1 Individuazione delle vulnerabilità

Il rilevamento delle vulnerabilità permette di comprendere il possibile comportamento dell'edificio in seguito ad un evento sismico previsto per la zona; inoltre lo studio delle criticità costituisce il punto di partenza per la progettazione di un possibile piano d'indagine.

Nello specifico, le vulnerabilità riscontrate sono raffigurate graficamente in dettaglio nelle tavole allegate (tav. 7.01 – 7.08).

PIANTE

- **Maschi murari di ridotte dimensioni:** nella terza unità strutturale omogenea, nel prospetto ovest si sono individuati due maschi murari di ridotte dimensioni che comportano uno scarso ammorsamento fra le pareti ortogonali;
- **Muri in comune tra unità strutturali:** le tre unità strutturali presentano, nei punti di contatto, muri in comune, nei quali si innestano muri di spina con ammorsamenti che possono essere non sufficientemente adeguati;
- **Mancanza di ammorsamento fra pareti ortogonali:** al piano terra e al piano secondo si è individuata una parete in direzione est-ovest che non è connessa con il muro ad essa ortogonale; ciò comporta un'elevata probabilità dell'innescarsi dei meccanismi di primo modo durante l'evento sismico;
- **Muri tamponati:** si è individuato il tamponamento di un'apertura preesistente; se non correttamente ammorsato alle pareti, questo costituisce una vulnerabilità di fronte all'azione sismica, innescando un meccanismo di primo modo, con ribaltamento e caduta del tamponamento stesso;
- **Presenza di nicchie:** si sono individuate alcune nicchie inserite nello spessore murario che comportano una riduzione dello stesso; il restringimento della sezione muraria impedisce ai carichi di venir correttamente trasferiti dall'alto verso il basso, costituendo una vulnerabilità;
- **Presenza di canne fumarie nello spessore murario:** la presenza di canne fumarie comporta una discontinuità del maschio murario.

SEZIONI

Nelle sezioni riportate nelle tav. 7.05 e 7.06 si è evidenziata la presenza del piano ammezzato, il cui solaio non è adeguatamente ammorsato alla parete est, dato che si colloca in corrispondenza delle sue aperture.

PROSPETTI

I prospetti est e sud del Palazzo del Capitano risultano regolari in elevazione e sono caratterizzati da maschi murari e fasce di piano di adeguate dimensioni. L'adiacenza fra il palazzo e la Torre dell'Orologio, viste le diverse altezze dei due edifici, costituisce una vulnerabilità associata alla possibilità che si verifichi un fenomeno di martellamento durante un evento sismico.

3.6.2 Individuazione del degrado

Il rilievo dei degradi che caratterizzano gli spazi interni ed i prospetti esterni è stato effettuato sulla base delle "Raccomandazioni Normal 1/88 – Alterazioni macroscopiche dei materiali lapidei: lessico" (CNR – ICR, 1990, Roma).

SPAZI INTERNI

Gli ambienti interni non presentano fenomeni di degrado particolarmente rilevante; si tratta per lo più di lievi distacchi di intonaco, colature o macchie, dovuti prevalentemente a infiltrazioni d'acqua o presenza di umidità.

Il piano terra è, del resto, interessato da un più diffuso ed esteso degrado: sono presenti distacchi, macchie, concrezioni e rigonfiamenti causati dall'umidità di risalita (vedi tav. 7.09).

PROSPETTI

Alterazione cromatica

Alterazione che si manifesta attraverso la variazione di uno o più parametri che definiscono il colore: tinta, chiarezza, saturazione. Può manifestarsi con morfologie diverse, a seconda delle condizioni e può riferirsi a zone ampie o localizzate.

Questo tipo di degrado si ritrova nel prospetto est, al di sotto del balcone e nella parte sud-ovest della torre (vedi tav. 7.13 e 7.14).

Atti di vandalismo

Aposizione indesiderata sulla superficie di vernici colorate, volantini, ecc.

In corrispondenza del prospetto sud erano stati appesi dei volantini, ad oggi rimossi, che tuttavia hanno degradato lo strato più superficiale dell'intonaco; mentre nel prospetto ovest, in corrispondenza della rampa di accesso, sono presenti graffiti vandalici.

Colatura

Norma UNI 11182:2006

Si tratta di un segno "ad andamento verticale".

Nello specifico la colatura è presente in tutte le aperture dell'ultimo livello del prospetto est, nel prospetto sud, in corrispondenza della finestra tamponata e nel prospetto ovest, nella maggior parte delle aperture.

Crosta

Strato superficiale di alterazione del materiale lapideo o dei prodotti utilizzati per eventuali trattamenti. Di spessore variabile, è dura, fragile e distinguibile dalle parti sottostanti per le caratteristiche morfologiche e, spesso, per il colore. Può distaccarsi anche spontaneamente dal substrato che, in genere, si presenta disgregato e/o polverulento.

Tale tipo di degrado si è riscontrato in particolare nel basamento del prospetto est e, in, in porzioni ridotte, nei davanzali di alcune aperture del prospetto ovest.

Deposito superficiale

Accumulo di materiali estranei di varia natura, quali, ad esempio, polvere, terriccio, guani, ecc. Ha spessore variabile e, generalmente, scarsa coerenza e aderenza al materiale sottostante.

È stato riscontrato nella nicchia presente nel prospetto est ed ai lati del timpano del prospetto ovest.

Distacco

Soluzione di continuità tra strati superficiali del materiale, sia tra loro che rispetto al substrato; prelude in genere alla caduta degli strati stessi. Il termine si usa in particolare per gli intonaci e i mosaici.

Fenomeni di distacco sono presenti nel prospetto ovest in corrispondenza del basamento (vedi tav. 7.14).

Erosione

Asportazione di materiale dalla superficie dovuta a processi di natura diversa.

Si è riscontrato un fenomeno di erosione nel prospetto ovest della torre (vedi tav. 7.14).

Fessurazione

Degradazione che si manifesta con la formazione di soluzioni di continuità nel materiale e che può implicare lo spostamento reciproco delle parti.

L'unica fessurazione riscontrata è collocata nel prospetto sud e interessa lo strato più superficiale dell'intonaco.

Macchia

Alterazione che si manifesta con pigmentazione accidentale e localizzata della superficie; è correlata alla presenza di materiale estraneo al substrato (per esempio ruggine, sali di rame, sostanze organiche, vernici).

Si è individuata una macchia nel prospetto est al secondo livello e nel prospetto ovest in corrispondenza del piano terra.

Patina biologica

Strato sottile, morbido e omogeneo, aderente alla superficie e di evidente natura biologica, di colore variabile, per lo più verde. La patina biologica è costituita prevalentemente da microrganismi cui possono aderire polvere, terriccio, ecc.

Nello specifico si è individuata in corrispondenza del balcone del prospetto est e della rampa del prospetto ovest.

Non si è potuto redigere lo studio del degrado della facciata nord, data la sua inaccessibilità.

3.6.3 Individuazione del quadro fessurativo

Il Palazzo del Capitano non presenta evidenti segni di danni o dissesti rilevanti.

Il rilievo del quadro fessurativo è stato redatto solo per gli ambienti interni in cui si sono riscontrate:

- *lesioni non passanti*: riguardano per lo più lo strato di intonaco;
- *lesioni passanti*: al piano primo in corrispondenza di una partizione interna, dello spigolo di un cavedio e della facciata est (vedi tav. 7.16); mentre al piano secondo la lesione si trova in corrispondenza di una partizione interna;
- *lesioni diffuse*: sono presenti sopra le aperture e in corrispondenza di alcune tramezzature;
- *lesioni al cantonale*: sono presenti per lo più al piano ammezzato (vedi tav. 7.17);
- *lesioni orizzontali*: si trovano in corrispondenza del collegamento fra partizioni interne e solaio.

Per quanto riguarda i prospetti non si è rilevato alcun tipo di fessurazione se non quella sopra descritta.

3.6.4 Valutazione dell'impatto degli impianti tecnologici sugli elementi strutturali

Gli interventi realizzati a partire dal 1959 hanno comportato dal punto di vista impiantistico l'inserimento di radiatori all'interno delle nicchie realizzate al di sotto delle aperture nello spessore murario. La presenza di questi incavi può comportare un non corretto trasferimento dei carichi agenti e quindi una vulnerabilità.

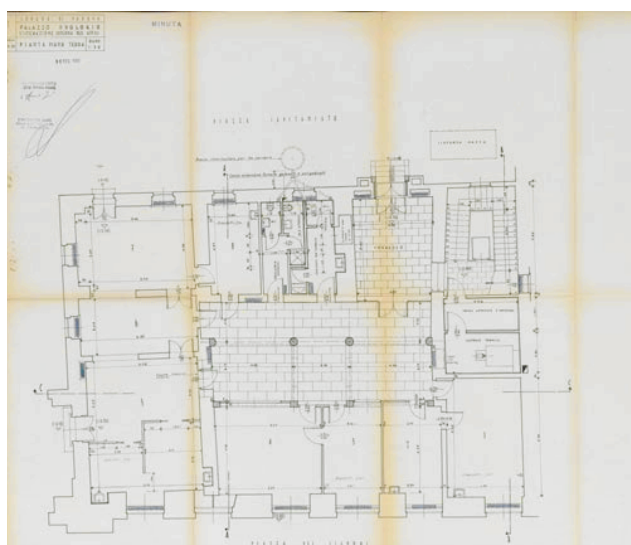


Figura 34. Estratto pianta piano terra (1960) - (Archivio del Comune di Padova)

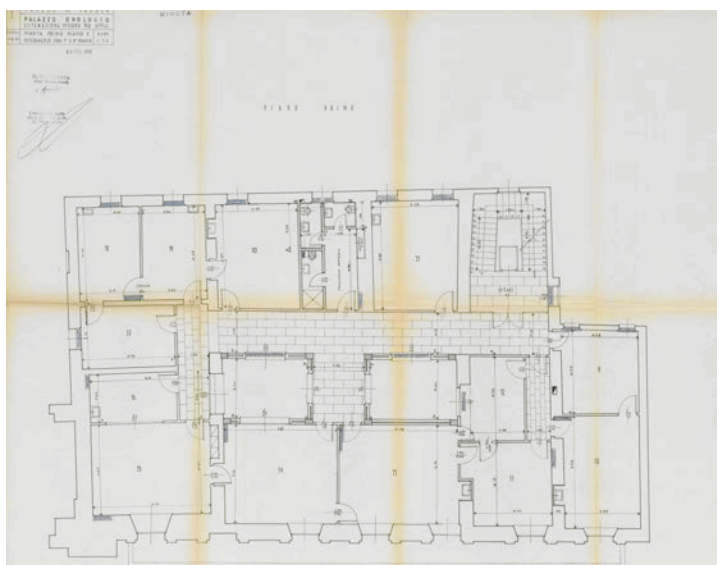


Figura 35. Estratto pianta piano primo (1960) - (Archivio del Comune di Padova)

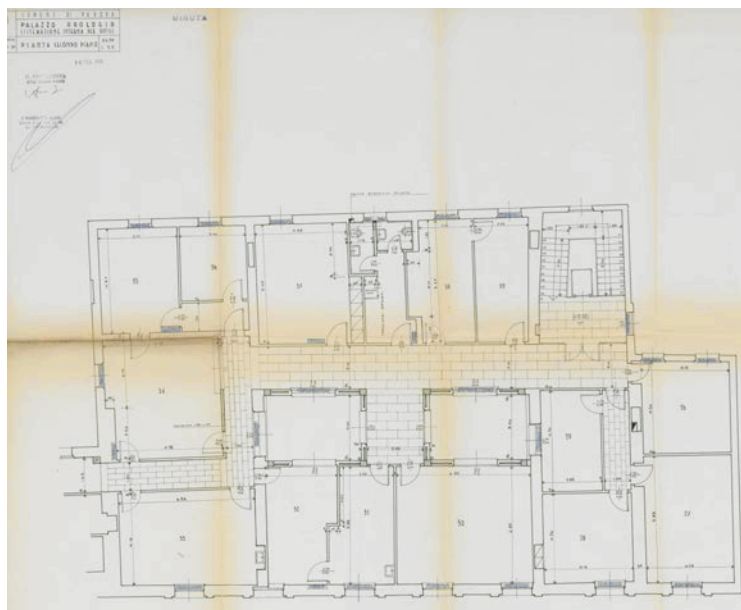


Figura 36. Estratto pianta piano secondo (1960) - (Archivio del Comune di Padova)

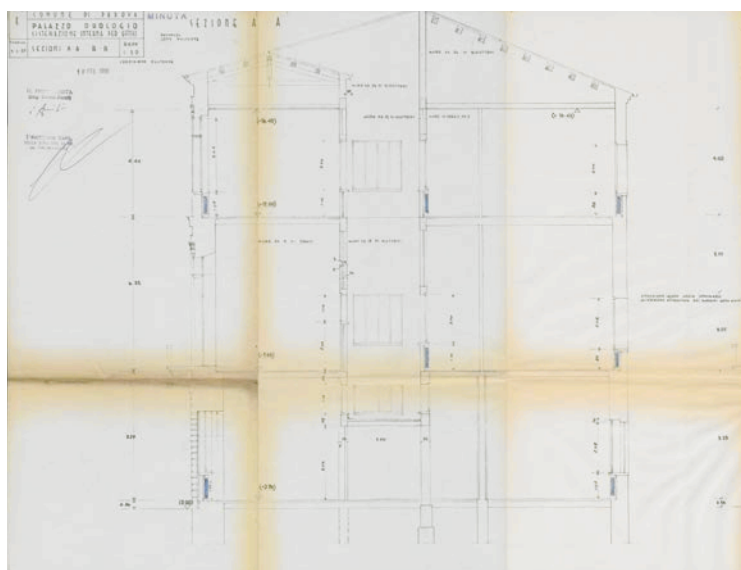


Figura 37. Estratto sezione A-A (1960) - (Archivio del Comune di Padova)

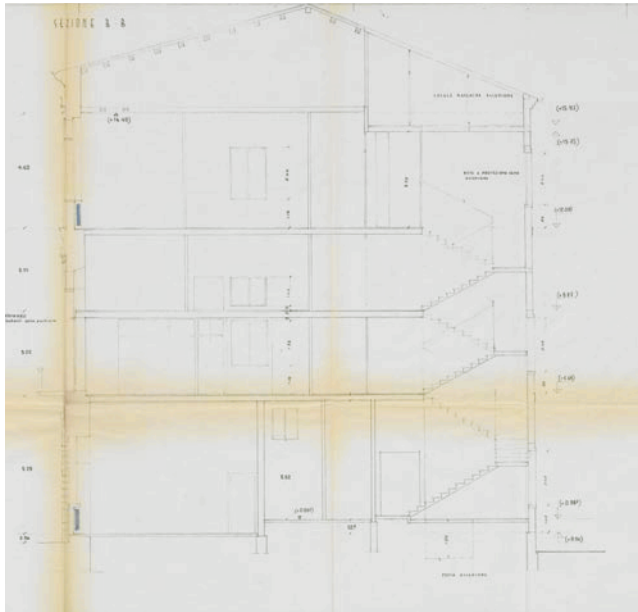


Figura 38. Estratto sezione B-B (1960) - (Archivio del Comune di Padova)

La centrale termica è collocata al piano terra, di fronte al vano scale (vedi tavola grafica 3.13), per cui non costituisce un elemento di vulnerabilità sismica.

3.6.5 Definizione di un piano di indagini

Alla luce dell'analisi critica e del quadro fessurativo e di degrado, si è definito un piano di indagine per conoscere i parametri della muratura e per meglio poter progettare opportuni interventi di consolidamento.

ELEMENTI DA INDAGARE:

- ammorsamento tra le murature;
- ammorsamento tra le murature e i solai;
- tipologia e caratteristiche meccaniche dei solai;
- tipologia e caratteristiche meccaniche degli elementi che compongono le murature e delle murature stesse;
- caratteristiche meccaniche e stato di conservazione delle travi in c.a.;
- armature presenti negli ambienti in c.a. e loro stato di conservazione;
- presenza di cordoli;
- tipologia e caratteristiche meccaniche dei pilastri;
- esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture.

Prove non distruttive:

Per prove non distruttive si intendono quei controlli o insiemi di accertamenti e rilievi che si compiono sui materiali, metallici e non, atti a riscontrare, misurare e determinare le composizioni, le caratteristiche, i difetti degli stessi e le discontinuità strutturali. Sono metodi che non richiedono prelievo di materiale o distruzione alcuna e non compromettono la funzionalità del componente.

Si ottengono informazioni esclusivamente qualitative.

Prove soniche

Le prove soniche rappresentano un metodo di indagine non distruttiva validamente applicabile a strutture murarie, al fine di ottenere informazioni per la caratterizzazione e descrizione qualitativa della muratura. Le indagini soniche restituiscono la velocità di propagazione di onde meccaniche (sonore) attraverso il mezzo murario investigato, fornendo indicazioni di natura qualitativa sulla consistenza della muratura e sulla presenza di cavità, fessure o eterogeneità di materiale intercettato lungo il percorso di trasmissione dell'onda.

Le indagini assumono natura quantitativa quando applicate prima e dopo l'intervento di consolidamento delle murature mediante iniezioni di miscele e quindi risultano utili a determinare l'efficacia dell'intervento stesso in relazione alla diffusione della miscela di iniezione all'interno del corpo murario.

La tecnica di indagineonica si basa sulla generazione di impulsi meccanici con frequenza nel campo sonoro (20-20000 Hz). L'onda sonica viene generata sul supporto murario mediante battitura con martello strumentato e viene quindi ricevuta da un sensore (accelerometro piezoelettrico) posto in un punto diverso della struttura. Entrambi i dispositivi sono collegati ad un amplificatore di segnale e ad un convertitore analogico – digitale per la visualizzazione e registrazione dei dati.

Il principio generale consiste nel fatto che la velocità di propagazione delle onde elastiche in un mezzo è direttamente correlabile alla densità e al modulo elastico secondo la relazione:

$$v = \sqrt{E/\rho}$$

Questa relazione è valida solo per materiali elastici, omogenei (a densità costante) ed isotropi (con medesime proprietà fisico meccaniche in tutte le direzioni) e quindi in generale non valida per la propagazione di onde meccaniche della muratura, mezzo fortemente eterogeneo ed anisotropo.

I risultati così ottenuti avranno caratteristiche più qualitative che quantitative.

Le prove soniche sono state previste per le murature che presentano uno spessore rilevante, nei diversi livelli e nelle due direzioni principali, per indagare le caratteristiche delle murature storiche e la presenza di eventuali cavità o nicchie non riportate nelle tavole di archivio e non riscontrate durante il rilievo.

Tomografia sonora

La tomografia sonora è una ricostruzione della distribuzione della velocità all'interno di una sezione. Si ottiene eseguendo numerose misure sonore che attraversano la medesima sezione con diverse angolazioni. Il parametro stimato è come nelle indagini sonore, la velocità.

L'unica differenza tra le due indagini sonore è che la prima fornisce un valore da intendersi come valore medio lungo l'intero percorso sorgente-ricevitore, mentre la tomografia sonora fornisce una mappa di distribuzione del parametro stimato all'interno della sezione. È pertanto possibile distinguere all'interno della sezione zone meno veloci e zone più veloci e ricavare pertanto interpretazioni più dettagliate sulla struttura interna della muratura.

Si prevede la tomografia sonora in corrispondenza dell'ingresso principale del prospetto ovest. L'intervento del 1960 ha, infatti, comportato l'inserimento del nuovo ingresso nella facciata ovest, creando un'apertura nel maschio murario. Dai disegni di archivio non si sono, infatti, reperite informazioni sulla nuova sezione muraria.



Figura 39. Strumentazione per eseguire la prova sonora

Prove magnetometriche (pacometro)

Le prove realizzate mediante il pacometro consentono la localizzazione delle armature nel conglomerato cementizio armato, le loro profondità, nonché la misura del copriferro e forniscono indicazioni qualitative sul diametro delle barre principali e secondarie e delle staffe, in relazione alla differenza di proprietà magnetiche tra queste ed il conglomerato cementizio.

La prova è di tipo non distruttivo e consiste nel passaggio di una sonda digitale sulla superficie della struttura. I dati ricavati vengono elaborati e visualizzati su un display e/o salvati nella memoria dell'unità ricevente.

Nel caso in esame (vedi tav. §8) sono state previste indagini magnetometriche in corrispondenza delle quattro colonne e dei quattro pilastri in calcestruzzo armato presenti al piano terra e degli otto pilastri dei livelli superiori. All'interno del vano scale si è prevista

la prova magnetometrica per individuare la presenza di un eventuale tirante, data l'esistenza del capochiave sopra descritto.

Inoltre in seguito agli scassi previsti al livello degli orizzontamenti, si è ricorso all'indagine magnetometrica per verificare la presenza delle armature rappresentate nei dettagli costruttivi di archivio.



Figura 40. Pacometro

Ispezioni visive

Questo tipo di indagine è la meno invasiva e non necessita di particolari strumenti.

Nel caso studio in esame queste ispezioni dirette sono fondamentali per confermare o smentire le ipotesi effettuate sulla struttura dei solai, per i quali i dati raccolti in situ e in archivio non sono sufficienti.

In tal modo si può constatare direttamente i dettagli costruttivi attraverso la rimozione di alcuni pannelli del controsoffitto o dell'intonaco.

Termografie

La termografia è una prova non distruttiva che viene utilizzata per leggere le radiazioni emesse nella banda dell'infrarosso da corpi sottoposti a sollecitazione termica. L'energia radiante è funzione della temperatura superficiale dei materiali, a sua volta influenzata dalla conducibilità termica e dal calore specifico; conducibilità e calore specifico esprimono in termini quantitativi l'attitudine del materiale a trasmettere o trattenere calore. La termografia sfrutta questa caratteristica per visualizzare i differenti comportamenti termici dei materiali.

Principali applicazioni sono tese a individuare: dispersioni termiche, ponti termici, umidità di murature, strutture di solai in calcestruzzo armato, ammorsature tra strutture murarie con tessiture e materiali differenti.

Da evidenziare il fatto che la termografia è influenzata dalle condizioni ambientali e climatiche del luogo.

La prova termografica è stata prevista in corrispondenza di cavedi, nicchie, canne fumarie e murature tamponate per verificarne la presenza e per individuare le caratteristiche dell'eventuale tamponamento.



Figura 41. Camera termografica

Georadar

La tecnica d'indagine radar si basa sull'emissione e la ricezione di impulsi elettromagnetici a larga banda da parte di un'antenna appoggiata alla struttura nel punto da esaminare. La configurazione classica di acquisizione prevede l'utilizzo di una singola antenna costituita da due dipoli, di cui uno trasmittente e l'altro ricevente. La distanza dei dipoli è molto piccola (acquisizione quasi monostatica); a volte la strumentazione prevede un unico dipolo che svolge entrambe le funzioni di trasmissione e ricezione (acquisizione monostatica).

Le immagini prodotte da un'indagine radar sono strettamente correlate con la disposizione e le geometrie dei diversi elementi e materiali che compongono la struttura esaminata. La presenza di elementi disomogenei è sempre riconoscibile, purché questi rientrino per dimensioni e distanza nel range di applicabilità del radar.

Con opportune analisi cinematiche dei dati raccolti è spesso possibile ricavare la velocità media di propagazione dell'onda elettromagnetica e quindi è possibile trasformare la coordinata tempo in una coordinata profondità, permettendo la misura di spessori degli strati e la localizzazione spaziale delle disomogeneità.

In presenza di umidità, il segnale elettromagnetico subisce un forte assorbimento. Zone umide sono quindi distinguibili da zone meno umide o secche, in base alla maggiore o minore penetrazione del segnale osservata nelle immagini.

Nel caso in esame si prevedono prove georadar al piano terra in corrispondenza delle quattro colonne e dei quattro pilastri e delle scale che portano ai piani superiori, per verificare la presenza delle fondazioni realizzate negli anni Sessanta.



Figura 42. Georadar

Monitoraggio

Il monitoraggio è una serie continuativa di indagini strutturali eseguite su un edificio (parametri ambientali, temperatura e umidità, parametri strutturali, controllo dei quadri fessurativi).

Questa indagine rispecchia il principio del minimo intervento in quanto si interviene solo quando si rileva un peggioramento consistente del comportamento strutturale.

Si possono avere due tipi di monitoraggio: statico quando si misurano parametri che variano lentamente nel tempo; dinamico quando si misurano parametri dinamici (vibrazioni ambientali o eventi eccezionali).

Il monitoraggio può essere di tipo continuo o periodico (un sistema di sensori fissi o rimovibili misurano in maniera continua i parametri in gioco) e basato su soglia (il sistema di sensori registra solo quando i valori superano una certa soglia definita; in tal modo si ottimizzano le informazioni evitando di acquisire continuamente un'enorme quantità di dati).

Si è proposto di eseguire un piano di monitoraggio in corrispondenza dell'unità strutturale della Torre dell'Orologio. I sensori che monitorano la struttura devono essere adeguatamente collocati per ottenere informazioni sui punti più critici.

Prove debolmente distruttive:

Sono così definite quelle prove che provocano una distruzione limitata del materiale dato il loro carattere locale. Si ottengono informazioni di carattere qualitativo; nel caso di martinetti piatti singoli e doppi si possono ottenere anche informazioni di tipo quantitativo.

Prova sclerometrica

L'indagine è di tipo non distruttivo e fornisce informazioni sulla qualità del calcestruzzo, misurando la capacità del materiale di resistere alla penetrazione. Il metodo è utilizzato per stimare la resistenza cubica a compressione del materiale testato, indagare il grado di omogeneità delle proprietà meccaniche e delineare zone o aree di scarsa qualità o degradate.



Figura 43. Sclerometro Schmidt

Lo strumento di prova è costituito da un corpo cilindrico contenente un maglio di acciaio caricato a molla che, al rilasciato, colpisce un pistone in acciaio che fuoriesce da un'estremità dell'involucro e che si trova a contatto con la superficie del calcestruzzo.

La durezza superficiale del materiale viene ricavata attraverso l'altezza di rimbalzo di una massa battente interna allo strumento che viene correlata alla resistenza del materiale stesso.

Sono state proposte indagini con l'utilizzo dello sclerometro al piano terra, nella colonna all'interno del ripostiglio, dato che le altre colonne sono locate nell'atrio di ingresso principale degli uffici e quindi sono più esposte.

Inoltre, in seguito agli scassi previsti in corrispondenza degli orizzontamenti, si ricorre all'indagine sclerometrica per verificare la resistenza del calcestruzzo delle travi e degli eventuali cordoli.

Scasso

È un tipo di indagine debolmente distruttiva che comporta la rimozione di alcuni mattoni e il rilievo della sezione muraria. Nel caso di scasso in prossimità di cordoli si ha la possibilità di controllare la corretta esecuzione degli stessi e successivamente di effettuare delle prove sclerometriche e magnetometriche.

Gli scassi sono stati previsti in corrispondenza dei cantonali adiacenti fra le diverse unità strutturali e al livello dell'orizzontamento, per capire l'ammorsamento fra queste e la presenza degli eventuali cordoli.

Sono stati previsti gli scassi, dove possibile, in corrispondenza di zone più marginali quali ripostigli e archivi.

Inoltre si è ritenuto opportuno prevedere uno scasso al piano terra nella parete adiacente all'ingresso del prospetto ovest, dato l'elevato spessore, per capire la tessitura muraria.

Martinetti piatti singoli

Questo tipo di prova serve a determinare il livello di sforzo in una muratura ed è l'unica tecnica in grado di fornire informazioni attendibili sulle principali caratteristiche meccaniche di una struttura muraria in termini di deformabilità, stato di sforzo e resistenza.

La prova è condotta introducendo un martinetto piatto in un taglio effettuato lungo un giunto di malta.

- Prima fase: lo stato di tensione è determinato grazie alla misurazione del rilassamento causato dal taglio. Il rilascio infatti determina una parziale chiusura del taglio.

- Seconda fase: viene inserito il martinetto nell'apertura e si aumenta la pressione in modo da riportare i lembi della fessura alla distanza originaria misurata prima del taglio.

Si misura la pressione di equilibrio.

La porzione di muratura interessata va strumentata con estensimetri rimovibili; in tal modo si possono misurare precisamente gli spostamenti prodotti dal taglio e dal martinetto.

L'efficacia della prova dipende dalla precisione della misura della pressione di equilibrio.

I martinetti sono stati previsti al piano terra, uno in una parete in direzione nord-sud e uno in direzione est-ovest. La prova sarebbe necessaria per ogni unità strutturale, ma vista la sua invasività, si è ritenuto opportuno svolgerla solo in due punti. Ai livelli superiori non viene effettuata perché manca un adeguato contrasto.

Martinetti piatti doppi

Con i martinetti doppi si misura la deformabilità della muratura.

Un secondo martinetto viene inserito in un taglio parallelo al primo ad una distanza di 40-50 cm. I due martinetti delimitano una porzione di muratura non disturbata di dimensioni apprezzabili, su cui eseguire una vera e propria prova di compressione monoassiale. Con appositi strumenti posti sulla superficie si misurano deformazioni verticali e laterali. Durante la prova, condotta con controllo di carico, si possono determinare modulo elastico e resistenza locale.

Se associata ad una prova con martinetto piatto singolo è possibile verificare lo stato di tensione attuale della muratura in relazione con le sue potenzialità ultime.

Questa tecnica non è applicabile su edifici di uno o due piani per mancanza di un adeguato contrasto superiore. In edifici a più piani è quindi necessario effettuare la prova al piano terra dell'edificio.

Si prevedono in corrispondenza dei martinetti piatti singoli.



Figura 44. Martinetto piatto

Endoscopie

Le indagini mediante gli endoscopi consentono di esaminare in sito le cavità naturali o artificiali, allo scopo di osservare direttamente in punti inaccessibili, la morfologia, la tipologia, la composizione interna, lo stato di conservazione dei materiali, le strutture

portanti e portate di solai piani e tutte quelle strutture e materiali che possono essere indagati mediante fori di piccolo diametro.

I principali problemi sono legati alla dimensione del foro di indagine (illuminazione, omogeneizzazione delle pareti del foro dovuta alla fase di perforazione) e alla ristretta zona definita dal foro di indagine nel caso in cui si vogliono studiare i materiali.

Si è prevista una prova endoscopica al piano terra nella parete adiacente all'ingresso, dato l'elevato spessore di cui non si conosce la sezione.



Figura 45. Endoscopio

Carotaggio

Attraverso un carotatore con testa rotante diamantata si estrae una carota di muratura nei punti più rappresentativi. All'interno della perforazione si può inserire un endoscopio per una visione diretta della sezione muraria, mentre tramite la carota estratta si può effettuare un'analisi della composizione e della stratigrafia della muratura, con la possibilità di eseguire indagini sui materiali attraverso prove in laboratorio.

Il limite di quest'applicazione sta nel fatto che la carota estratta spesso è decoesionata dalle vibrazioni e la malta, se di calce aerea, subisce un effetto di dilavamento ad opera dell'acqua utilizzata dalla carotatrice.

Non viene previsto alcun carotaggio, data la poca probabilità di ottenere campioni integri: la carota prelevata, infatti, potrebbe risultare decoesionata dalle vibrazioni indotte dall'operazione di prelievo, e la malta dilavata dall'acqua utilizzata per il carotaggio.

A seguito degli scassi e in base alle caratteristiche emerse, si possono eventualmente prevedere in loco dei carotaggi.



Figura 46. Carotatrice

Igrometro

L'igrometro elettrico a resistenza è uno strumento digitale che dispone di un puntale con due contatti metallici distanziati tra di loro di circa 2 cm. Attraverso l'inserimento in profondità dei due contatti è possibile rilevare la resistenza ohmica del materiale ligneo. Maggiore è l'umidità del legno, minore sarà la resistenza elettrica tra i due contatti. In base a questo principio, lo strumento restituisce una rilevazione attendibile del tenore di umidità.

Si è previsto l'utilizzo dell'igrometro in tutte le travi lignee della copertura, soprattutto in corrispondenza delle teste delle travi per individuare il contenuto di umidità.



Figura 47. Igrometro

Pilodyn

Si tratta di uno sclerometro per legno che permette di determinarne la durezza ed è utilizzato come indicatore della presenza di carie.

La meccanica della prova consiste nella penetrazione, perpendicolarmente alla superficie a vista, di un perno in acciaio azionato da una molla precaricata che genera una spinta di energia nota. La profondità di penetrazione è visualizzata direttamente sulla scala dello strumento. Dalla profondità raggiunta si può dedurre la resistenza a compressione.

Si è previsto l'utilizzo del Pilodyn in tutte le travi lignee della copertura, al fine di capire la resistenza a compressione delle stesse.



Figura 48. Pilodyn

Resistograph

Resistograph registra i valori di resistenza alla penetrazione di una punta in acciaio, la cui velocità di avanzamento viene tenuta costante. Si rilevano così le differenze di resistenza tra tessuti sani e parti degradate del legno oppure caratterizzate da difetti. Si registrano anche le differenze fra tessuti primaverili e tardivi.

Si è previsto l'utilizzo del Resistograph nelle due teste della trave di colmo della copertura per individuare eventuali ammaloramenti. Nel caso sia possibile accedervi si prevede l'utilizzo del Resistograph anche per le capriate ipotizzate.



Figura 49. Resistograph

Con le suddette prove è possibile:

- Individuare lo stato di conservazione di una trave;
- Individuare la sezione residua di una trave;
- Individuare la sezione di una trave, quando non sia possibile misurarla direttamente;
- Individuare l'andamento delle sequenze anulari;
- Valutare la presenza dei giunti.

4 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

4.1 Rischio sismico

Le Norme Tecniche per le Costruzioni impongono l'uso della microzonazione sismica per valutare le condizioni locali che possono modificare le caratteristiche del moto sismico atteso.

Il rischio sismico, determinato dalla combinazione della pericolosità, della vulnerabilità e dell'esposizione, è la misura dei danni attesi in un dato intervallo di tempo, in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione (natura, qualità e quantità dei beni esposti).

La pericolosità sismica di un territorio è rappresentata dalla frequenza e dalla forza dei terremoti che lo interessano, ovvero dalla sua sismicità; viene definita come la probabilità che in una data area ed in un certo intervallo di tempo si verifichi un terremoto che superi una soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco (Pga) di nostro interesse.

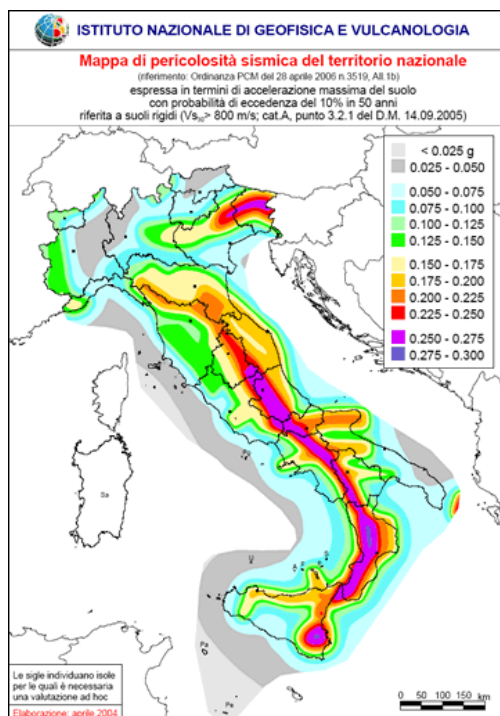


Figura 50. Mapa di pericolosità sismica del territorio nazionale secondo OPCM 3519 (www.ingv.it)

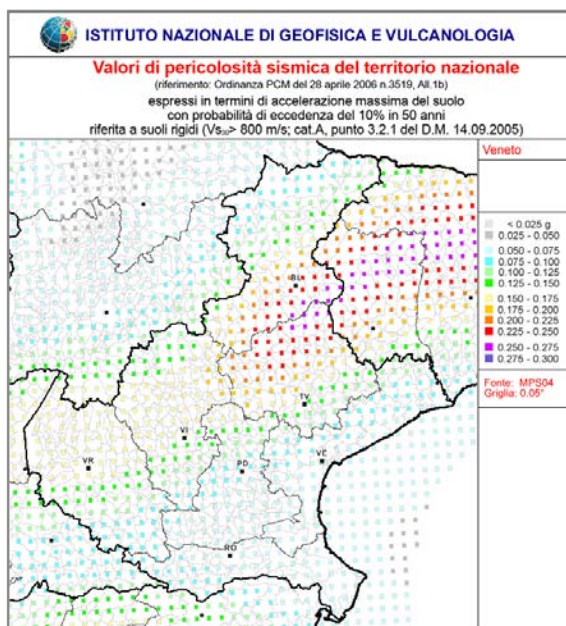


Figura 51. Mappa di pericolosità sismica della regione Veneto secondo OPCM 3519 (www.ingv.it)

In Figura 51 viene riportata la mappa di pericolosità sismica della Regione Veneto con i valori di accelerazione di picco, riferita a suoli rigidi con passo 0.05°.

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

L'esposizione invece viene definita come la maggiore o minore presenza di beni a rischio e dunque la conseguente possibilità di subire un danno (in vite umane, ai beni culturali e di tipo economico, ecc.) a seguito di un evento sismico.

4.2 Storia sismica dell'area

Il grafico riportato in Figura 52 riporta gli eventi sismici che hanno interessato Padova con intensità epicentrale superiore a 4-5; riporta in ascissa gli anni e in ordinata l'intensità sismica MCS.

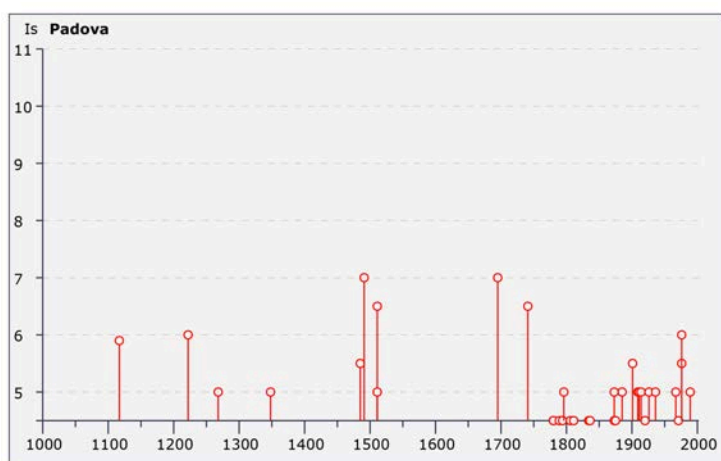


Figura 52. Diagramma della storia sismica di Padova (<http://emidius.mi.ingv.it>)

La tabella seguente riassume la storia sismica di Padova dal 1117 d.C. al 1996 e riporta l'intensità al sito (MCS), data e ora dell'evento sismico, l'area epicentrale e la Magnitudo Momento (M_w). Come si può notare nella Figura 52 e dalla tabella, gli eventi sismici di maggior rilievo sono stati quello avvenuto nel 1491 nel Veronese e nel 1695 nell'Asolano con intensità macrosismica pari a 7.

Se ne conviene che Padova sia caratterizzata da una pericolosità sismica ritenuta bassa.

Storia sismica di Padova
[45.407, 11.876]

Numero di eventi: 119

Effetti

In occasione del terremoto del:

Is	Anno	Me	Gi	Or	Mi	Area epicentrale	Np	Ix	Mw
D	1117	01	03	13		Veronese	85	9	6.49
6	1222	12	25	11		Basso bresciano	40	9	6.05
NR	1234	03	20			FERRARA	5	7	5.17
5	1268	11	04			Trevigiano	4	8	5.37
NC	1285	12	13			FERRARA	2	7	5.03
NC	1346	02	22	11		Ferrara	14	7-8	5.81
5	1348	01	25			CARNIA	46	9-10	6.66
NR	1410	05	09	22	30	FERRARA	3	6-7	5.03
5-6	1485	09	01			PADOVA	4	5-6	4.68
7	1491	01	24	23	30	Verona	8	8	5.37
4	1505	01	03	02		Bologna	31	7	5.47
6-7	1511	03	26	14	40	Slovenia	66	10	6.51
5	1511	03	28	12	15	Slovenia	8	6	4.74
F	1570	11	17	19	10	Ferrara	60	8	5.48
3	1688	04	11	11	30	ROMAGNA	36	9	5.88
4	1693	07	06	09	15	GOITO	13	7	5.27
7	1695	02	25	05	30	Asolano	82	10	6.61
6-7	1741	04	24	09	20	FABRIANESE	135	9	6.08
F	1743	02	20	16	30	Basso Ionio	77	9	6.90
F	1768	10	19	23		Appennino romagnolo	24	9	5.84
3-4	1776	07	10			TRAMONTI	19	8-9	5.82
3	1779	06	04	07		Bolognese	12	7	4.97
4-5	1780	02	06	04		Bolognese	7	6-7	4.85
4-5	1780	05	25			RAVENNA	5	6-7	5.03
F	1781	04	04			FAENTINO	78	9	5.84
F	1781	07	17	09	40	Romagna	33	8	5.53
3	1786	04	07			PIACENZA	8	7	5.31
4	1786	12	25	01		Riminese	91	8	5.67
3	1787	07	16	10		Ferrara	3	6-7	4.63
3-4	1788	10	20			TOLMEZZO	7	8-9	5.71
4-5	1789	08	04			TRAMONTI	5	5-6	4.63

Is	Anno	Me	Gi	Or	Mi	Area epicentrale	Np	Ix	Mw
4-5	1794	06	07			TRAMONTI	18	7-8	5.55
5	1796	10	22	04		Emilia orientale	26	7	5.63
3	1799	05	29	19		CASTENEDOLO	12	6-7	5.06
4	1802	05	12	09	30	Valle dell'Oglio	66	8-9	5.67
4-5	1806	02	12			NOVELLARA	28	7	5.26
4	1810	12	25	00	45	NOVELLARA	33	7	5.28
4-5	1811	07	15	22	44	SASSUOLO	21	7	5.24
F	1812	10	25	07		SEQUALS	34	7-8	5.70
3	1813	09	21	07	45	Romagna centrale	12	7	5.32
4	1818	12	09	18	52	LANGHIRANO	27	7-8	5.57
F	1832	03	13	03	30	Reggiano	93	7-8	5.59
4-5	1834	07	04	00	35	ALTA LUNIGIANA	21	6-7	5.14
2-3	1834	10	04	19		Bologna	10	6	4.63
4-5	1836	06	12	02	30	BASSANO	26	8	5.48
NR	1841	10	15	22		SANGUINETTO	19	6	4.83
F	1857	02	01			PARMENSE	22	6-7	5.26
F	1859	01	20	07	55	COLLALTO	36	7	4.97
3	1861	10	16			FORLI'	10	7	5.13
3	1870	10	30			MELDOLA	27	8	5.59
3	1873	03	12	20	04	Marche meridionali	196	9	5.88
5	1873	06	29	03	58	Bellunese	199	9-10	6.33
4-5	1873	09	17			LIGURIA ORIENTALE	68	6-7	5.52
4-5	1875	03	17	23	51	Romagna sud-orient.	143	8	5.74
2-3	1878	03	12	21	26	Bolognese	27	6	4.83
2-3	1879	06	22	04	15	TARCENTO	16	5-6	4.81
F	1881	01	24	16	04	Bolognese	30	7	5.14
5	1885	02	26	20	48	SCANDIANO	78	6	5.22
2	1887	02	23	05	21	Liguria occidentale	1515	10	6.29
4	1891	06	07	01	06	Valle d'Illasi	403	9	5.71
3	1892	01	05			GARDA OCC.	100	7-8	4.96
2-3	1894	11	27			FRANCIACORTA	168	6-7	4.95
3	1895	03	23			COMACCHIO	37	6-7	4.83
4	1895	04	14	22	17	Slovenia	296	8	6.25
3	1895	06	10	01	47	VALDOBBIADENE	73	6-7	5.06
RS	1896	10	16			ALBENGA	60	6	4.90

Is	Anno	Me	Gi	Or	Mi	Area epicentrale	Np	Ix	Mw
RS	1897	01	27	01	35	RECOARO	17	5-6	4.63
3	1897	07	15	05	57	Slovenia	53	7-8	5.13
NF	1898	01	16	12	10	Romagna settent.	73	7	5.03
3	1898	03	04			CALESTANO	260	7	5.07
F	1900	03	04	16	55	VALDOBBIADENE	98	6-7	5.22
5-6	1901	10	30	14	49	Salo'	191	8	5.67
RS	1902	06	27	16	48	CASENTINO	21	6	4.83
RS	1904	04	08	08	22	GARGANO	32	7	4.98
RS	1905	08	25	20	41	SULMONA	39	7	5.28
RS	1905	11	26			IRPINIA	136	7-8	5.32
3-4	1907	04	25	04	52	BOVOLONE	136	6	4.94
3-4	1908	03	15	07	50	CRESPADORO	25	6	5.01
2-3	1908	07	10	02	13	Carnia	120	7-8	5.34
5	1909	01	13	00	45	BASSA PADANA	799	6-7	5.53
2	1909	08	25	00	22	MURLO	283	7-8	5.40
5	1911	02	19	07	18	Romagna meridionale	185	7	5.38
RS	1911	09	13	22	29	CHIANTI	103	7-8	5.14
RS	1914	10	26	03	45	TAVERNETTE	67	7	5.36
5	1914	10	27	09	22	GARFAGNANA	618	7	5.79
3	1915	01	13	06	52	AVEZZANO	1040	11	6.99
RS	1915	03	26	23	37	ASSISI	25	7	5.03
2-3	1915	10	10	23	10	REGGIO EMILIA	30	6-7	5.01
F	1916	05	17	12	50	Alto Adriatico	130	8	5.85
F	1916	08	16	07	06	Alto Adriatico	256	8	5.92
4-5	1920	09	07	05	55	Garfagnana	638	10	6.48
RS	1922	06	08	07	47	CALDAROLA	52	6-7	5.00
4	1924	12	12	03	29	CARNIA	78	7	5.53
5	1926	01	01	18	04	Slovenia	63	7-8	5.71
RS	1927	10	28	21	49	BEDONIA	51	6	5.13
4	1928	03	27	08	32	CARNIA	359	9	5.75
RS	1928	06	13	08		CARPI	35	7	4.85
4	1929	04	20	01	09	Bolognese	628	8	5.55
3	1930	10	30	07	13	SENIGALLIA	263	8-9	5.94
3-4	1931	12	25	11	41	TARCENTO	45	7	5.36
RS	1932	01	02	23	36	CROTONESE	22	6	5.62

Is	Anno	Me	Gi	Or	Mi	Area epicentrale	Np	Ix	Mw
3	1932	02	19	12	57	Monte Baldo	21	8	5.01
4	1934	11	30	02	58	Adriatico	51	5	5.77
4	1935	06	05	11	48	FAENTINO	27	6	5.34
5	1936	10	18	03	10	BOSCO CANSIGLIO	267	9	5.90
NF	1945	12	15	05	27	VARZI	12	6	4.78
3	1951	05	15	22	54	LODIGIANO	126	6	5.24
F	1956	02	20	01	29	ARGENTA	32	5-6	4.98
RS	1967	12	09	03	09	ADRIATICO MER.	22	5	4.83
5	1967	12	30	04	19	BASSA PADANA	40	6	5.36
4-5	1971	07	15	01	33	Parmense	228	8	5.61
4	1972	10	25	21	56	PASSO CISA	198	5	4.95
5-6	1976	05	06	20		FRIULI	770	9-10	6.43
6	1976	09	15	09	21	Friuli	54	8-9	5.92
3	1983	11	09	16	29	Parmense	835	7	5.10
2-3	1986	12	06	17	07	BONDENO	604	6	4.56
4	1987	05	02	20	43	REGGIANO	802	6	5.05
5	1989	09	13	21	53	PASUBIO	779	6-7	4.96
3-4	1996	10	15	09	55	CORREGGIO	135	7	5.44

4.3 Normativa di riferimento

Per l'analisi del comportamento strutturale dell'edificio oggetto di studio si è fatto riferimento alla Circolare 2 febbraio 2009, n. 6172, relativa alle Norme tecniche per le costruzioni (D.M. Infrastrutture 14 Gennaio 2008) e alle Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche. Per la progettazione degli interventi ci si è riferiti a quanto riportato nelle Linee Guida in cui vengono introdotti tre diversi livelli di valutazione cui far riferimento per la progettazione degli interventi:

LV1 – consente la valutazione dell'azione sismica allo SLV attraverso metodi semplificati, basati su un numero limitato di parametri geometrici e meccanici o che utilizzano dati qualitativi (interrogazione visiva, lettura dei caratteri costruttivi, rilievo critico e stratigrafico);

LV2 (riparazione o intervento locale) – valutazioni da adottare in presenza di interventi locali su zone limitate del manufatto, che non alterano in modo significativo il comportamento strutturale accertato, per le quali sono suggeriti metodi di analisi locale; in questo caso la valutazione dell'azione sismica allo SLV per l'intero manufatto, comunque richiesta, viene effettuata con gli strumenti del livello LV1;

LV3 (intervento di miglioramento) – progetto di interventi diffusi nella costruzione, che per quanto possibile non dovrebbero modificare il funzionamento strutturale accertato attraverso il percorso della conoscenza (§ 4); le valutazioni devono riguardare l'intero manufatto, e possono utilizzare un modello strutturale globale, nei casi in cui questo possa essere ritenuto attendibile, o i metodi di analisi locale previsti per il livello LV2, purché applicati in modo generalizzato su tutti gli elementi della costruzione (l'esperienza acquisita a seguito dei passati eventi sismici ha infatti mostrato come, per gli edifici storici in muratura, il collasso sia raggiunto, nella maggior parte dei casi, per perdita di equilibrio di porzioni limitate della costruzione, definite nel seguito macroelementi). Il livello di valutazione LV3 può essere utilizzato anche quando, in assenza di un progetto di intervento, venga comunque richiesta un'accurata valutazione della sicurezza sismica del manufatto.

Per l'analisi locale dei più probabili meccanismi di collasso si è fatto riferimento al livello di valutazione LV2, mentre l'analisi globale dell'edificio si è basata sul livello di valutazione LV3, ipotizzando, a seguito degli interventi locali che derivano dall'analisi locale, un comportamento di tipo scatolare per l'edificio.

4.4 Analisi dei carichi

4.4.1 Caratteristiche meccaniche e analisi dei carichi

Per definire le caratteristiche meccaniche della muratura si è fatto riferimento ai valori meccanici forniti dalla letteratura (Tabella C8A.2.1); per il Palazzo del Capitano e la Torre dell'Orologio si è ipotizzata una muratura in mattoni pieni e malta di calce e si sono riportati i dati caratteristici nella Tabella 1.

Nel caso delle murature storiche, i valori indicati dalla Circolare si riferiscono a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzano la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che le murature storiche siano a paramenti scollegati e quindi che manchino sistematici elementi di connessione trasversale (o di ammorsamento per ingranamento tra i paramenti murari).

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18

Tabella 1. Caratteristiche meccaniche della muratura

Dove:

- f_m = resistenza media a compressione della muratura
- τ_0 = resistenza media a taglio della muratura
- E = valore medio del modulo di elasticità normale
- G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale
- w = peso specifico medio della muratura

Nelle Tabelle 2 e 3 vengono riportate la densità e il peso per unità di superficie delle componenti strutturali, con i quali verranno calcolati i carichi e le spinte trasmesse dagli orizzontamenti alle pareti.

Palazzo del Capitano

ANALISI DEI CARICHI		
Tipologia di orizzontamento	Componenti	Peso per unità di superficie (kN/m ²)
H=25+3 i=90 cm	Travetti (h=20 cm)	0,4
	Elementi in laterizio (sp. 4 + 4 cm)	0,64
	Cappa cls (sp. 3 cm)	0,75
	Massetto (sp. 8 cm)	1,2
	Allettamento pavimento (sp. 1.5 cm)	0,3
	Pavimento in piastrelle	0,4
	Intonaco	0,3
	Carico distribuito pareti leggere divisorie	0,5
H=30+4 i=92 cm	Travetti (h=26 cm)	0,56
	Elementi in laterizio (sp. 4 + 4 cm)	0,64
	Cappa cls (sp. 4 cm)	1
	Massetto (sp. 8 cm)	1,2
	Allettamento pavimento (sp. 1.5 cm)	0,3
	Pavimento in piastrelle	0,4
	Intonaco	0,3
	Carico distribuito pareti leggere divisorie	0,5
H=40+5 i=92 cm	Travetti (h=36 cm)	0,85
	Elementi in laterizio (sp. 4 + 4 cm)	0,64
	Cappa cls (sp. 5 cm)	1,25
	Massetto (sp. 8 cm)	1,2
	Allettamento pavimento (sp. 1.5 cm)	0,3
	Pavimento in piastrelle	0,4
	Intonaco	0,3
	Carico distribuito pareti leggere divisorie	0,5
H=20 i=100 cm	Pignatte (h=20 cm)	0,8
	Elementi in laterizio	0,64
	Rivestimento intradosso in quadrotti di pvc	0,22
Copertura	Travi principali (i= 1m)	0,24
	Arcarecci (i= 30cm)	0,07
	Capriata (i= 3m)	0,48
	Tavelle	1,5
	Manto impermeabilizzante	0,1
	Coppi	0,8
Scale	Permanenti	3,75
	Intonaco	0,3
	Massetto (sp. 2 cm)	0,4
	Rivestimento (sp. 3 cm)	0,8

Tabella 2. Caratteristiche meccaniche degli orizzontamenti _ Palazzo Capitano

Torre dell'Orologio

PESI DEI MATERIALI ED ELEMENTI COSTRUTTIVI	
Intonaco (sp 1.5 cm)	0,3 kN/m ²
Legname (abete, pino, larice)	6 kN/m ³
Muratura di mattoni pieni	18 kN/m ³
Elementi lapidei	26 - 27 kN/m ³
Acciaio	78,5 kN/m ³
Laterizio	18 kN/m ³

Tabella 3. Pesì dei materiali ed elementi costruttivi _ Torre dell'Orologio

ANALISI DEI CARICHI		
Tipologia di orizzontamento	Componenti	Peso per unità di superficie (kN/m ²)
I Impalcato ligneo	Pavimentazione	0,36
	Sottofondo	0,7
	Assito	0,36
	Travetti 12 x 14 (i=52 cm)	0,16
II Impalcato ligneo	Pavimentazione	0,36
	Sottofondo	0,7
	Assito	0,36
	Travetti 10 x 15 (i=50 cm)	0,18
III Impalcato ligneo	Pavimentazione	0,36
	Sottofondo	0,7
	Assito	0,36
	Travetti 14 x 11 (i=60 cm)	0,15
IV Impalcato ligneo	Pavimentazione	0,36
	Sottofondo	0,7
	Assito	0,36
	Travetti 12 x 13 (i=62 cm)	0,15

Tabella 4. Caratteristiche meccaniche degli orizzontamenti _ Torre dell'Orologio

Nella Tabella 5 si riportano in sintesi i carichi variabili e i relativi coefficienti utilizzati nel calcolo.

Categoria	Ambienti	Carico di esercizio q_k (kN/m ²)	Coefficiente di combinazione Ψ_2
B	Cat. B1 Uffici aperti al pubblico	3	0.3
C	Scale	4	0.6
H	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0.5	0.0

Tabella 5. Valori dei carichi di esercizio e dei relativi coefficienti di combinazione

La combinazione dei carichi sugli orizzontamenti usata per le verifiche agli stati limite, è quella prescritta dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008:

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

$$E + G1 + G2 + P + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \dots \quad (\text{N.T.C 2.5.5})$$

Il Palazzo del Capitano e la Torre dell'Orologio rientrano nel patrimonio di valenza storico-artistica tutelato e, pertanto, per l'adozione del fattore di confidenza F_c della struttura si è fatto riferimento alle Linee Guida.

A titolo esemplificativo, il fattore di confidenza può essere determinato definendo diversi fattori parziali di confidenza F_{ck} ($k=1,4$), sulla base dei coefficienti numerici riportati in Tabella 6 i cui valori sono associati alle quattro categorie di indagine ed al livello di conoscenza in esse raggiunto:

Rilievo Geometrico	Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
Rilievo geometrico completo	Restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	Parametri meccanici desunti da dati già disponibili	Limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni
$F_{c1} = 0.05$	$F_{c2} = 0.12$	$F_{c3} = 0.12$	$F_{c4} = 0.06$

Tabella 6. Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{ck}$$

Risulta pertanto:

$$F_c = 1 + (0.05 + 0.12 + 0.12 + 0.06) = 1.35$$

4.4.2 Valutazione dei carichi sismici

I dati sismici a cui è stato fatto riferimento sono stati elaborati con il programma Excel "Spettri-NTC" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Il programma permette l'elaborazione degli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticali) delle azioni sismiche di progetto, per il generico sito del territorio nazionale.

La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in tre fasi.

La prima fase consiste nell'inserimento del sito su cui sorge l'edificio; la ricerca è stata effettuata utilizzando le coordinate del luogo, ma poteva essere svolta anche scegliendo il Comune (vedi Figura 53).



Figura 53. Interfaccia del programma Spettri NTC, prima fase

Nella seconda fase (vedi Figura 54) si sono individuati alcuni parametri significativi della struttura quali la vita nominale e la classe d'uso dell'edificio che permettono l'individuazione dei valori di progetto per la valutazione della sicurezza sismica.



Figura 54. Interfaccia del programma Spettri NTC, seconda fase

Per i beni di interesse culturale esposti ad azioni sismiche, fermo restando che è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza (comma 4 dell'art. 29 del D.lgs. 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio"; punto 8.4 delle NTC), appare comunque opportuno definire un livello di sicurezza sismica di riferimento, differenziato in funzione delle caratteristiche proprie dei manufatti e del loro uso, e quindi delle conseguenze più o meno gravi di un loro danneggiamento per effetto di un evento sismico.

A tale scopo è necessario definire:

- la vita nominale V_N a cui viene riferita la valutazione della sicurezza e per la quale viene eventualmente progettato un intervento di miglioramento sismico; la vita nominale è intesa come il numero di anni durante i quali la struttura deve poter essere utilizzata con le funzioni per le quali è stata destinata. Sulla base della conoscenza del manufatto ottenuta con la metodologia sviluppata può essere messa in relazione alle caratteristiche del bene culturale; i valori della vita nominale sono riportati nella Tabella 7;
- la classe d'uso C_U , coerentemente con le diverse classi definite al punto 2.4.2 delle NTC: le costruzioni sono suddivise in quattro classi d'uso con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso ai beni culturali, nel seguente modo:
 - **Classe I** – uso saltuario o non utilizzato: costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;
 - **Classe II** – uso frequente con normali affollamenti: costruzioni il cui uso

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

- o **Classe III** – uso molto frequente e/o con affollamenti significativi: Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- o **Classe IV** – edificio strategico e uso molto frequente e/o con affollamenti significativi: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

C2.4.2 CLASSI D'USO

Per quanto riguarda le classi d'uso III e IV, definizioni più dettagliate sono contenute nel Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003 con il quale sono stati definiti, per quanto di competenza statale, gli edifici di interesse strategico e le opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile (quindi compresi nella classe IV in quanto costruzioni con importanti funzioni pubbliche o strategiche, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità); ancora il predetto decreto, sempre nell'ambito di competenza statale, ha definito gli edifici e le opere che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (e, quindi, comprese nella classe III, in quanto costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi). Fra gli "edifici rilevanti" risultano compresi anche quelli il cui collasso può

determinare danni significativi al patrimonio storico, artistico o monumentale. Per le opere di competenza regionale tali informazioni sono contenute nei relativi atti legislativi locali.

Il Palazzo dei Camerlenghi ospita al suo interno alcuni uffici del Comune di Padova quali l'ufficio leva, l'ufficio elettorale, l'ufficio per la promozione della pace - diritti umani - solidarietà e lo sportello centro donne dal mondo; questi uffici sono aperti al pubblico e non sono caratterizzati da affollamenti significativi.

Per il Palazzo del Capitano si è, quindi, proposta una classe d'uso II; tuttavia rientrando l'edificio nel patrimonio culturale si è scelto di sviluppare le verifiche anche per la classe d'uso III per capire come cambino gli eventuali interventi da porre in essere, dato che l'eventuale collasso del bene potrebbe comportare danni significativi al patrimonio storico, artistico e culturale.

Le verifiche sismiche relative la Torre dell'Orologio hanno considerato una vita nominale pari a 50 anni e una classe d'uso III.

Tipi di costruzione		Vita nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 7. Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

Classe d'uso	I	II	III	IV
C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 8. Valori del coefficiente d'uso C_U

Le azioni sismiche sono state valutate, quindi, in relazione ad un periodo di riferimento V_R definito come segue:

$$V_R = V_N * C_U = 50 * 1 = 50$$

(N.T.C 2.4.1)

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,5 = 75$$

(N.T.C 2.4.1)

Per stati limite (SL) si intende la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata; per i manufatti architettonici di interesse storico la sicurezza e protezione nei riguardi del rischio sismico è garantita attraverso la definizione di due stati limite, motivati dalla volontà di salvaguardare l'incolumità degli occupanti, nel caso di terremoti rari e di forte intensità (stato limite ultimo SLU), e di limitare i danni per terremoti intensi ma più frequenti, dettato sia da ragioni economiche che funzionali (stato limite di danno SLD). La verifica nei confronti dello SLD è considerata solo in relazione alla perdita di funzionalità (agibilità) del manufatto, in quanto si ritiene che la danneggiabilità di una costruzione storica in muratura, specie nei riguardi di un'azione sismica frequente, sia imprescindibile per tali manufatti e, come tale, conseguenza del tutto accettabile.

- **SLU (Stato limite ultimo):** la struttura pur subendo danni di grave entità, mantiene una residua resistenza e rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali;
- **SLD (Stato limite di danno):** il manufatto nel suo complesso non subisce danni gravi che ne giustifichino l'interruzione d'uso in conseguenza di eventi sismici che abbiano una maggiore probabilità di occorrenza rispetto a quella dell'azione sismica di riferimento per lo stato limite ultimo.

Per i manufatti architettonici di interesse storico artistico appare comunque opportuno confrontare l'indice di sicurezza sismica nella situazione attuale e quello eventualmente ottenibile realizzando interventi di miglioramento, compatibili con le esigenze di tutela del bene, con un livello di protezione sismica differenziato in funzione della loro rilevanza e del loro uso, e quindi delle conseguenze più o meno gravi di un loro danneggiamento (§ 2.4 Linee Guida).

Il periodo di ritorno di riferimento dell'azione sismica T_R è stato valutato con la seguente formula.

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

I valori così ottenuti sono stati riportati di seguito nella Tabella 9 assieme agli altri parametri sismici.

STATO LIMITE ($C_{U=II}$)	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)
SLV	475	0,083	2,635	0,335
SLD	50	0,037	2,546	0,250
STATO LIMITE ($C_{U=III}$)	TR (anni)	ag (g)	Fo (-)	Tc* (s)
SLV	712	0,096	2,621	0,344
SLD	75	0,043	2,531	0,279

Tabella 9. Tabella parametri azioni

Nelle Figure 55 e 56 si riportano il diagramma dello spettri di risposta elastica risultanti.

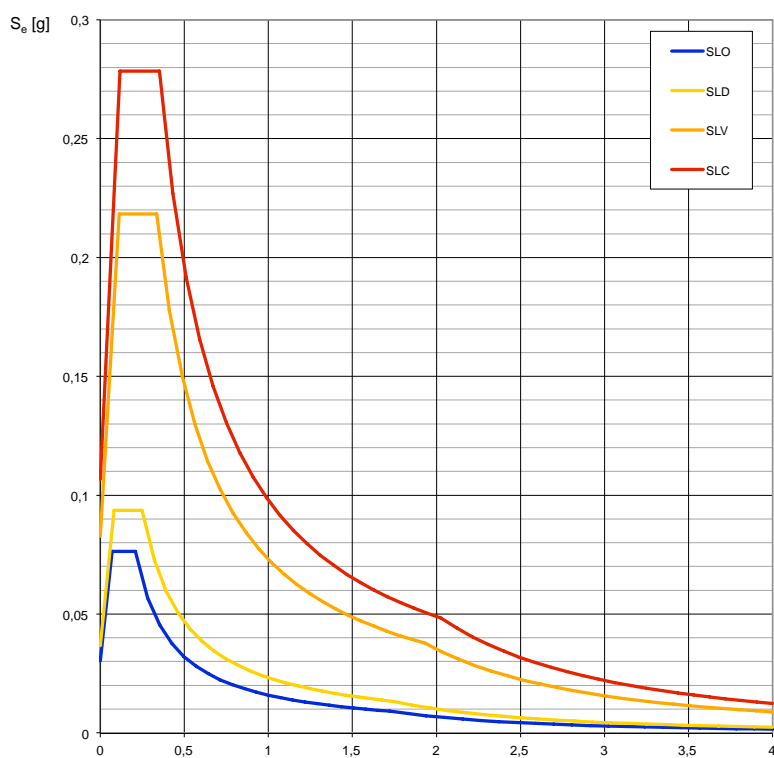


Figura 55. Spettro di risposta elastico ($C_{U=II}$)

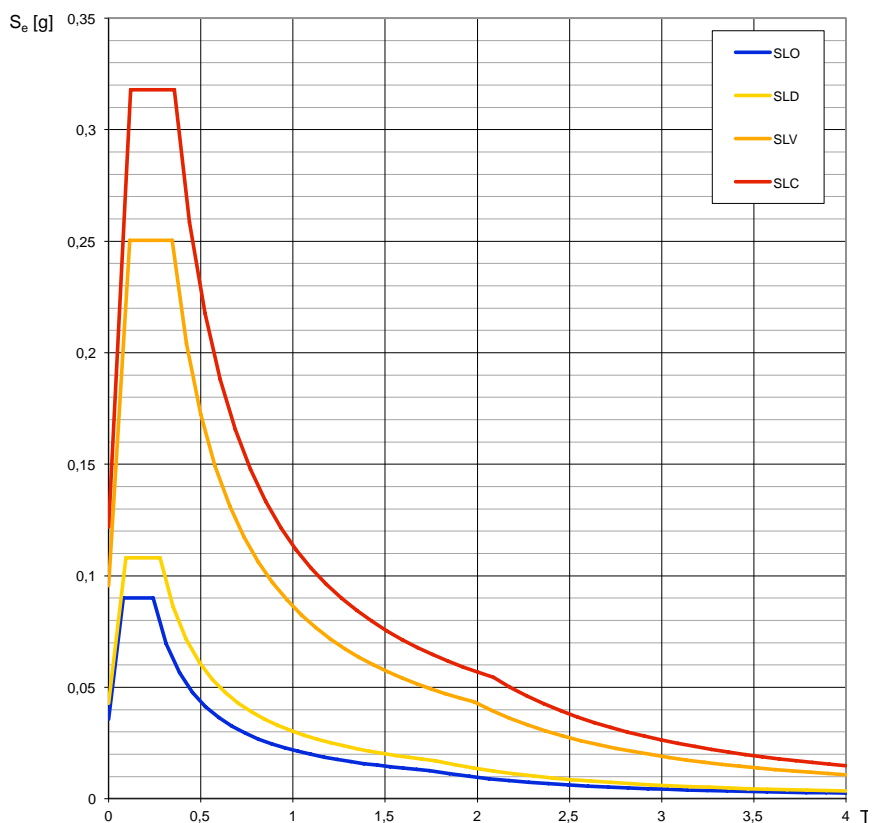


Figura 56. Spettro di risposta elastico ($C_U= III$)

Nella terza fase viene calcolata l'azione di progetto allo SLV (vedi Figura 57); si è considerata una categoria di sottosuolo di tipo C e una categoria topografica T1.

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite			
Stato Limite considerato	SLV	info	
Risposta sismica locale			
Categoria di sottosuolo	C	info	$S_s = 1,500$
Categoria topografica	T1	info	$C_c = 1,507$ info
			$h/H = 0,000$ info
			$S_r = 1,000$ info
			<small>(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)</small>
Compon. orizzontale			
<input type="radio"/> Spettro di progetto elastico (SLE)	Smorzamento γ_{nc} (%)	5	$\eta = 1,000$ info
<input checked="" type="radio"/> Spettro di progetto inelastico (SLU)	Fattore q_0	2	Regol. in altezza <input type="checkbox"/> Sì info
Compon. verticale			
Spettro di progetto	Fattore q	1,5	$\eta = 0,667$ info

Figura 57. Interfaccia del programma Spettri NTC (terza fase)

Nelle Tabelle 10 e 11 vengono riportati i parametri per lo spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV.

Stato limite di riferimento	SLV	
Accelerazione orizzontale massima al sito	a_g	0,083
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	F_0	2,653
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	T_c^*	0,335
Categoria di sottosuolo	C	
Coefficienti di amplificazione stratigrafica	S_s	1,5
	C_c	1,507

Tabella 10. Dati sismici di progetto ($C_U= II$)

Stato limite di riferimento	SLV	
Accelerazione orizzontale massima al sito	a_g	0,096
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	F_0	2,621
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	T_c^*	0,344
Categoria di sottosuolo	C	
Coefficienti di amplificazione stratigrafica	S_s	1,5
	C_c	1,490

Tabella 11. Dati sismici di progetto ($C_U= III$)

4.5 Gli aggregati edilizi

Per aggregato strutturale si intende un insieme non omogeneo di edifici, interconnessi tra loro con un collegamento più o meno strutturalmente efficace determinato dalla propria storia evolutiva, che possono interagire sotto un'azione sismica o dinamica in genere.

Gli edifici esistenti in aggregato di muratura sono caratterizzati da peculiarità che devono essere opportunamente considerate nell'ambito delle verifiche strutturali. In particolare, per impostare nei centri storici, in presenza di edifici complessi, una significativa interpretazione del comportamento meccanico attraverso la modellazione strutturale, è necessaria una specifica conoscenza preliminare, basata su operazioni di rilievo, ricerche storiche ed indagini sperimentali.

La normativa italiana riporta questi aspetti nelle "Istruzioni per l'applicazione" della Circolare nel § C8A.3 e dà indicazioni cui attenersi nello studio di aggregati edilizi: tali suggerimenti sono riportati schematicamente nel seguito.

Nell'analisi degli edifici di un aggregato edilizio si deve tenere conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti, connessi o semplicemente accostati. È fondamentale per questo, determinare preliminarmente le Unità Strutturali (U.S.) da considerare nello studio, cioè quelle porzioni dell'edificio a cui corrisponde una unitarietà comportamentale. Si dovrà esaminare l'intero aggregato, individuando le connessioni spaziali fondamentali, con attenzione ai meccanismi di giustapposizione e sovrapposizione, tenendo conto che tali porzioni di aggregato devono presentare un comportamento strutturale unitario nei confronti di azioni statiche e dinamiche.

Vista la complessità caratterizzante gli edifici in aggregato, di fondamentale importanza risulta l'utilizzo di metodi semplificati.

La normativa vigente indica che l'analisi di una U.S. secondo i metodi utilizzati normalmente per edifici isolati, **senza adeguata modellazione dell'interazione con i corpi di fabbrica contigui, assume un significato convenzionale:** di conseguenza, si ammette che l'analisi della capacità sismica globale delle U.S. possa essere verificata attraverso **metodologie semplificate. Sono inoltre obbligatorie le verifiche dei meccanismi locali significativi.**

Le verifiche di resistenza nel piano si possono condurre seguendo le indicazioni della Circolare, secondo le quali, nel caso di edifici in aggregati edilizi, è possibile riferirsi a

modelli semplificati di verifica dei setti murari: qualora gli orizzontamenti siano flessibili è possibile riferirsi ad una modellazione piana e procedere all'analisi delle singole pareti, ciascuna analizzata come struttura indipendente, soggetta ai carichi verticali di competenza ed all'azione del sisma nella direzione parallela alla parete; nel caso di orizzontamenti sufficientemente rigidi, la verifica può essere svolta, anche per edifici con più di due piani, mediante l'analisi statica non lineare analizzando, separatamente ciascun interpiano dell'edificio.

La verifica dei meccanismi locali di collasso è stata svolta in base alle indicazioni fornite nell'allegato C8A.4, su tutte le pareti di ogni U.S., considerando i meccanismi ritenuti significativi per la costruzione, che ha individuato il comportamento sismico delle unità dell'aggregato e delle analisi complessive di vulnerabilità sismica.

Le verifiche globali non hanno considerato i metodi semplificati proposti dalle Istruzioni della Circolare, data la compresenza di orizzontamenti sia rigidi, sia flessibili e quindi si è scelto di condurre un'analisi globale dell'edificio, adottando altresì un'adeguata modellazione dell'interazione con i corpi di fabbrica contigui.

4.6 Modellazione locale _ analisi per macroelementi

Il primo aspetto dell'analisi riguarda il riconoscimento delle condizioni che predispongono all'attivazione dei meccanismi locali di danno e collasso e quindi alla necessità di effettuare analisi cinematiche. La definizione dei macroelementi e dei meccanismi di collasso significativi si compie attraverso l'individuazione di eventuali stati di danneggiamento; i macroelementi sono porzioni più o meno estese dell'edificio murario che, nel caso di struttura con adeguata qualità muraria, hanno un comportamento monolitico.

Le strutture storiche in muratura spesso non presentano elementi di collegamento tra le pareti al livello degli orizzontamenti e questo comporta una vulnerabilità nei riguardi dei meccanismi locali che possono provocare il collasso fuori dal piano di singoli pannelli murari o di più ampie porzioni dell'edificio.

Si distinguono principalmente tre modi di collasso:

- Ribaltamento del muro fuori dal piano in pareti investite da azioni sismiche ortogonali al loro piano;
- Flessione verticale fuori dal piano in pareti investite da azioni sismiche ortogonali al loro piano;
- Rottura nel piano del muro per pareti sollecitate da azioni sismiche complanari al piano del muro.

Per l'analisi sismica dei meccanismi locali si può far ricorso ai metodi dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, tenendo conto, anche se in forma approssimata, della resistenza a compressione, della tessitura muraria, della qualità della connessione tra le pareti murarie, della presenza di catene e tiranti. Con tali metodi è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (applicando un opportuno fattore di struttura) o di spostamento (determinando l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo).

Un possibile modello di riferimento per questo tipo di valutazioni è quello dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, considerate come corpi rigidi non resistenti a trazione; la debole resistenza a trazione della muratura porta, infatti, ad un collasso per perdita di equilibrio, la cui valutazione non dipende in modo significativo dalla deformabilità della struttura, ma dalla sua geometria e dai vincoli.

Meccanismi ipotizzati in relazione al quadro fessurativo

In loco non si sono rilevate fessure particolarmente importanti e si è ipotizzato, quindi, al fine di individuare i possibili cinematismi, che l'edificio non sia costituito da efficaci collegamenti e quindi non sia caratterizzato, in genere, da un comportamento di tipo scatolare (esclusione fatta per i solai rigidi in laterocemento realizzati negli anni Sessanta). Una prima ipotesi consiste nell'inadeguato ammorsamento tra le pareti ortogonali e tra queste e gli orizzontamenti; si ritiene dunque che i cinematismi più probabili siano in questo caso i ribaltamenti fuori dal piano; nel caso ci sia invece ammorsamento tra le pareti e gli orizzontamenti si ipotizza il meccanismo di flessione verticale di parete.

Nel caso in cui l'edificio presenti caratteristiche atte ad inibire i meccanismi di primo modo, si ipotizza che si attivino i meccanismi di secondo modo di ribaltamento nel piano dei maschi murari.

4.6.1 Schemi di calcolo dei meccanismi di collasso

Seguendo quanto riportato nelle "Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi" (fornite da Reluis e allegate alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni), si descrivono i meccanismi di collasso locale che si ritengono possano verificarsi nel manufatto oggetto di studio.

L'analisi svolta sui macroelementi ha coinvolto in particolare i meccanismi di primo modo, generalmente più gravosi rispetto a quelli di secondo modo, in quanto il pannello murario è dotato di scarsa resistenza alle azioni perpendicolari al proprio piano. La risposta del

pannello murario dipende comunque dalle dimensioni, dalla natura e dalle caratteristiche della muratura stessa.

Per ognuno dei meccanismi, il parametro significativo è il coefficiente di collasso “ α ” che viene definito come il rapporto tra l’accelerazione critica e quella gravitazionale, ossia il moltiplicatore critico delle masse sismiche per il quale l’elemento considerato va in crisi, raggiungendo le condizioni limite di equilibrio alla rotazione dell’elemento murario attorno a cerniere cilindriche, oppure al raggiungimento delle tensioni ultime di resistenza a compressione o trazione per la sezione muraria considerata.

Di seguito si riportano i simboli utilizzati con l’indicazione del significato ad essi attribuito:

- α : è il moltiplicatore orizzontale dei carichi agenti sui macroelementi;
- W_i : è il peso proprio della parete al piano i-esimo o del macroelemento i-esimo;
- F_{Vi} : è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i-esimo;
- F_{Hi} : è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i-esimo;
- P_{Hi} : è la componente orizzontale della spinta della copertura al piano i-esimo;
- T_i : è lo sforzo del tirante al piano i-esimo;
- P_{Si} : è il peso del solaio agente sulla parete del piano i-esimo;
- s_i : è lo spessore della parete al piano i-esimo;
- h_i : è il braccio verticale dell’azione trasmessa dal solaio al macroelemento i-esimo;
- d_i : è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio sulla parete al piano i-esimo e/o del peso proprio della parete;
- d_{Vi} : è il braccio orizzontale delle azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo;
- h_{Vi} : è il braccio verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo;
- x_{Gi} : è la componente in x del baricentro della i-esima parete;
- y_{Gi} : è la componente in y del baricentro della i-esima parete;
- L_i : è la lunghezza del macroelemento i-esimo.

Meccanismi 1 – Ribaltamento semplice di parete

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di parete attorno a cerniere cilindriche in prevalenza orizzontali poste alla base, che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni sismiche ortogonali (vedi Figura 58).

Il coefficiente di collasso che attiva il cinematismo si ottiene facendo il rapporto fra il momento stabilizzante dovuto alla sommatoria dei pesi della muratura, dei carichi

verticali (presi positivamente) e delle spinte orizzontali (prese negativamente), e il momento ribaltante che invece considera l'azione sismica.

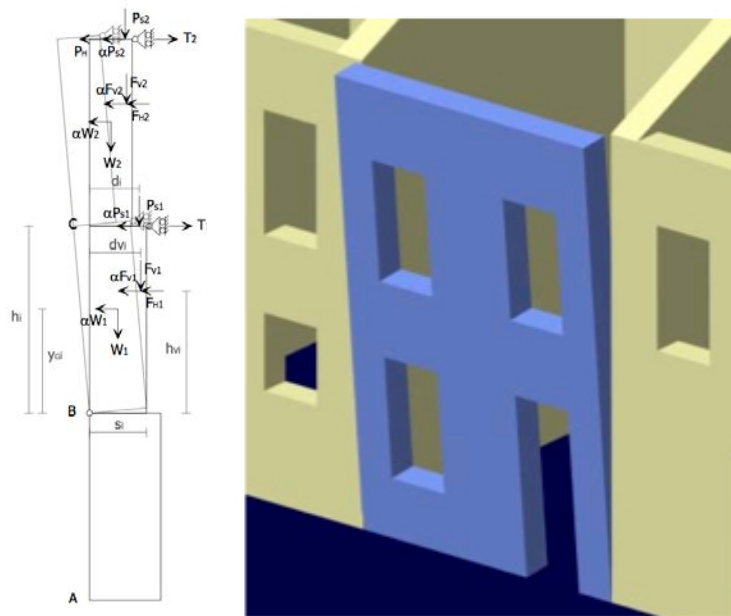


Figura 58. Meccanismo 1: ribaltamento semplice di parete monolitica e sua schematizzazione

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

Questo meccanismo prevede una schematizzazione del muro come corpo rigido che ruota attorno ad una cerniera posta alla base e posizionata a filo dello spigolo più esterno della sezione della parete. Questo tipo di collasso comporta però una concentrazione delle tensioni nei punti di contatto in cui si articola il meccanismo; nella modellazione per considerare questo fattore si procederà arretrando la posizione delle cerniere cilindriche per considerare lo schiacciamento della muratura. La cerniera cilindrica si forma, pertanto, lungo una linea più interna rispetto allo spigolo precedentemente considerato; questa distanza viene convenzionalmente definita con il simbolo "t".

I bracci delle forze stabilizzanti dovranno quindi essere ridotti della quantità "t".

Per determinare il valore numerico dell'arretramento si considera che l'innescio del cinematismo si manifesti non appena la tensione massima al lembo compresso raggiunga il valore di resistenza caratteristica a compressione della muratura σ_r così definita:

$$\sigma_r = \frac{f_m}{F_c \gamma_s}$$

In cui:

- f_m è il valore della resistenza a compressione ricavato dalla Tabella 1
- F_c è il fattore di confidenza della struttura ricavato dalla Tabella 4
- γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza pari a 2

Il valore della tensione massima viene calcolato considerando la muratura completamente non reagente a trazione e ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni di compressione al contatto; ipotesi a favore di sicurezza poiché considera implicitamente per la muratura un comportamento di materiale fragile.

Ipotizzando che il polo di rotazione sia nel baricentro delle tensioni di compressione, aventi distribuzione triangolare, possiamo calcolare l'effettivo valore di "t" nel seguente modo:

- si impone che al lembo compresso la tensione sia pari a σ_r (resistenza a compressione della muratura); la tensione media di compressione σ_{media} sarà quindi data dal rapporto dello sforzo normale N agente sulla sezione diviso l'area della sezione reagente stessa (considerata per l'intera lunghezza della parete "l"), si ha quindi:

$$\sigma_{media} = \frac{N}{3 \cdot t \cdot l}$$

- si pone l'equivalenza tra la tensione al lembo esterno della muratura con la massima e quindi sarà:

$$\sigma_{max} = \sigma_r = 2\sigma_m = \frac{2N}{3 \cdot t \cdot l}$$

- dalla formula precedente si ricava il valore dell'arretramento della cerniera "t":

$$t = \frac{2N}{3 \cdot l \cdot \sigma_r}$$

Meccanismi 2 – Ribaltamento semplice di parete monolitica – parte alta

Nel caso di edifici a più piani si possono avere tanti meccanismi di rotazione quante sono le pareti, e in questo caso il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di porzioni poste in quota rispetto ad assi a prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata fuori dal piano. È il caso particolare in cui il ribaltamento interessa soltanto l'ultimo livello dell'edificio oppure porzioni di parete

sottostanti la copertura (vedi Figura 59). Il coefficiente di collasso è dato anche in questo caso dalla relazione sottostante, nella quale si rapporta il momento stabilizzante dovuto alla sommatoria dei pesi della muratura, dei carichi verticali (presi entrambi positivamente) e delle spinte orizzontali (prese negativamente) e il momento ribaltante che considera l'azione sismica. Si ha quindi:

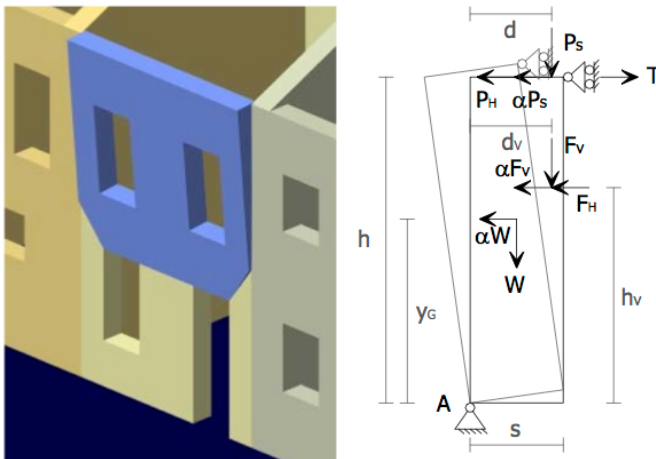


Figura 59. Meccanismo 2: ribaltamento semplice della parte alta di una parete monolitica e sua schematizzazione

$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_V - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h}$$

Anche in questo caso bisogna considerare l'arretramento della cerniera cilindrica "t".

Meccanismi 3 – Flessione verticale di parete

Il meccanismo si manifesta con la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi distinti ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse, per azioni fuori dal piano (vedi Figura 60). Nel caso in cui si consideri un singolo piano l'altezza di formazione della cerniera cilindrica risulta incognita ed è valutata mediante l'applicazione del principio dei lavori virtuali, imponendo che il coefficiente di collasso in funzione dell'altezza sia minimo, mentre nel caso in cui si considerino due diversi livelli della struttura la formazione della cerniera cilindrica si ipotizza in corrispondenza dell'orizzontamento intermedio.

Il coefficiente di collasso che attiva il meccanismo, in questo caso, si determina applicando il principio dei lavori virtuali. In primo luogo si impone una rotazione virtuale "Ψ" al corpo inferiore (che per semplicità è assunta pari a 1), mentre il corpo superiore ruota di un angolo "ϑ" dato dal rapporto fra l'altezza del corpo inferiore e quella del corpo

superiore, moltiplicato per il primo angolo di rotazione imposto. In questo modo è possibile determinare gli spostamenti virtuali $\delta_{x,i}$ in direzione x e $\delta_{y,i}$ in direzione y dei baricentri delle murature dove è applicato il peso e dei punti di applicazione dei carichi (valutati secondo la teoria del primo ordine trascurando gli ordini superiori). Gli $\delta_{x,i}$ si ottengono moltiplicando la componente y del punto di applicazione della forza, rispetto alla cerniera, per la rotazione relativa, mentre gli $\delta_{y,i}$ si ottengono moltiplicando la componente in x del punto di applicazione della forza, sempre relativo alla cerniera, per la rotazione relativa.

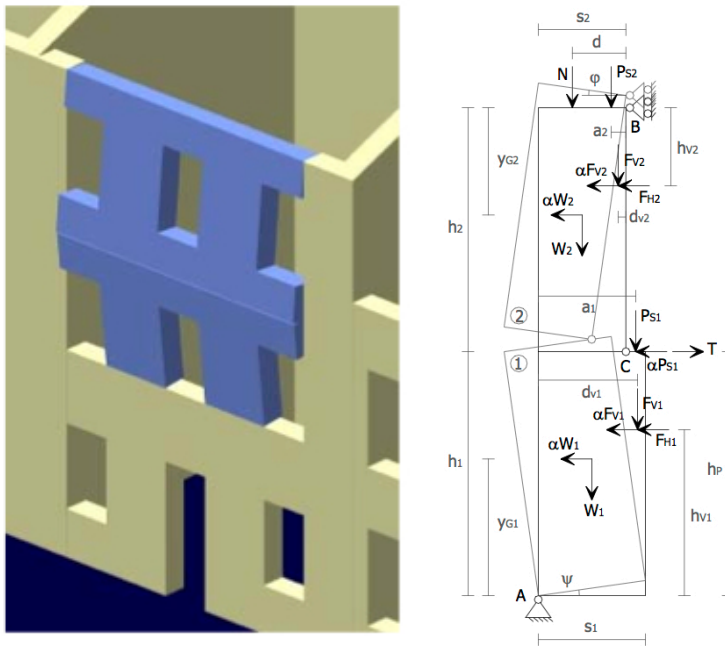


Figura 60. Meccanismo 3: flessione verticale di parete

Applicando il principio dei lavori virtuali, il quale prevede che la sommatoria dei prodotti di ciascuna forza relativo allo spostamento virtuale (considerando positivi i termini in cui la forza è concorde allo spostamento e negativi quelli discordi) sia pari a zero, si ha quindi:

Equazione dei lavori virtuali:

$$\alpha \cdot [W_1 \delta_{1x} + W_2 \delta_{2x} + F_{V1} \delta_{V1x} + F_{V2} \delta_{V2x} + P_{S1} \delta_{P1x}] + F_{H1} \delta_{V1x} + F_{H2} \delta_{V2x} = \\ = W_1 \delta_{1y} + W_2 \delta_{2y} + F_{V1} \delta_{V1y} + F_{V2} \delta_{V2y} + N \delta_{Ny} + P_{S1} \delta_{P1y} + P_{S2} \delta_{P2y} + T \delta_{P1x}$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{E}{W_1 y_{G1} + F_{V1} h_{V1} + P_{S1} h_p + (W_2 y_{G2} + F_{V2} h_{V2}) \frac{h_1}{h_2}}$$

Il termine E indica la seguente espressione:

$$E = \frac{W_1}{2} s_1 + F_{V1} d_{V1} + (W_2 + P_{S2} + N + F_{V2}) s_2 + \\ + \frac{h_1}{h_2} \left(\frac{W_2}{2} s_2 + P_{S2} a_2 + N d + F_{V2} d_{V2} - F_{H2} h_{V2} \right) + P_{S1} a_1 - F_{H1} h_{V1} + T h_p$$

Meccanismi 4 – Ribaltamento nel piano dei maschi murari

È un meccanismo che interessa le murature sollecitate da azioni complanari al piano del muro che generano lesioni diagonali che percorrono interamente la parte soggetta. Il meccanismo di collasso che attiva questo meccanismo si determina applicando il principio dei lavori virtuali.

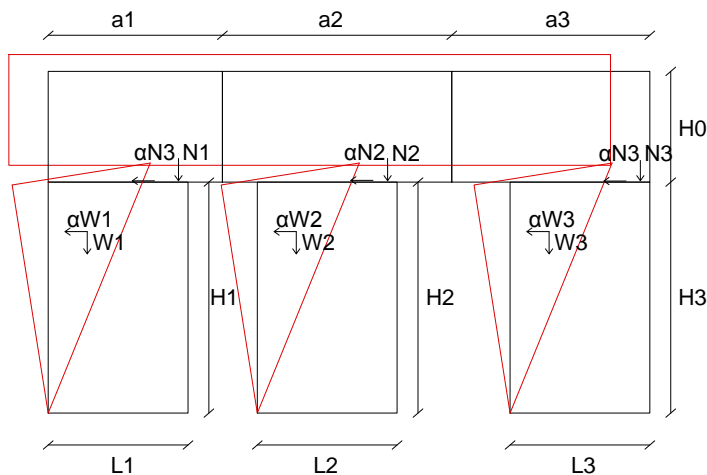


Figura 61. Meccanismo 4: Ribaltamento nel piano dei maschi murari

4.6.2 Approccio cinematico

La valutazione della sicurezza di un edificio nei confronti dei meccanismi locali di danno e collasso sopracitati può essere condotta tramite l'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, considerate come corpi rigidi non resistenti a trazione.

Tali verifiche seguono l'approccio cinematico enunciato dalla Circolare, basato sulla scelta del meccanismo di collasso e sulla valutazione dell'azione orizzontale che attiva il cinematicismo. L'applicazione del metodo presuppone l'analisi dei meccanismi locali significativi per la costruzione, ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe (già danneggiate dal terremoto) o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi anche di natura non sismica. Si dovrà, poi, considerare la qualità delle connessioni tra le pareti, la tessitura muraria, la presenza di catene, le interazioni con altri elementi della costruzione o degli edifici adiacenti.

L'approccio cinematico permette dunque di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo. Tale andamento è rappresentabile da una curva espressa attraverso un moltiplicatore α (rapporto tra le forze orizzontali applicate e i corrispondenti pesi delle masse presenti), rappresentato in funzione dello spostamento d_k di un punto di riferimento del sistema; essa è determinata fino all'annullamento di ogni capacità di sopportare azioni orizzontali ($\alpha=0$). Infine si ricava la curva di capacità di un sistema equivalente a un grado di libertà, nella quale si definisce la capacità di spostamento ultimo del meccanismo locale, da confrontare con la domanda di spostamenti richiesti dall'azione sismica.

Ipotesi per l'applicazione del metodo:

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

In forma semplificata per avere una situazione più realistica, si considera:

- la limitata resistenza a compressione della muratura, considerando le cerniere adeguatamente arretrate;
- la presenza di pareti o paramenti scollegati;
- le connessioni, anche di resistenza limitata, tra le pareti murarie;
- gli scorrimenti tra i blocchi, considerando la presenza dell'attrito.

Il metodo si articola, per ogni possibile meccanismo locale di danno significativo per l'edificio, nei seguenti passi:

- ❖ trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- ❖ valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- ❖ valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- ❖ trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo), definito in seguito;
- ❖ verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste alla struttura.

Analisi cinematica lineare (C8A.4.1)

Per ottenere il moltiplicatore orizzontale α_0 dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno si applicano ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica le seguenti forze:

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

Fasi:

- ❖ si assegna una rotazione virtuale ϑ_k al generico blocco k ;
- ❖ si determina in funzione di ϑ_k e della geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione;

❖ si applica il Principio dei Lavori Virtuali in termini di spostamenti, uguagliando il

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi} \quad (C8A.4.1)$$

lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale.

Dove:

- n è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;
- m è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;
- P_i è la generica forza peso applicata (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, o un altro peso portato);
- P_j è la generica forza peso, non direttamente applicata sui blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;
- $\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $\delta_{x,j}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' j -esimo peso P_j , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $\delta_{y,i}$ è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assunto positivo se verso l'alto;
- F_h è la generica forza esterna (in valore assoluto), applicata ad un blocco;
- δ_h è lo spostamento virtuale del punto dove è applicata la h -esima forza esterna, nella direzione della stessa, di segno positivo se con verso discorde;
- L_{fi} è il lavoro di eventuali forze interne.

Analisi cinematica non lineare (C8A.4.2)

Al fine di conoscere la capacità di spostamento della struttura fino al collasso attraverso il meccanismo considerato, il moltiplicatore orizzontale α dei carichi può essere valutato non solo sulla configurazione iniziale, ma anche su configurazioni variate della catena cinematica, rappresentative dell'evoluzione del meccanismo e descritte dallo spostamento d_k di un punto di controllo del sistema. L'analisi deve essere condotta fino al raggiungimento della configurazione cui corrisponde l'annullamento del moltiplicatore α , in corrispondenza dello spostamento $d_{k,0}$.

Tale configurazione può essere ottenuta esprimendo la geometria in una generica configurazione variata, funzione della rotazione $\theta_{k,0}$ (rotazione ultima) del punto di controllo applicando il Principio dei Lavori Virtuali, avendo posto $\alpha=0$.

$$\alpha = \alpha_0 (1 - d_k / d_{k,0}) \quad (\text{C8A.4.2})$$

Curva di capacità dell'oscillatore equivalente

Noto lo spostamento del moltiplicatore orizzontale α dei carichi, in funzione dello spostamento d_k del punto di controllo della struttura, deve essere definita la curva di capacità dell'oscillatore equivalente, come relazione tra l'accelerazione a^* e lo spostamento d^* .

Si determina poi la massa partecipante al cinematismo M^* (C8A.4.3) considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematismo, come una forma modale di vibrazione:

dove:

- ❖ $n+m$ è il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;
- ❖ $\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i .

L'accelerazione sismica spettrale a^* si ottiene moltiplicando per l'accelerazione di gravità il moltiplicatore α e dividendolo per la frazione di massa partecipante al cinematismo. L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo vale quindi:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$$

dove:

- ❖ g è l'accelerazione di gravità;
- ❖ $e^* = gM^* / \sum_{i=1}^{n+m}(P_i)$ è la frazione di massa partecipante della struttura;
- ❖ FC è il fattore di confidenza.

Lo spostamento spettrale d^* dell'oscillatore equivalente può essere ottenuto come spostamento medio dei diversi punti nei quali sono applicati i pesi P_i , pesato sugli stessi. In via approssimata, noto lo spostamento del punto di controllo d_k è possibile definire lo spostamento spettrale equivalente con riferimento agli spostamenti virtuali valutati sulla configurazione iniziale:

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}}$$

dove n , m , P_i , $\delta_{x,i}$ sono definiti come sopra e $\delta_{x,k}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto k , assunto come riferimento per la determinazione dello spostamento d_k .

Nel caso in cui la curva presenti un andamento lineare (C8A.4.2), fatto che si verifica quando le diverse azioni vengono mantenute costanti, la curva di capacità assume la seguente espressione:

$$a^* = a_0^* (1 - d^* / d_{k,0}^*)$$

dove: $d_{k,0}^*$ è lo spostamento spettrale equivalente corrispondente allo spostamento $d_{k,0}$.

La resistenza e la capacità di spostamento relativa allo Stato limite di danno e Stato limite di salvaguardia della vita (rispettivamente SLD e SLV, § 2.1 e 2.2 della norma) è valutata sulla curva di capacità, in corrispondenza dei punti seguenti:

- ❖ SLD: dalla accelerazione spettrale a_0^* , corrispondente all'attivazione del meccanismo di danno;
- ❖ SLV: dallo spostamento spettrale d_u^* , corrispondente al minore fra gli spostamenti così definiti:
 - il 40% dello spostamento per cui si annulla l'accelerazione spettrale a_0^* valutata su una curva in cui si considerino solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso;
 - lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione (ad esempio, sfilamento di

travi), nei casi in cui questo sia valutabile.

Verifiche di sicurezza

Stato limite di salvaguardia della vita

Verifica semplificata con fattore di struttura q (analisi cinematica lineare):

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita è soddisfatta se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza:

$$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S/q \quad (C8A.4.9)$$

in cui a_g è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento come definiti al § 3.2 delle NTC, S è definito al § 3.2.3.2.1 delle NTC e q è il fattore di struttura, che può essere assunto uguale a 2.0.

Se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematisimo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo. Un'approssimazione accettabile consiste nel verificare, oltre alla C8A.4.9, anche la:

$$a_0^* \geq S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma/q \quad (C8A.4.10)$$

dove: $S_e(T_1)$, $\Psi(Z)$, e t sono definite come al punto precedente, tenendo conto che lo spettro di risposta è riferito alla probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento V_R .

Verifica mediante spettro di capacità (analisi cinematica non lineare)

La verifica di sicurezza dei meccanismi locali nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo d_u^* del meccanismo locale e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro di spostamento in corrispondenza del periodo secante T_s . Definito lo spostamento $d_s^* = 0.4d_u^*$ ed individuata sulla curva di capacità (vedi paragrafo "Analisi cinematica non lineare") l'accelerazione a_s^* , corrispondente allo spostamento d_s^* , il periodo secante è calcolato come:

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

La domanda di spostamento $\Delta_d(T_s)$ si ottiene:

- nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita si considera soddisfatta se:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) \quad (C8A.4.11)$$

dove S_{De} è lo spettro di risposta elastico in spostamento, definito al § 3.2.3.2.2 delle NTC.

- se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, deve essere considerato lo spettro di risposta in spostamento del moto alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo. Un'approssimazione accettabile consiste nel verificare, oltre alla C8A.4.11, anche la:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0.02 \frac{T_s}{T_1}}}$$

4.6.3 Verifica dei macroelementi

La normativa vigente presuppone che la valutazione della sicurezza debba essere estesa a tutte le parti della struttura mediante un insieme esaustivo di verifiche locali sui singoli macroelementi (§8.4.2 NTC).

Si riporta di seguito l'individuazione dei macroelementi per l'edificio oggetto di studio; per ciascuno di questi sono stati analizzati più meccanismi di collasso.

- ❖ Meccanismi 1 – Ribaltamento semplice di parete
- ❖ Meccanismi 2 – Ribaltamento semplice di parete monolitica – parte alta
- ❖ Meccanismi 3 – Flessione verticale di parete
- ❖ Meccanismi 4 – Ribaltamento nel piano dei maschi murari

Palazzo del Capitano

Prospetto est

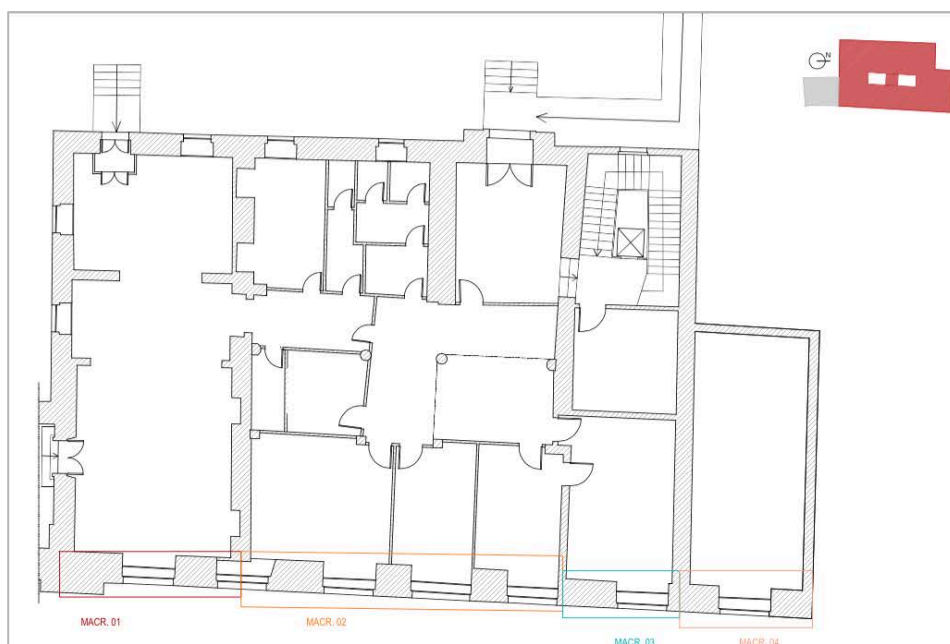


Figura 62. Individuazione in pianta dei macroelementi _ prospetto est

Macroelemento 1 – Meccanismo 1

Il primo meccanismo ipotizzato nel macroelemento 1 (Figura 63), di cui si svolge l'analisi e la verifica per esteso, corrisponde al ribaltamento globale di parete a tre piani posta in quota. Oltre al ribaltamento dei tre i piani si svolge anche la verifica per il ribaltamento degli ultimi due.

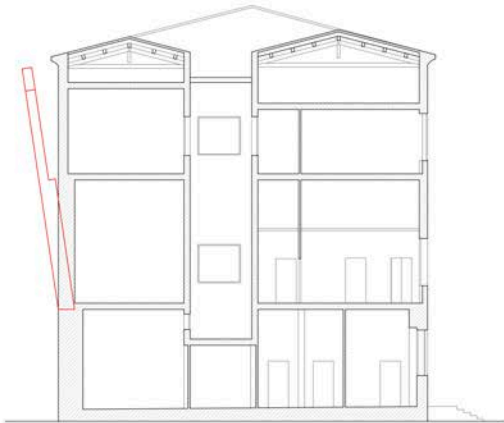


Figura 63. Schematizzazione del primo meccanismo nel macroelemento 1

Nelle Tabelle 12 e 13 sono riportati i dati significativi del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti ai solai, bracci delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo.

h3	1,35 m	h2	4,47 m	h1	6,34 m	
b3	0,48 m	b2	0,48 m	b1	1,2 m	ho
l3	7,07 m	l2	7,07 m	l1	7,07 m	5,48

Tabella 12. Dimensioni macroelemento 1

W3	82,465 kN	W2	221,209 kN	W1	838,594 kN
Ps3	25,427 kN	Ps2	26,73 kN	Ps1	41,4 kN
d3	0,36 m	d2	0,36 m	d1	0,9 m

Tabella 13. Peso proprio, carichi dovuti ai solai, bracci delle spinte del macroelemento 1

Verifica 1 – Ribaltamento semplice degli ultimi tre livelli

Arretramento della cerniera:

$$t = \frac{2 * (Ps1 + Ps2 + Ps3 + W1 + W2 + W3)}{3 * (fmd * L)} = 0,131 \text{ m}$$

Secondo gli schemi di calcolo descritti in precedenza si ottengono i valori del coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso α :

$$\alpha = \frac{Ps1 * (d1 - t) + Ps2 * (d2 - t) + Ps3 * (d3 - t) + W1 * (\frac{b1}{2} - t) + W2 * (\frac{b2}{2} - t) + W3 * (\frac{b3}{2} - t)}{Ps1 * h1 + Ps2 * (h1 + h2) + Ps3 * (h1 + h2 + h3) + W1 * h1/2 + W2 * (h1 + h2/2) + W3 * (h1 + h2 + h3/2)}$$

$$\alpha = 0,074$$

Considerando un atto di rotazione virtuale attorno alla cerniera posta alla base del macroelemento, con rotazione θ e spostamento virtuale del punto i applicazione di $Ps3$ come punto di spostamento di riferimento unitario, si possono ricavare le espressioni degli spostamenti orizzontali $\bar{\delta}_{xi}$ (Tabella 14).

Angolo:	0,082237 rad	(sommità)
$\bar{\delta}_x W3$	0,94449	
$\bar{\delta}_x Ps3$	1	
$\bar{\delta}_x W2$	0,705181	
$\bar{\delta}_x Ps2$	0,88898	
$\bar{\delta}_x W1$	0,260691	
$\bar{\delta}_x Ps1$	0,521382	

Tabella 14. Spostamenti virtuali orizzontali dei punti di applicazione degli i-esimi carichi

È ora possibile calcolare la massa partecipante al cinematismo:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \bar{\delta}_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \bar{\delta}_{x,i}^2} = 93,548 \text{ kN}$$

La frazione di massa partecipante è pari a:

$$e^* = g \times M^* / \sum_{i=1}^{n+m} (P_i) = 0,743$$

L'accelerazione sismica spettrale risulta pertanto pari a:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} = 0,723 \text{ m/s}^2$$

Verifica dello SLV con analisi cinematica lineare: affinché il cinematismo risulti verificato è necessario controllare che l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo soddisfi la disuguaglianza (C8A.4.9):

$$a_0^* \geq \max [a_g (P_{V,R}) \cdot S / q = 0,609 \text{ m/s}^2; S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma / q = 0,640 \text{ m/s}^2]$$

La verifica lineare risulta pertanto soddisfatta (113%).

Verifica 2 – Ribaltamento semplice degli ultimi due livelli

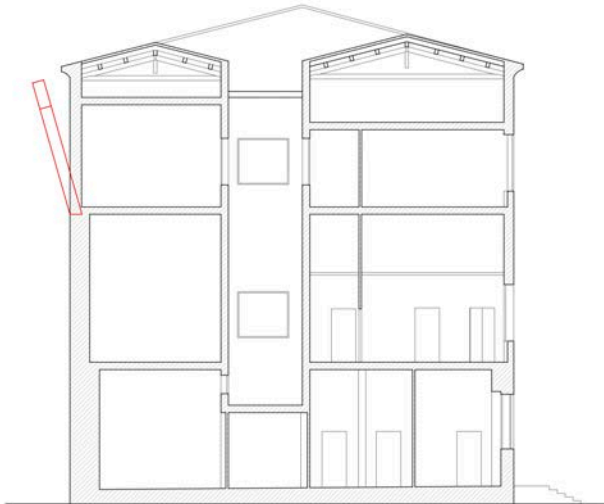


Figura 64. Schematizzazione del secondo meccanismo nel macroelemento 1

Arretramento della cerniera:

$$t = \frac{2 * (Ps2 + Ps3 + W2 + W3)}{3 * (fmd * L)} = 0,038 \text{ m}$$

Secondo gli schemi di calcolo descritti in precedenza si ottengono i valori del coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso α :

$$\alpha = \frac{P_{s2} * (d2 - t) + P_{s3} * (d3 - t) + W2 * (\frac{b2}{2} - t) + W3 * (\frac{b3}{2} - t)}{P_{s2} * h2 + P_{s3} * (h2 + h3) + W2 * (h2/2) + W3 * (h2 + h3/2)} = 0,066$$

Considerando un atto di rotazione virtuale attorno alla cerniera posta alla base del macroelemento, con rotazione θ e spostamento virtuale del punto i applicazione di P_{s3} come punto di spostamento di riferimento unitario, si possono ricavare le espressioni degli spostamenti orizzontali δ_{xi} (Tabella 15).

Angolo:	0,171821 rad	(sommità)
$\delta_x W3$	0,884021	
$\delta_x P_{s3}$	1	
$\delta_x W2$	0,384021	
$\delta_x P_{s2}$	0,768041	

Tabella 15. Spostamenti virtuali orizzontali dei punti di applicazione degli i-esimi carichi

È ora possibile calcolare la massa partecipante al cinematismo:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2} = 30,624 \text{ kN}$$

La frazione di massa partecipante è pari a:

$$e^* = g \times M^* / \sum_{i=1}^{n+m} (P_i) = 0,844$$

L'accelerazione sismica spettrale risulta pertanto pari a:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^*_{FC}} = \frac{\alpha_0 g}{e^*_{FC}} = 0,568 \text{ m/s}^2$$

Verifica dello SLV con analisi cinematica lineare: affinché il cinematismo risulti verificato è necessario controllare che l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo soddisfi la disuguaglianza (C8A.4.9 e C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \max [a_g (P_{VR}) \cdot S / q = 0,609 \text{ m/s}^2; S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma / q = 1,381 \text{ m/s}^2]$$

La verifica lineare non risulta pertanto soddisfatta (41%). Si deve quindi procedere con l'analisi non lineare determinando l'angolo θ_{k0} , a cui corrisponde lo spostamento d_{k0} del

punto di controllo considerato, che caratterizza la configurazione per cui si ha l'annullamento del moltiplicatore α e quindi del momento stabilizzante M_s .

θ_{k0} si ottiene ponendo uguale a zero l'equazione relativa al momento stabilizzante:

$$M_s = \sum_i P_i R_i \cos(\beta_i + \theta_{k0}) = 0 \rightarrow \theta_{k0} = 0,066 \text{ rad} = 3,77^\circ$$

	rad	cos	sin
β_{W3}	1,531506	0,03928	0,999228
β_{Ps3}	1,515483	0,055285	0,998471
β_{W2}	1,480549	0,090125	0,99593
β_{Ps2}	1,498828	0,071906	0,997411
		$P^*R^*\cos\beta$	$P^*R^*\sin\beta$
P3		16,67867	424,2797
N3		8,193985	147,9863
P2		44,74014	494,4022
N2		8,613816	119,4831

Tabella 16. R_i e β_i dei carichi i-esimi

Si può ora determinare il corrispondente spostamento d_{k0} :

$$d_{k0} = h_{bar} \sin \theta_{k0} = 0,219 \text{ m}$$

con

$$h_{bar} = \frac{Ps2 * h2 + Ps3 * (h2 + h3) + W2 * (h2/2) + W3 * (h2 + h3/2)}{Ps2 + Ps3 + W2 + W3} = 3,333 \text{ m}$$

Lo spostamento spettrale d_0^* (C8A.4.5) dell'oscillatore equivalente ad 1 G.d.L. è dato da:

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}} = 0,260 \text{ m}$$

lo spostamento ultimo d_u^* risulta essere:

$$d_u^* = 0,4d_0^* = 0,104 \text{ m}$$

e lo spostamento spettrale valutato in corrispondenza del periodo secante T_s è:

$$d_s^* = 0,4d_u^* = 0,042 \text{ m}$$

con $T_s = 1,855 \text{ s}$

L'accelerazione corrispondente è:

$$a_s^* = a_0^* (1 - d_s^* / d_0^*) = 0,477 \text{ m/s}^2$$

La verifica di sicurezza sarà soddisfatta se lo spostamento richiesto alla struttura in presenza di evento sismico risulta minore della capacità di spostamento ultimo d_u^* , e quindi:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,076 \text{ m};$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}} = 0,072 \text{ m}$$

$$\text{con } S_{De}(T_s) = S_e(T_s) \cdot (T_s^2 / 2 \cdot \pi).$$

$$d_u^* = 0,104 \text{ m} \geq 0,076 \text{ m}$$

Pertanto l'analisi cinematica non lineare risulta soddisfatta. La capacità di spostamento del sistema analizzato è circa il 137% della domanda di spostamento richiesto dalla Normativa.

Macroelemento 1 – Meccanismo 2

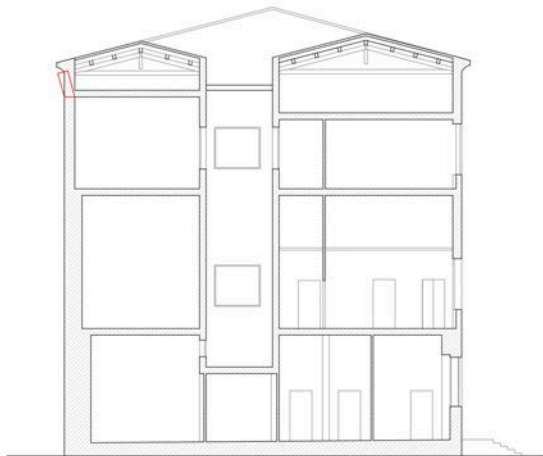


Figura 65. Schematizzazione del secondo meccanismo nel macroelemento 1

Il secondo meccanismo valutato nel macroelemento 1 (Figura 65) corrisponde al ribaltamento di parete posta in quota. Questo meccanismo analizza il comportamento

dell'ultimo livello.

Arretramento della cerniera:

$$t = \frac{2 * (Ps3 + W3)}{3 * (fmd * L)} = 0,011 \text{ m}$$

Secondo gli schemi di calcolo descritti in precedenza si ottengono i valori del coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso α :

$$\alpha = \frac{Ps3 * (d3 - t) + W3 * (\frac{b3}{2} - t)}{Ps3 * h3 + W3 * (h3/2)} = 0,308$$

Considerando un atto di rotazione virtuale attorno alla cerniera posta alla base del macroelemento, con rotazione θ e spostamento virtuale del punto i applicazione di P_{s3} come punto di spostamento di riferimento unitario, si possono ricavare le espressioni degli spostamenti orizzontali $\delta_{x,i}$ (Tabella 17).

Angolo:	0,74074074 rad	(sommità)
$\delta_x W3$	0,5	
$\delta_x Ps3$	1	

Tabella 17. Spostamenti virtuali orizzontali dei punti di applicazione degli i-esimi carichi

È ora possibile calcolare la massa partecipante al cinematismo:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2} = 9,838 \text{ kN}$$

La frazione di massa partecipante è pari a:

$$e^* = g \times M^* / \sum_{i=1}^{n+m} (P_i) = 0,894$$

L'accelerazione sismica spettrale risulta pertanto pari a:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} = 2,501 \text{ m/s}^2$$

Verifica dello SLV con analisi cinematica lineare: affinché il cinematismo risulti verificato è necessario controllare che l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

soddisfa la disuguaglianza (C8A.4.9 e C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \max [a_g (P_{VR}) \cdot S / q = 0,609 \text{ m/s}^2; S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma / q = 1,904 \text{ m/s}^2]$$

La verifica lineare risulta pertanto soddisfatta (131%).

Macroelemento 1 – Meccanismo 3

Il terzo meccanismo valutato nel macroelemento 1 (Figura 66), corrisponde alla flessione verticale di parete degli ultimi due livelli, che viene attivata attraverso la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi distinti (polo C) ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori piano. Questo meccanismo crea altre due rotazioni attorno alle cerniere cilindriche poste alla base e in sommità della parte considerata, nei poli A e B. Le analisi si svolgono mediante l'applicazione dei lavori virtuali per il calcolo del coefficiente α .

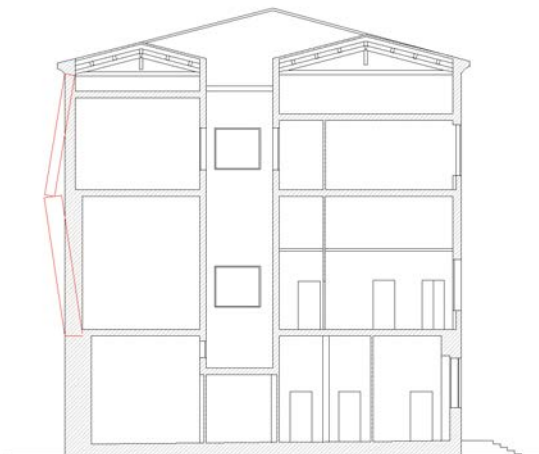


Figura 66. Schematizzazione del terzo meccanismo nel macroelemento 1

SECONDO PIANO		PRIMO PIANO			
h3	5,82 m	h2	6,34 m	h1	5,48 m
b3	0,48 m	b2	1,2 m	htot	17,64 m
l3	7,07 m	l2	7,07 m	N	3

Tabella 18. Dati significativi macroelemento 1

W3	303,673536	W2	838,59408
Ps3	52,1572 kN	Ps2	41,4 kN
d3	0,38 m	d2	1,1 m

Tabella 19. Peso proprio, carichi dovuti ai solai, bracci delle spinte del macroelemento

Lo spostamento orizzontale del polo C è lo stesso sia rispetto ad A che rispetto a B. Si valutano tutti gli spostamenti rispetto al polo A.

$$\delta x_{C,A} = \delta x_{C,B} : \Psi = h_2/h_3 \cdot \theta ; \text{ si suppone } \theta = 1.$$

$\delta x_{C,A}$	6,34
$\delta y_{C,A}$	1,2
δx_{W3}	3,17
δx_{Ps3}	0
δx_{W2}	3,17
δx_{Ps2}	6,34
δy_{W3}	1,461443
δy_{Ps3}	1,308935
δy_{W2}	0,6
δy_{Ps2}	1,1

Tabella 20. Spostamenti virtuali macroelemento 1

Applicando il principio dei lavori virtuali si ottiene:

$$\alpha = 0,273$$

Si sceglie come punto di riferimento il polo C.

Spostamenti rispetto al punto di riferimento: C				$\theta =$	0,1577287 rad
δx_{W3}	0,5	δx_{W3}^2	0,25		
δx_{Ps3}	0	δx_{Ps3}^2	0		
δx_{W2}	0,5	δx_{W2}^2	0,25		
δx_{Ps2}	1	δx_{Ps2}^2	1		

Tabella 21. Spostamenti rispetto al punto di riferimento C, macroelemento 1

Si ricava il valore della massa partecipante al cinematismo e la frazione di massa partecipante:

$$M^* = 116,974 \text{ kN} \quad e^* = 0,929;$$

Quindi il valore di a_0^* sarà pari a:

$$a_0^* = 2,138 \text{ m/s}^2.$$

Pertanto la verifica risulta essere:

$$a_0^* \geq \max [a_g (P_{VR}) \cdot S / q = 0,609 \text{ m/s}^2 ; S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma / q = 1,351 \text{ m/s}^2]$$

$$a_0^* = 2,138 \text{ m/s}^2 \geq 1,351 \text{ m/s}^2$$

Pertanto l'analisi cinematica lineare risulta soddisfatta. (158%)

Macroelemento 2 – Meccanismo 1

Il primo meccanismo valutato nel macroelemento 2 corrisponde al ribaltamento di parete relativo alla facciata est. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

Nella Tabella 22 sono riportati i dati significativi del macroelemento con i quali è stato calcolato il coefficiente di attivazione α . Si è proceduto successivamente al calcolo degli spostamenti orizzontali $\bar{\delta}_{x,i}$, della massa partecipante M^* , della sua frazione e^* e dell'accelerazione sismica spettrale a^* . Si è svolta prima la verifica lineare allo SLV, ed essendo non soddisfatta, si è proceduto mediante verifica non lineare allo SLV, la quale è risultata soddisfatta.

MACROELEMENTO		2	
MECCANISMO		1	
Tipo: ribaltamento semplice degli ultimi tre livelli			
Lunghezza parete	12,68	m	
Arretramento polo	0,1	m	
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m] Psi [kN] di [m]
Primo	812,03	0,8	6,34 159,16 0,6
Secondo	368,75	0,48	4,47 102,76 0,36
Sottotetto	147,9	0,48	1,35 114,83 0,36
Coefficiente di attivazione del cinematismo		α= 0,039	
Calcolo dell'accelerazione spettrale			
M* =	135,58		
e* =	0,78		
a0* =	0,361		
Verifica SLV lineare			
Z= 5,48 m	Npiani =	3	T1= 0,430 s ψ(Z)= 0,726
H= 17,64 m			Se(T1)= 3,207 γ= 1,286
	ag*S/q=	0,609	
	Se(T1)*ψ*γ/q =	0,641	
		0,609	NON VERIFICATO
a0*>		0,641	
Verifica SLV non lineare			
θk0=	0,050 rad		Se(Ts)= 0,363
hbar=	6,421 m		Sde(Ts)= 0,079
dk0=	0,323 m		Sde(T1)= 0,015
d0*=	0,414 m		Ts/T1= 6,829
du*=	0,166 m		$S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}}$
ds*=	0,066 m		
as*=	0,303		
Ts=	2,939 s		
		0,079	VERIFICATO
du*>		0,048	

Tabella 22. Verifica meccanismo macroelemento 2

Pertanto l'analisi cinematica non lineare risulta soddisfatta. (210%)

MACROELEMENTO		2	
MECCANISMO		1	
Tipo: ribaltamento semplice degli ultimi due livelli			
Lunghezza parete	12,68	m	
Arretramento polo	0,04	m	
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]
	Psi [kN]	di [m]	
Secondo	368,75	0,48	4,47
	102,76	0,36	
Sottotetto	147,9	0,48	1,35
	114,83	0,36	
Coefficiente di attivazione del cinematismo		$\alpha = 0,063$	
Calcolo dell'accelerazione spettrale			
M*=	64,12		
e*=	0,86		
a0*=	0,533		
Verifica SLV lineare			
Z=	11,82 m	Npiani =	3
		T1=	0,430 s
H=	17,64 m	Se(T1)=	3,207
		$\psi(Z)=$	0,67
		$\gamma=$	1,286
	ag*S/q=	0,609	
	Se(T1)* Ψ * γ /q =	1,381	
a0*>	0,609	NON VERIFICATO	39%
	1,381		
Verifica SLV non lineare			
$\theta k_0=$	0,063 rad	Se(Ts)=	0,821
hbar=	3,695 m	Sde(Ts)=	0,079
dk0=	0,232 m	Sde(T1)=	0,015
d0*=	0,270 m	Ts/T1=	4,539
du*=	0,108 m		
ds*=	0,043 m		
as*=	0,448		
Ts=	1,953 s		
			0,075
du*>	0,079	VERIFICATO	137%
	0,075		

Tabella 23. Verifica meccanismo macroelemento 2

Pertanto l'analisi cinematica non lineare risulta soddisfatta. (137%)

Macroelemento 2 – Meccanismo 2

Il meccanismo valutato nel macroelemento 2 corrisponde al ribaltamento di parete relativo all'ultimo livello. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

MACROELEMENTO		2	
MECCANISMO		2	
Tipo: ribaltamento semplice dell'ultimo livello			
Lunghezza parete	12,68	m	
Arretramento polo	0,04	m	
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]
			Psi [kN]
			di [m]
Sottotetto	147,9	0,48	1,35
			114,83
			0,36
Coefficiente di attivazione del cinematismo		$\alpha = 0,285$	
Calcolo dell'accelerazione spettrale			
M*	23,93		
e*	0,89		
a0*	2,322		
Verifica SLV lineare			
Z=	16,29 m	Npiani =	3
		T1=	0,430 s
H=	17,64 m	Se(T1)=	3,207
		$\psi(Z)=$	0,92
		$\gamma=$	1,286
	$ag \cdot S/q =$	0,609	
	$Se(T1) \cdot \Psi \cdot \gamma/q =$	1,904	
		0,609	
		1,904	
a0*>			VERIFICATO
			122%

Tabella 24. Verifica meccanismo macroelemento 2

Pertanto l'analisi cinematica lineare risulta soddisfatta. (122%)

Macroelemento 2 – Meccanismo 3

Il meccanismo valutato nel macroelemento 2, corrisponde alla flessione verticale di parete degli ultimi due livelli, che viene attivata attraverso la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi distinti (polo C) ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori piano. Questo meccanismo crea altre due rotazioni attorno alle cerniere cilindriche poste alla base e in sommità della parte considerata, nei poli A e B. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

MACROELEMENTO		2		MECCANISMO		3	
Tipo: flessione verticale degli ultimi due livelli							
Lunghezza parete	12,68	m					
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]	Psi [kN]	di [m]		
Primo	812,03	0,8	6,34	159,16	0,6		
Secondo	516,65	0,48	5,82	217,59	0,36		
Coefficiente di attivazione del cinematismo		$\alpha = 0,224$					
Calcolo dell'accelerazione spettrale							
M*	140,7						
e*	0,81						
a0*	2,014						
Verifica SLV lineare							
Z=	5,48 m	Npiani =	3	T1=	0,430 s	$\psi(Z)=$	0,655
H=	17,64 m			Se(T1)=	3,207	$\gamma=$	1,286
		ag*S/q=	0,609				
		Se(T1)* Ψ * γ /q =	1,351				
			0,609	VERIFICATO			149%
a0*>			1,351				

Tabella 25. Verifica meccanismo macroelemento 2

Pertanto l'analisi cinematica lineare risulta soddisfatta. (149%)

Macroelemento 3 – Meccanismo 1

Il primo meccanismo valutato nel macroelemento 3 corrisponde al ribaltamento di parete relativo alla facciata est. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

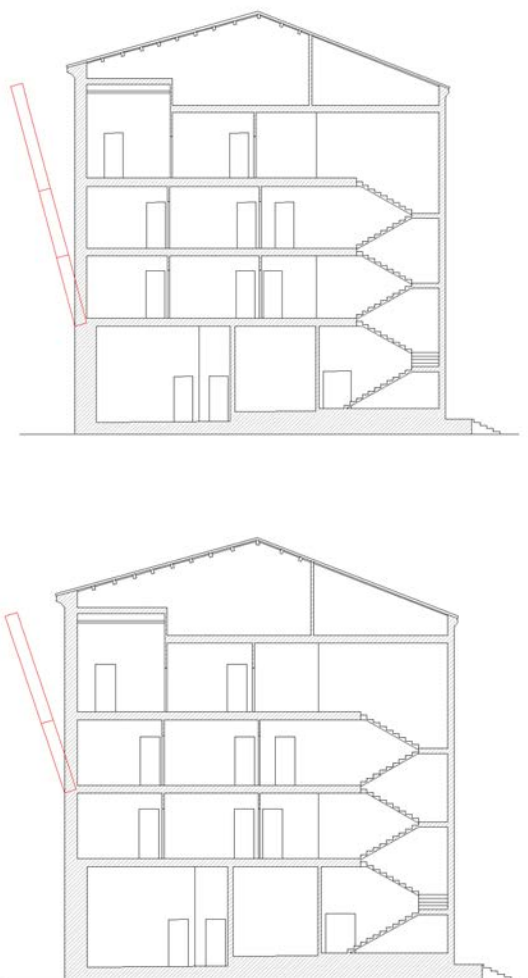


Figura 67. Schematizzazione del primo meccanismo nel macroelemento 3

MACROELEMENTO						3
MECCANISMO						1
Tipo: ribaltamento semplice degli ultimi due livelli						
Lunghezza parete	4,61	m				
Arretramento polo	0,05	m				
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]	Psi [kN]	di [m]	
Secondo	108,71	0,48	3,38	13,34	0,36	
Sottotetto	186,5	0,48	5,55	17,13	0,36	
Coefficiente di attivazione del cinematismo						$\alpha = 0,042$
Calcolo dell'accelerazione spettrale						
M*	26,82					
e*	0,81					
a0*	0,38					
Verifica SLV lineare						
Z=	8,71 m	Npiani =	3	T1=	0,430 s	$\psi(Z)=$ 0,49
H=	17,64 m			Se(T1)=	3,207	$\gamma=$ 1,286
	$ag^*S/q=$	0,609				
	$Se(T1)*\Psi^*\gamma/q =$	1,018				
		0,609		NON VERIFICATO		37%
	a0*>	1,018				
Verifica SLV non lineare						
$\theta k_0=$	0,042 rad			Se(Ts)=	0,645	
hbar=	4,697 m			Sde(Ts)=	0,079	
dk0=	0,198 m			Sde(T1)=	0,015	
d0*=	0,245 m			Ts/T1=	5,12	
du*=	0,098 m					
ds*=	0,039 m					
as*=	0,319					
Ts=	2,204 s					
				$S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}}$		0,061
		0,079		VERIFICATO		124%
		0,061				
	du*>					

Tabella 27. Verifica meccanismo macroelemento 3

Pertanto l'analisi cinematica non lineare risulta soddisfatta. (124%)

Macroelemento 3 – Meccanismo 2

Il meccanismo valutato nel macroelemento 3 corrisponde al ribaltamento di parete relativo all'ultimo livello. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

MACROELEMENTO		3	
MECCANISMO		2	
Tipo: ribaltamento semplice dell'ultimo livello			
Lunghezza parete	4,61	m	
Arretramento polo	0,03	m	
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]
			Psi [kN]
			di [m]
Sottotetto	186,5	0,48	5,55
			17,13
			0,36
Coefficiente di attivazione del cinematismo		α= 0,072	
Calcolo dell'accelerazione spettrale			
M*	19,48		
e*	0,94		
a0*	0,558		
Verifica SLV lineare			
Z=	12,09	Npiani =	3
H=	17,64 m	T1=	0,430 s
		ψ(Z)=	0,68
		Se(T1)=	3,207
		γ=	1,286
	ag*S/q=	0,609	
	Se(T1)*Ψ*γ/q =	1,413	
		0,609	
a0*>		1,413	
		NON VERIFICATO	
			40%
Verifica SLV non lineare			
θk0=	0,072 rad	Se(Ts)=	0,92
hbar=	3,008 m	Sde(Ts)=	0,072
dk0=	0,216 m	Sde(T1)=	0,015
d0*=	0,230 m	Ts/T1=	4,094
du*=	0,092 m		
ds*=	0,037 m		
as*=	0,469		
Ts=	1,762 s		
		$S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_1}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_1}{T_1}\right)^2 + 0.02 \frac{T_1}{T_1}}}$	
			0,071
du*>		0,072	
		0,071	
		VERIFICATO	
			128%

Tabella 28. Verifica meccanismo macroelemento 3

Pertanto l'analisi cinematica non lineare risulta soddisfatta. (128%)

Macroelemento 3 – Meccanismo 3

Il meccanismo valutato nel macroelemento 3, corrisponde alla flessione verticale di parete degli ultimi due livelli, che viene attivata attraverso la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi distinti (polo C) ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori piano. Questo meccanismo crea altre due rotazioni attorno alle cerniere cilindriche poste alla base e in sommità della parte considerata, nei poli A e B. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

MACROELEMENTO		3	
MECCANISMO		3	
Tipo: flessione verticale degli ultimi due livelli			
Lunghezza parete	4,61	m	
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]
			Psi [kN]
			di [m]
Primo	219,41	0,48	6,81
			24,89
			0,36
Secondo	186,5	0,48	5,55
			17,4
			0,36
Coefficiente di attivazione del cinematismo		$\alpha = 0,218$	
Calcolo dell'accelerazione spettrale			
M* =	32,45		
e* =	0,71		
a0* =	2,234		
Verifica SLV lineare			
Z =	11,46 m	Npiani =	3
		T1 =	0,430 s
		$\psi(Z) =$	0,655
H =	17,64 m	Se(T1) =	3,207
		$\gamma =$	1,286
	ag*S/q =	0,609	
	Se(T1)* Ψ * γ /q =	1,339	
		0,609	
a0*>		1,339	
VERIFICATO			167%

Tabella 29. Verifica meccanismo macroelemento 3

Pertanto l'analisi cinematica lineare risulta soddisfatta. (167%)

Macroelemento 4 – Meccanismo 1

Il primo meccanismo valutato nel macroelemento 4 corrisponde al ribaltamento di parete relativo alla facciata est. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

MACROELEMENTO							4
MECCANISMO							1
Tipo: ribaltamento semplice degli ultimi tre livelli							
Lunghezza parete	4,99	m					
Arretramento polo	0,074	m					
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]	Psi [kN]	di [m]		
Primo	121,96	0,48	3,43	12,7	0,36		
Secondo	119,8	0,48	3,38	12,88	0,36		
Sottotetto	204,72	0,48	5,55	18,84	0,36		
Coefficiente di attivazione del cinematismo				α= 0,028			
Calcolo dell'accelerazione spettrale							
M*	38,98						
e*	0,78						
a0*	0,257						
Verifica SLV lineare							
Z=	5,28 m	Npiani =	3	T1=	0,430 s	ψ(Z)= 0,299	
H=	17,64 m			Se(T1)=	3,207	γ= 1,286	
ag*S/q=		0,609					
Se(T1)*ψ*γ/q =		0,617					
a0*>		0,609		NON VERIFICATO		42%	
		0,617					
Verifica SLV non lineare							
θk0=	0,024 rad			Se(Ts)=	0,54		
hbar=	6,415 m			Sde(Ts)=	0,079		
dk0=	0,155 m			Sde(T1)=	0,015		
d0*=	0,199 m			Ts/T1=	5,6		
du*=	0,079 m			$S_{Dk}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}}$		0,039	
ds*=	0,032 m						
as*=	0,216						
Ts=	2,409 s						
du*>		0,079		VERIFICATO		100%	
		0,039					

Tabella 30. Verifica meccanismo macroelemento 4

Pertanto l'analisi cinematica non lineare risulta soddisfatta. (100%)

MACROELEMENTO		4		
MECCANISMO		1		
Tipo: ribaltamento semplice degli ultimi due livelli				
Lunghezza parete	4,99	m		
Arretramento polo	0,05	m		
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m] Psi [kN] di [m]	
Secondo	119,8	0,48	3,38 12,88 0,36	
Sottotetto	204,72	0,48	5,55 18,84 0,36	
Coefficiente di attivazione del cinematisimo		$\alpha = 0,042$		
Calcolo dell'accelerazione spettrale				
M*	29,32			
e*	0,81			
a0*	0,378			
Verifica SLV lineare				
Z=	8,71 m	Npiani =	3 T1= 0,430 s $\psi(Z)=$ 0,49	
H=	17,64 m		Se(T1)= 3,207 $\gamma=$ 1,286	
	ag*S/q=	0,609		
	Se(T1)* $\Psi^*\gamma/q$ =	1,018		
		0,609	NON VERIFICATO 37%	
a0*>		1,018		
Verifica SLV non lineare				
$\theta k0=$	0,042 rad		Se(Ts)= 0,645	
hbar=	4,700 m		Sde(Ts)= 0,079	
dk0=	0,197 m		Sde(T1)= 0,015	
d0*=	0,244 m		Ts/T1= 5,12	
du*=	0,098 m		$S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0.02 \frac{T_s}{T_1}}}$	
ds*=	0,039 m			0,061
as*=	0,317			
Ts=	2,204 s			
		0,079	VERIFICATO 124%	
du*>		0,061		

Tabella 31. Verifica meccanismo macroelemento 4

Pertanto l'analisi cinematica non lineare risulta soddisfatta. (124%)

Macroelemento 4 – Meccanismo 2

Il meccanismo valutato nel macroelemento 4 corrisponde al ribaltamento di parete relativo all'ultimo livello. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

MACROELEMENTO 4					
MECCANISMO 2					
Tipo: ribaltamento semplice dell'ultimo livello					
Lunghezza parete	4,99	m			
Arretramento polo	0,03	m			
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]	Psi [kN]	di [m]
Sottotetto	204,72	0,48	5,55	18,84	0,36
Coefficiente di attivazione del cinematismo $\alpha = 0,072$					
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
M*	21,38				
e*	0,94				
a0*	0,557				
Verifica SLV lineare					
Z=	12,09	Npiani =	3	T1=	0,430 s
H=	17,64 m			Se(T1)=	3,207
				$\psi(Z)=$	0,68
				$\gamma=$	1,286
		ag*S/q=	0,609		
		Se(T1)* $\Psi^*\gamma/q =$	1,413		
			0,609	NON VERIFICATO	39%
			1,413		
Verifica SLV non lineare					
$\theta k0=$	0,072 rad			Se(Ts)=	0,92
hbar=	3,008 m			Sde(Ts)=	0,072
dk0=	0,216 m			Sde(T1)=	0,015
d0*=	0,230 m			Ts/T1=	4,094
du*=	0,092 m				
ds*=	0,037 m				
as*=	0,468				
Ts=	1,762 s				
				$S_{De}(T_s) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}}$	0,071
du*>		0,072		VERIFICATO	128%
		0,071			

Tabella 32. Verifica meccanismo macroelemento 4

Pertanto l'analisi cinematica non lineare risulta soddisfatta. (128%)

Macroelemento 4 – Meccanismo 3

Il meccanismo valutato nel macroelemento 4, corrisponde alla flessione verticale di parete degli ultimi due livelli, che viene attivata attraverso la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi distinti (polo C) ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori piano. Questo meccanismo crea altre due rotazioni attorno alle cerniere cilindriche poste alla base e in sommità della parte considerata, nei poli A e B. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

MACROELEMENTO		4				
MECCANISMO		3				
Tipo: flessione verticale degli ultimi due livelli						
Lunghezza parete	4,99	m				
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]	Psi [kN]	di [m]	
Primo	241,76	0,48	6,81	25,59	0,36	
Secondo	204,72	0,48	5,55	19,12	0,36	
Coefficiente di attivazione del cinematismo		$\alpha = 0,220$				
Calcolo dell'accelerazione spettrale						
M*	35,95					
e*	0,72					
a0*	2,23					
Verifica SLV lineare						
Z=	11,46 m	Npiani =	3	T1=	0,430 s	$\psi(Z)=$ 0,65
H=	17,64 m			Se(T1)=	3,207	$\gamma=$ 1,286
ag*S/q=		0,609				
Se(T1)* Ψ * γ /q =		1,339				
a0*>		0,609		VERIFICATO		167%
		1,339				

Tabella 33. Verifica meccanismo macroelemento 4

Pertanto l'analisi cinematica lineare risulta soddisfatta. (167%)

Meccanismo 4

Il meccanismo valutato riguarda la rottura a taglio dei maschi murari.

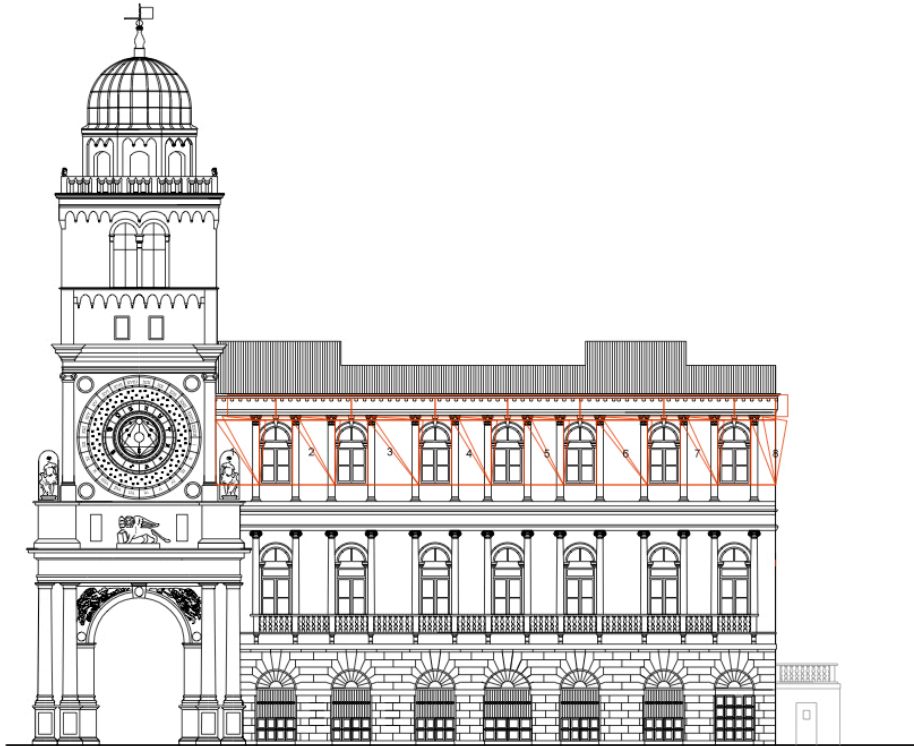


Figura 68. Schematizzazione del ribaltamento nel piano dei maschi murari _ prospetto est

PRIMO	SECONDO	TERZO	QUARTO
h1 3,27 m	h2 3,27 m	h3 3,27 m	h4 3,27 m
L1 2,2 m	L2 2,15 m	L3 2,57 m	L4 1,99 m
s1 0,48 m	s2 0,48 m	s3 0,48 m	s4 0,48 m
a1 3,04 m	a2 3,81 m	a3 4,23 m	a4 3,65 m
W 18 kN/m ³		FC 1,35	
P1 31,07808 kN	P2 30,37176 kN	P3 36,304848 kN	P4 28,111536 kN
Ainf 1 4,5 m ²	Ainf 2 5 m ²	Ainf 3 11,53 m ²	Ainf 4 11,53 m ²
Gsot 2,97 kN/m ²	Gsot 2,97 kN/m ²	Gsot 2,97 kN/m ²	Gsot 2,97 kN/m ²
Ainf 1 5,15 m ²	Ainf 2 5,15 m ²	Ainf 3 11,88 m ²	Ainf 4 11,88 m ²
Gcop 2,74 kN/m ²	Gcop 2,74 kN/m ²	Gcop 3,22 kN/m ²	Gcop 3,22 kN/m ²
N1 56,36816 kN	N2 65,17124 kN	N3 112,69962 kN	N4 107,1873 kN
d1 1,65 m	d2 1,6125 m	d3 1,9275 m	d4 1,4925 m
ψ1 1	ψ2 1	ψ3 1	ψ4 1
QUINTO	SESTO	SETTIMO	OTTAVO
h5 3,27 m	h6 3,27 m	h7 3,27 m	h8 3,27 m
L5 1,99 m	L6 4,23 m	L7 1,9 m	L8 1,25 m
s5 0,48 m	s6 0,48 m	s7 0,48 m	s8 0,48 m
a5 3,65 m	a6 4,9 m	a7 3,56 m	a8 2,09 m
P5 28,111536 kN	P6 59,754672 kN	P7 26,84016 kN	P8 17,658 kN
Ainf 5 11,53 m ²	Ainf 6 1,45 m ²	Ainf 7 3,1 m ²	Ainf 8 1,65 m ²
Gsot 2,97 kN/m ²	Gcop 2,97 kN/m ²	Gcop 2,97 kN/m ²	Gcop 2,97 kN/m ²
Ainf 5 11,88 m ²	Ainf 6 1,49 m ²	Ainf 7 3,19 m ²	Ainf 8 1,7 m ²
Gcop 3,22 kN/m ²	Gcop 2,74 kN/m ²	Gcop 2,74 kN/m ²	Gcop 2,74 kN/m ²
N5 107,1873 kN	N6 54,9587 kN	N7 51,78184 kN	N8 29,42186 kN
d5 1,4925 m	d6 3,1725 m	d7 1,425 m	d8 0,9375 m
ψ5 1	ψ6 1	ψ7 1	ψ8 1

Tabella 34. Caratteristiche principali del meccanismo

δx P1	2,18	δy P1	0,7333333
δx N1	3,27	δy N1	1,65
δx P2	2,18	δy P2	1,09
δx N2	3,27	δy N2	1,6125
δx P3	2,18	δy P3	0,8566667
δx N3	3,27	δy N3	1,9275
δx P4	2,18	δy P4	0,6633333
δx N4	3,27	δy N4	1,4925
δx P5	2,18	δy P5	0,6633333
δx N5	3,27	δy N5	1,4925
δx P6	2,18	δy P6	1,41
δx N6	3,27	δy N6	3,1725
δx P7	2,18	δy P7	0,6333333
δx N7	3,27	δy N7	1,425
δx P8	2,18	δy P8	0,4166667
δx N8	3,27	δy N8	0,9375

Tabella 35. Spostamenti virtuali rispetto al punto di riferimento

Per calcolare il coefficiente di attivazione α si è utilizzato il principio dei lavori virtuali.

Si trova $\alpha = 0,477$

VERIFICA SLV LINEARE							
Z=	13,15m	N=	3	T1=	0,430s	$\Psi(z)=$	0,745
H=	17,64m					$\gamma=$	1,286
ag^*S/q	0,609			$M^*=$	83,488		
$Se(T1)^*\Psi^*$	1,537			$e^*=$	0,971		
				$a0^*=$	3,567		
				VERIFICATO			
$a0^*>$	3,567	>	0,609				
			1,537				

Tabella 36. Verifica meccanismo 4 _ prospetto est

Pertanto l'analisi cinematica lineare risulta soddisfatta. (232%)

Prospetto ovest

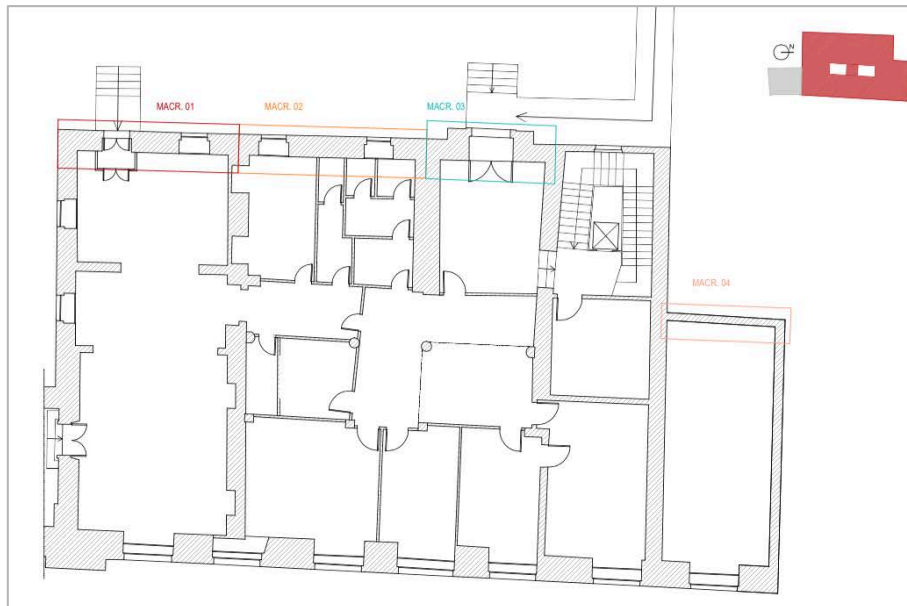


Figura 69. Individuazione in pianta dei macroelementi _ prospetto ovest

Macroelemento 1 – Meccanismo 1

Il primo meccanismo valutato nel macroelemento 1 corrisponde al ribaltamento di parete relativo alla facciata ovest. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

Nella Tabella 37 sono riportati i dati significativi del macroelemento con i quali è stato calcolato il coefficiente di attivazione α . Si è proceduto successivamente al calcolo degli spostamenti orizzontali $\bar{\delta}_{x,i}$, della massa partecipante M^* , della sua frazione e^* e dell'accelerazione sismica spettrale a^* . Si è svolta la verifica lineare allo SLV e la verifica non lineare allo SLV.

MACROELEMENTO		1		
MECCANISMO		1		
Tipo: ribaltamento semplice degli ultimi tre livelli				
Lunghezza parete	7,23	m		
Arretramento polo	0,06	m		
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m] Psi [kN] di [m]	
Primo	274,64	0,37	6,34 18,4 0,28	
Secondo	139,48	0,37	3,45 11,88 0,28	
Sottotetto	114,12	0,37	2,37 12,33 0,28	
Coefficiente di attivazione del cinematismo		α= 0,021		
Calcolo dell'accelerazione spettrale				
M*	45,9			
e*	0,79			
a0*	0,192			
Verifica SLV lineare				
Z=	5,48 m	Npiani =	3 T1= 0,430 s ψ(Z)= 0,31	
H=	17,64 m		Se(T1)= 3,207 γ= 1,286	
	ag*S/q=	0,609		
	Se(T1)*ψ*γ/q =	0,64		
a0*>	0,609	NON VERIFICATO		
	0,64		30%	
Verifica SLV non lineare				
θk0=	0,019 rad	Se(Ts)=	0,511	
hbar=	6,36 m	Sde(Ts)=	0,079	
dk0=	0,123 m	Sde(T1)=	0,015	
d0*=	0,157 m	Ts/T1=	5,754	
du*=	0,063 m	$S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}}$		
ds*=	0,025 m			0,042
as*=	0,161			
Ts=	2,476 s			
du*>	0,079	NON VERIFICATO		
	0,042		80%	

Tabella 37. Verifica meccanismo macroelemento 1

In relazione al meccanismo implementato la verifica non lineare risulta non soddisfatta: la capacità di spostamento del sistema analizzato è circa il 80% della domanda di spostamento richiesto dalla Normativa. Al fine di evitare la formazione di tale meccanismo si è ipotizzato l'inserimento di tiranti, di cui si riporta di seguito il calcolo.

Calcolo dei tiranti

Si ipotizza l'inserimento dei tiranti a livello degli impalcati.

L'acciaio scelto per le barre è di tipo AISI 304L con tensione di snervamento $f_{yd} = 171$ MPa, il diametro delle barre è di $\Phi = 18$ mm, capochiave di ancoraggio di tipo a piastra rettangolare con dimensioni pari a 250x250 mm.

In secondo luogo è stato possibile determinare la portata di un singolo tirante che è data dal minimo tra i seguenti valori di resistenza:

$$T = \min (T^I, T^{II}, T^{III})$$

- ❖ $T^I = A_s * f_{yd}$: meccanismo di rottura relativo allo snervamento dei tiranti;
- ❖ $T^{II} = f_v * t * [2(a+t) + 2(b+t)]$: meccanismo di rottura relativo al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio;
- ❖ $T^{III} = \sigma_r * A_{piastra}$: meccanismo di rottura relativo allo schiacciamento della muratura nella zona dietro all'ancoraggio.

con:

- ❖ f_{yd} : tensione di snervamento dei tiranti;
- ❖ A_s : area della sezione trasversale dei tiranti;
- ❖ a, b : larghezza e lunghezza dei capochiave di ancoraggio;
- ❖ t : spessore della parete su cui sono ancorati i tiranti;
- ❖ σ_r : resistenza a compressione della muratura;
- ❖ f_v : resistenza a taglio della muratura.

Si è calcolato poi lo sforzo di trazione nei tiranti (in funzione di α) mediante l'equilibrio alla rotazione attorno alla cerniera posta alla base della parete, tenendo conto dell'arretramento del polo. A questo punto è stato possibile calcolare il nuovo coefficiente di attivazione del cinematismo; in particolare si è valutato che l'accelerazione spettrale fosse tale da soddisfare le disequaglianze imposte dalla normativa per la verifica cinematica lineare.

Calcolato lo sforzo T_{min} agente sul singolo tirante, si è determinato il numero di tiranti necessari a contrastare la formazione del cinematismo.

Diametro	18	mm
As	254,469	mm ²
Acciaio	AISI 304L	
fy	180	ys
fyd	171	MPa
a	0,25	m
b	0,25	m
Alat	0,9176	m ²
t	0,37	m
fv	0,022	Mpa
fmd	0,89	MPa
T1	43,51	kN
T2	20,19	kN
T3	55,62	kN
Tmin	20,19	kN

Tabella 38. Caratteristiche tiranti

VERIFICA SLV LINEARE CON INSERIMENTO TIRANTI				
$\alpha =$	0,088	$a_0^* >$	0,609	
$a_0^* =$	0,815		0,641	VERIFICATO 127%

Pertanto l'analisi cinematica lineare risulta soddisfatta. (127%)

Per motivi di simmetria vengono posti due tiranti con $T = 20,19$ kN all'ultimo livello, anche se ne basterebbe solamente uno.

MACROELEMENTO		1	
MECCANISMO		1	
Tipo: ribaltamento semplice degli ultimi due livelli			
Lunghezza parete	7,23	m	
Arretramento polo	0,029	m	
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m] Psi [kN] di [m]
Secondo	139,48	0,37	3,45 11,88 0,28
Sottotetto	114,12	0,37	2,37 12,33 0,28
Coefficiente di attivazione del cinematismo		α= 0,052	
Calcolo dell'accelerazione spettrale			
M*	23,16		
e*	0,82		
a0*	0,459		
Verifica SLV lineare			
Z=	11,82 m	Npiani =	3 T1= 0,430 s ψ(Z)= 0,67
H=	17,64 m		Se(T1)= 3,207 γ= 1,286
	ag*S/q=	0,609	
	Se(T1)*ψ*γ/q =	1,381	
		0,609	
a0*>		1,381	NON VERIFICATO 33%
Verifica SLV non lineare			
θk0=	0,052 rad		Se(Ts)= 0,895
hbar=	3,176 m		Sde(Ts)= 0,074
dk0=	0,164 m		Sde(T1)= 0,015
d0*=	0,200 m		Ts/T1= 4,209
du*=	0,080 m		
ds*=	0,032 m		
as*=	0,386		
Ts=	1,812 s		
			$S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}}$
			0,071
		0,074	
du*>		0,071	VERIFICATO 108%

Tabella 39. Verifica meccanismo macroelemento 1

Pertanto l'analisi cinematica non lineare risulta soddisfatta. (108%)

Macroelemento 1 – Meccanismo 2

Il meccanismo valutato nel macroelemento 1 corrisponde al ribaltamento di parete relativo all'ultimo livello. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

MACROELEMENTO						1
MECCANISMO						2
Tipo: ribaltamento semplice dell'ultimo livello						
Lunghezza parete	7,23	m				
Arretramento polo	0,013	m				
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]	Psi [kN]	di [m]	
Sottotetto	114,12	0,37	2,37	12,33	0,28	
Coefficiente di attivazione del cinematismo						$\alpha = 0,139$
Calcolo dell'accelerazione spettrale						
M*	12,01					
e*	0,93					
a0*	1,085					
Verifica SLV lineare						
Z=	15,27	Npiani =	3	T1=	0,430 s	$\psi(Z)=$ 0,87
H=	17,64 m			Se(T1)=	3,207	$\gamma=$ 1,286
	ag*S/q=	0,609				
	Se(T1)* Ψ * γ /q =	1,785				
		0,609		NON VERIFICATO		61%
a0*>		1,785				
Verifica SLV non lineare						
$\theta k0=$	0,138 rad			Se(Ts)=	1,405	
hbar=	1,300 m			Sde(Ts)=	0,047	
dk0=	0,179 m			Sde(T1)=	0,015	
d0*=	0,192 m			Ts/T1=	2,683	
du*=	0,077 m					
ds*=	0,031 m					
as*=	0,911					
Ts=	1,155 s					
				$S_{Dc}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_1}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_1}{T_1}\right)^2 + 0.02 \frac{T_1}{T_1}}}$		0,071
		0,047		VERIFICATO		108%
du*>		0,071				

Tabella 40. Verifica meccanismo macroelemento 1

Pertanto l'analisi cinematica non lineare risulta soddisfatta. (108%)

Macroelemento 1 – Meccanismo 3

Il meccanismo valutato nel macroelemento 1, corrisponde alla flessione verticale di parete degli ultimi due livelli, che viene attivata attraverso la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi distinti (polo C) ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori piano. Questo meccanismo crea altre due rotazioni attorno alle cerniere cilindriche poste alla base e in sommità della parte considerata, nei poli A e B. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

MACROELEMENTO 1					
MECCANISMO 3					
Tipo: flessione verticale degli ultimi due livelli					
Lunghezza parete	7,23	m			
Arretramento polo	0,1	m			
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]	Psi [kN]	di [m]
Primo	274,64	0,37	6,34	18,4	0,28
Secondo	139,48	0,37	3,45	137,29	0,28
Coefficiente di attivazione del cinematismo $\alpha = 0,160$					
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
M* =	42,5				
e* =	0,73				
a0* =	1,59				
Verifica SLV lineare					
Z =	10,38	Npiani =	3	T1 =	0,430 s
H =	17,64 m			Se(T1) =	3,207
				$\psi(Z) =$	0,59
				$\gamma =$	1,286
		$ag^*S/q =$	0,609		
		$Se(T1)*\Psi^*\gamma/q =$	1,212		
			0,609	VERIFICATO	131%
a0* >			1,212		

Tabella 41. Verifica meccanismo macroelemento 1

Pertanto l'analisi cinematica lineare risulta soddisfatta. (131%)

Macroelemento 2 – Meccanismo 1

Il primo meccanismo valutato nel macroelemento 2 corrisponde al ribaltamento di parete relativo alla facciata ovest. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

Nella Tabella 42 sono riportati i dati significativi del macroelemento con i quali è stato calcolato il coefficiente di attivazione α . Si è proceduto successivamente al calcolo degli spostamenti orizzontali $\delta_{x,i}$, della massa partecipante M^* , della sua frazione e^* e dell'accelerazione sismica spettrale a^* . Si è svolta la verifica lineare allo SLV e la verifica non lineare allo SLV.

MACROELEMENTO						2
MECCANISMO						1
Tipo: ribaltamento semplice degli ultimi tre livelli						
Lunghezza parete	7,75	m				
Arretramento polo	0,066	m				
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]	Psi [kN]	di [m]	
Primo	296,6	0,37	6,34	21,16	0,28	
Secondo	151,43	0,37	3,45	13,66	0,28	
Sottotetto	122,33	0,37	2,37	78,89	0,28	
Coefficiente di attivazione del cinematisimo						0,019
Calcolo dell'accelerazione spettrale						
M*	55,13					
e*	0,79					
a0*	0,178					
Verifica SLV lineare						
Z=	5,48 m	Npiani =	3	T1=	0,430 s	$\psi(Z)=$ 0,31
H=	17,64 m			Se(T1)=	3,207	$\gamma=$ 1,286
		ag*S/q=	0,609			
		Se(T1)* $\Psi^*\gamma/q$ =	0,64			
			0,609	NON VERIFICATO		28%
			0,64			
Verifica SLV non lineare						
$\theta k0=$	0,018 rad			Se(Ts)=	0,465	
hbar=	6,916 m			Sde(Ts)=	0,079	
dk0=	0,126 m			Sde(T1)=	0,015	
d0*=	0,160 m			Ts/T1=	6,032	
du*=	0,064 m					
ds*=	0,026 m					
as*=	0,150					
Ts=	2,600 s					
				$S_{Dk}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_1}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_1}{T_1}\right)^2 + 0.02 \frac{T_1}{T_1}}}$		0,043
			0,079	NON VERIFICATO		81%
			0,043			

Tabella 42. Verifica meccanismo macroelemento 2

In relazione al meccanismo implementato la verifica non lineare risulta non soddisfatta: la capacità di spostamento del sistema analizzato è circa il 81% della domanda di spostamento richiesto dalla Normativa. Al fine di evitare la formazione di tale meccanismo si è ipotizzato l'inserimento di tiranti, di cui si riporta di seguito il calcolo.

Calcolo dei tiranti

Si ipotizza l'inserimento dei tiranti a livello degli impalcati.

L'acciaio scelto per le barre è di tipo AISI 304L con tensione di snervamento $f_{yd} = 171$ MPa, il diametro delle barre è di $\Phi = 18$ mm, capochiave di ancoraggio di tipo a piastra rettangolare con dimensioni pari a 250x250 mm.

In secondo luogo è stato possibile determinare la portata di un singolo tirante che è data dal minimo tra i seguenti valori di resistenza:

$$T = \min (T^I, T^{II}, T^{III})$$

- ❖ $T^I = A_s * f_{yd}$: meccanismo di rottura relativo allo snervamento dei tiranti;
- ❖ $T^{II} = f_v * t * [2(a+t) + 2(b+t)]$: meccanismo di rottura relativo al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio;
- ❖ $T^{III} = \sigma_r * A_{piastra}$: meccanismo di rottura relativo allo schiacciamento della muratura nella zona dietro all'ancoraggio.

con:

- ❖ f_{yd} : tensione di snervamento dei tiranti;
- ❖ A_s : area della sezione trasversale dei tiranti;
- ❖ a, b : larghezza e lunghezza dei capochiave di ancoraggio;
- ❖ t : spessore della parete su cui sono ancorati i tiranti;
- ❖ σ_r : resistenza a compressione della muratura;
- ❖ f_v : resistenza a taglio della muratura.

Si è calcolato poi lo sforzo di trazione nei tiranti (in funzione di α) mediante l'equilibrio alla rotazione attorno alla cerniera posta alla base della parete, tenendo conto dell'arretramento del polo. A questo punto è stato possibile calcolare il nuovo coefficiente di attivazione del cinematismo; in particolare si è valutato che l'accelerazione spettrale fosse tale da soddisfare le disequaglianze imposte dalla normativa per la verifica cinematica lineare.

Calcolato lo sforzo T_{min} agente sul singolo tirante, si è determinato il numero di tiranti necessari a contrastare la formazione del cinematismo.

Diametro	18	mm
As	254,469	mm ²
Acciaio	AISI 304L	
fy	180	ys
fyd	171	MPa
a	0,25	m
b	0,25	m
Alat	0,9176	m ²
t	0,37	m
fv	0,022	Mpa
fmd	0,89	MPa
T1	43,51	kN
T2	20,19	kN
T3	55,62	kN
Tmin	20,19	kN

Tabella 43. Caratteristiche tiranti

VERIFICA SLV LINEARE CON INSERIMENTO TIRANTI				
$\alpha =$	0,071	$a0^* >$	0,609	
$a0^* =$	0,655		0,641	VERIFICATO 102%

Pertanto l'analisi cinematica lineare risulta soddisfatta. (102%)

Per motivi di simmetria vengono posti due tiranti con $T = 20,19$ kN all'ultimo livello, anche se ne basterebbe solamente uno.

MACROELEMENTO 2					
MECCANISMO 1					
Tipo: ribaltamento semplice degli ultimi due livelli					
Lunghezza parete	7,75	m			
Arretramento polo	0,035	m			
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]	Psi [kN]	di [m]
Secondo	151,43	0,37	3,45	13,66	0,28
Sottotetto	122,33	0,37	2,37	78,89	0,28
Coefficiente di attivazione del cinematismo $\alpha = 0,047$					
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
M*	30,7				
e*	0,82				
a0*	0,42				
Verifica SLV lineare					
Z=	11,82 m	Npiani =	3	T1=	0,430 s
H=	17,64 m			Se(T1)=	3,207
				$\psi(Z)=$	0,67
				$\gamma=$	1,286
	$ag^*S/q=$	0,609			
	$Se(T1)^*\psi^*\gamma/q=$	1,381			
		0,609		NON VERIFICATO	30%
a0*>		1,381			
Verifica SLV non lineare					
$\theta k_0=$	0,047 rad			Se(Ts)=	0,836
\bar{h}	3,643 m			Sde(Ts)=	0,079
dk0=	0,173 m			Sde(T1)=	0,015
d0*=	0,210 m			Ts/T1=	4,509
du*=	0,084 m				
ds*=	0,034 m				
as*=	0,352				
Ts=	1,940 s				
				$S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}}$	0,075
		0,079		VERIFICATO	106%
du*>		0,075			

Tabella 44. Verifica meccanismo macroelemento 2

Pertanto l'analisi cinematica non lineare risulta soddisfatta. (106%)

Macroelemento 2 – Meccanismo 2

Il meccanismo valutato nel macroelemento 2 corrisponde al ribaltamento di parete relativo all'ultimo livello. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

MACROELEMENTO		2	
MECCANISMO		2	
Tipo: ribaltamento semplice dell'ultimo livello			
Lunghezza parete	7,75	m	
Arretramento polo	0,019	m	
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]
	Psi [kN]	di [m]	
Sottotetto	122,33	0,37	2,37
	78,89	0,28	
Coefficiente di attivazione del cinematisimo		α= 0,122	
Calcolo dell'accelerazione spettrale			
M*	18,26		
e*	0,89		
a0*	0,998		
Verifica SLV lineare			
Z=	15,27 m	Npiani =	3
		T1=	0,430 s
H=	17,64 m	ψ(Z)=	0,87
		Se(T1)=	3,207
		γ=	1,286
	ag*S/q=	0,609	
	Se(T1)*Ψ*γ/q =	1,784	
		0,609	
a0*>		1,784	NON VERIFICATO
			56%
Verifica SLV non lineare			
θk0=	0,122 rad	Se(Ts)=	1,246
hbar=	1,650 m	Sde(Ts)=	0,053
dk0=	0,200 m	Sde(T1)=	0,015
d0*=	0,225 m	Ts/T1=	3,024
du*=	0,090 m		
ds*=	0,036 m		
as*=	0,838		
Ts=	1,302 s		
		$S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_1}{T_s}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_1}{T_s}\right)^2 + 0,02 \frac{T_1}{T_s}}}$	0,075
du*>		0,053	VERIFICATO
		0,075	120%

Tabella 45. Verifica meccanismo macroelemento 2

Pertanto l'analisi cinematica non lineare risulta soddisfatta. (120%)

Macroelemento 2 – Meccanismo 3

Il meccanismo valutato nel macroelemento 2, corrisponde alla flessione verticale di parete degli ultimi due livelli, che viene attivata attraverso la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi distinti (polo C) ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori piano. Questo meccanismo crea altre due rotazioni attorno alle cerniere cilindriche poste alla base e in sommità della parte considerata, nei poli A e B. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

MACROELEMENTO		2		MECCANISMO		3	
Tipo: flessione verticale degli ultimi due livelli							
Lunghezza parete	7,75	m					
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]	Psi [kN]	di [m]		
Primo	296,6	0,37	6,34	21,16	0,28		
Secondo	151,43	0,37	3,45	151,25	0,28		
Coefficiente di attivazione del cinematismo				α= 0,161			
Calcolo dell'accelerazione spettrale							
M*	46,01						
e*	0,73						
a0*	1,606						
Verifica SLV lineare							
Z=	10,38	Npiani =	3	T1=	0,430 s	ψ(Z)=	0,59
H=	17,64 m			Se(T1)=	3,207	γ=	1,286
ag*S/q=		0,609					
Se(T1)*Ψ*γ/q =		1,212					
a0*>		0,609		VERIFICATO			133%
		1,212					

Tabella 46. Verifica meccanismo macroelemento 2

Pertanto l'analisi cinematica lineare risulta soddisfatta. (133%)

In relazione al meccanismo implementato la verifica non lineare risulta non soddisfatta: la capacità di spostamento del sistema analizzato è circa il 80% della domanda di spostamento richiesto dalla Normativa. Al fine di evitare la formazione di tale meccanismo si è ipotizzato l'inserimento di tiranti, di cui si riporta di seguito il calcolo.

Calcolo dei tiranti

Si ipotizza l'inserimento dei tiranti a livello degli impalcati.

L'acciaio scelto per le barre è di tipo AISI 304L con tensione di snervamento $f_{yd} = 171$ MPa, il diametro delle barre è di $\Phi = 18$ mm, capochiave di ancoraggio di tipo a piastra rettangolare con dimensioni pari a 250x250 mm.

In secondo luogo è stato possibile determinare la portata di un singolo tirante che è data dal minimo tra i seguenti valori di resistenza:

$$T = \min (T^I, T^{II}, T^{III})$$

- ❖ $T^I = A_s * f_{yd}$: meccanismo di rottura relativo allo snervamento dei tiranti;
- ❖ $T^{II} = f_v * t * [2(a+t) + 2(b+t)]$: meccanismo di rottura relativo al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio;
- ❖ $T^{III} = \sigma_r * A_{piastra}$: meccanismo di rottura relativo allo schiacciamento della muratura nella zona dietro all'ancoraggio.

con:

- ❖ f_{yd} : tensione di snervamento dei tiranti;
- ❖ A_s : area della sezione trasversale dei tiranti;
- ❖ a, b : larghezza e lunghezza dei capochiave di ancoraggio;
- ❖ t : spessore della parete su cui sono ancorati i tiranti;
- ❖ σ_r : resistenza a compressione della muratura;
- ❖ f_v : resistenza a taglio della muratura.

Si è calcolato poi lo sforzo di trazione nei tiranti (in funzione di α) mediante l'equilibrio alla rotazione attorno alla cerniera posta alla base della parete, tenendo conto dell'arretramento del polo. A questo punto è stato possibile calcolare il nuovo coefficiente di attivazione del cinematismo; in particolare si è valutato che l'accelerazione spettrale fosse tale da soddisfare le disequaglianze imposte dalla normativa per la verifica cinematica lineare.

Calcolato lo sforzo T_{min} agente sul singolo tirante, si è determinato il numero di tiranti necessari a contrastare la formazione del cinematismo.

Diametro	18	mm
As	254,469	mm ²
Acciaio	AISI 304L	
f _y	180	ys
f _{yd}	171	MPa
a	0,25	m
b	0,25	m
Alat	0,9176	m ²
t	0,37	m
f _v	0,022	Mpa
f _{md}	0,89	MPa
T1	43,51	kN
T2	20,19	kN
T3	55,62	kN
Tmin	20,19	kN

Tabella 48. Caratteristiche tiranti

VERIFICA SLV LINEARE CON INSERIMENTO TIRANTI				
α=	0,092	a0*>	0,609	
a0*=	0,852		0,641	VERIFICATO 133%

Pertanto l'analisi cinematica lineare risulta soddisfatta. (133%)

Per motivi di simmetria vengono posti due tiranti con T = 20,19 kN all'ultimo livello, anche se ne basterebbe solamente uno.

MACROELEMENTO 3					
MECCANISMO 1					
Tipo: ribaltamento semplice degli ultimi due livelli					
Lunghezza parete	5,51	m			
Arretramento polo	0,035	m			
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]	Psi [kN]	di [m]
Secondo	111,28	0,37	3,45	10,4	0,28
Sottotetto	86,97	0,37	2,37	50,23	0,28
Coefficiente di attivazione del cinematismo $\alpha = 0,048$					
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
M*	21,59				
e*	0,82				
a0*	0,427				
Verifica SLV lineare					
Z=	11,82 m	Npiani =	3	T1=	0,430 s
H=	17,64 m			Se(T1)=	3,207
				$\psi(Z)=$	0,67
				$\gamma=$	1,286
	ag*S/q=	0,609			
	Se(T1)* $\Psi^*\gamma/q =$	1,381			
		0,609		NON VERIFICATO	31%
a0*>		1,381			
Verifica SLV non lineare					
$\theta k0=$	0,048 rad			Se(Ts)=	0,845
hbar=	3,567 m			Sde(Ts)=	0,079
dk0=	0,171 m			Sde(T1)=	0,015
d0*=	0,209 m			Ts/T1=	4,461
du*=	0,084 m				
ds*=	0,033 m				
as*=	0,359				
Ts=	1,920 s				
				$S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}}$	0,074
		0,079		VERIFICATO	106%
du*>		0,074			

Tabella 49. Verifica meccanismo macroelemento 3

Pertanto l'analisi cinematica non lineare risulta soddisfatta. (106%)

Macroelemento 3 – Meccanismo 2

Il meccanismo valutato nel macroelemento 3 corrisponde al ribaltamento di parete relativo all'ultimo livello. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

MACROELEMENTO						3
MECCANISMO						2
Tipo: ribaltamento semplice dell'ultimo livello						
Lunghezza parete	5,51	m				
Arretramento polo	0,019	m				
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]	Psi [kN]	di [m]	
Sottotetto	86,97	0,37	2,37	50,23	0,28	
Coefficiente di attivazione del cinematisimo						$\alpha = 0,124$
Calcolo dell'accelerazione spettrale						
M*	12,44					
e*	0,89					
a0*	1,01					
Verifica SLV lineare						
Z=	15,27 m	Npiani =	3	T1=	0,430 s	$\psi(Z)=$ 0,87
H=	17,64 m			Se(T1)=	3,207	$\gamma=$ 1,286
	ag*S/q=	0,609				
	Se(T1)* Ψ * γ /q =	1,785				
		0,609				
a0*>		1,785		NON VERIFICATO		57%
Verifica SLV non lineare						
$\theta k_0=$	0,123 rad			Se(Ts)=	1,258	
hbar=	1,619 m			Sde(Ts)=	0,053	
dk0=	0,199 m			Sde(T1)=	0,015	
d0*=	0,223 m			Ts/T1=	2,99	
du*=	0,089 m					
ds*=	0,036 m					
as*=	0,849					
Ts=	1,289 s					
				$S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0.02 \frac{T_s}{T_1}}}$		0,075
		0,053				
du*>		0,075		VERIFICATO		119%

Tabella 50. Verifica meccanismo macroelemento 3

Pertanto l'analisi cinematica non lineare risulta soddisfatta. (119%)

Macroelemento 3 – Meccanismo 3

Il meccanismo valutato nel macroelemento 3, corrisponde alla flessione verticale di parete degli ultimi due livelli, che viene attivata attraverso la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi distinti (polo C) ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori piano. Questo meccanismo crea altre due rotazioni attorno alle cerniere cilindriche poste alla base e in sommità della parte considerata, nei poli A e B. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

MACROELEMENTO						3
MECCANISMO						3
Tipo: flessione verticale degli ultimi due livelli						
Lunghezza parete	5,51	m				
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]	Psi [kN]	di [m]	
Primo	217,34	0,37	6,34	16,1	0,28	
Secondo	111,28	0,37	3,45	109	0,28	
Coefficiente di attivazione del cinematismo						$\alpha = 0,162$
Calcolo dell'accelerazione spettrale						
M* =	31,07					
e* =	0,71					
a0* =	1,65					
Verifica SLV lineare						
Z =	10,38	Npiani =	3	T1 =	0,430 s	$\psi(Z) =$ 0,59
H =	17,64 m			Se(T1) =	3,207	$\gamma =$ 1,286
ag*S/q =		0,609				
Se(T1)* $\Psi^*\gamma/q =$		1,213				
a0*>		0,609		VERIFICATO		136%
		1,213				

Tabella 51. Verifica meccanismo macroelemento 3

Pertanto l'analisi cinematica lineare risulta soddisfatta. (136%)

Macroelemento 4 – Meccanismo 1

Il primo meccanismo valutato nel macroelemento 4 corrisponde al ribaltamento di parete relativo alla facciata ovest. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

Nella Tabella 52 sono riportati i dati significativi del macroelemento con i quali è stato calcolato il coefficiente di attivazione α . Si è proceduto successivamente al calcolo degli spostamenti orizzontali $\delta_{x,i}$, della massa partecipante M^* , della sua frazione e^* e dell'accelerazione sismica spettrale a^* . Si è svolta la verifica lineare allo SLV e la verifica non lineare allo SLV.

MACROELEMENTO 4					
MECCANISMO 1					
Tipo: ribaltamento semplice degli ultimi tre livelli					
Lunghezza parete	4,67	m			
Arretramento polo	0,057	m			
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]	Psi [kN]	di [m]
Primo	89,61	0,32	6,34	9,63	0,24
Secondo	88,27	0,32	3,45	11,04	0,24
Sottotetto	143,99	0,32	2,37	13,13	0,24
Coefficiente di attivazione del cinematisimo					0,017
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
M* =	28,15				
e* =	0,78				
a0* =	0,163				
Verifica SLV lineare					
Z =	5,28 m	Npiani =	3	T1 =	0,430 s
H =	17,64 m			Se(T1) =	3,207
				ψ(Z) =	0,3
				γ =	1,286
	ag*S/q =	0,609			
	Se(T1)*Ψ*γ/q =	0,617			
		0,609			
a0*>		0,617		NON VERIFICATO	26%
Verifica SLV non lineare					
θk0 =	0,010 rad			Se(Ts) =	0,549
hbar =	6,344 m			Sde(Ts) =	0,079
dk0 =	0,096 m			Sde(T1) =	0,015
d0* =	0,124 m			Ts/T1 =	5,55
du* =	0,049 m				
ds* =	0,020 m				
as* =	0,137				
Ts =	2,389 s				
				$S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}}$	0,039
		0,079			
du*>		0,039		NON VERIFICATO	62%

Tabella 52. Verifica meccanismo macroelemento 4

In relazione al meccanismo implementato la verifica non lineare risulta non soddisfatta: la capacità di spostamento del sistema analizzato è circa il 62% della domanda di

spostamento richiesto dalla Normativa. Al fine di evitare la formazione di tale meccanismo si è ipotizzato l'inserimento di tiranti, di cui si riporta di seguito il calcolo.

Calcolo dei tiranti

Si ipotizza l'inserimento dei tiranti a livello degli impalcati.

L'acciaio scelto per le barre è di tipo AISI 304L con tensione di snervamento $f_{yd} = 171$ MPa, il diametro delle barre è di $\Phi = 18$ mm, capochiave di ancoraggio di tipo a piastra rettangolare con dimensioni pari a 250x250 mm.

In secondo luogo è stato possibile determinare la portata di un singolo tirante che è data dal minimo tra i seguenti valori di resistenza:

$$T = \min (T^I, T^{II}, T^{III})$$

- ❖ $T^I = A_s * f_{yd}$: meccanismo di rottura relativo allo snervamento dei tiranti;
- ❖ $T^{II} = f_v * t * [2(a+t) + 2(b+t)]$: meccanismo di rottura relativo al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio;
- ❖ $T^{III} = \sigma_r * A_{piastra}$: meccanismo di rottura relativo allo schiacciamento della muratura nella zona dietro all'ancoraggio.

con:

- ❖ f_{yd} : tensione di snervamento dei tiranti;
- ❖ A_s : area della sezione trasversale dei tiranti;
- ❖ a,b: larghezza e lunghezza dei capochiave di ancoraggio;
- ❖ t: spessore della parete su cui sono ancorati i tiranti;
- ❖ σ_r : resistenza a compressione della muratura;
- ❖ f_v : resistenza a taglio della muratura.

Si è calcolato poi lo sforzo di trazione nei tiranti (in funzione di α) mediante l'equilibrio alla rotazione attorno alla cerniera posta alla base della parete, tenendo conto dell'arretramento del polo. A questo punto è stato possibile calcolare il nuovo coefficiente di attivazione del cinematismo; in particolare si è valutato che l'accelerazione spettrale fosse tale da soddisfare le disequaglianze imposte dalla normativa per la verifica cinematica lineare.

Calcolato lo sforzo T_{min} agente sul singolo tirante, si è determinato il numero di tiranti necessari a contrastare la formazione del cinematismo.

Diametro	18	mm
As	254,469	mm ²
Acciaio	AISI 304L	
f _y	180	ys
f _{yd}	171	MPa
a	0,25	m
b	0,25	m
Alat	0,9176	m ²
t	0,37	m
f _v	0,022	Mpa
f _{md}	0,89	MPa
T1	43,51	kN
T2	20,19	kN
T3	55,62	kN
Tmin	20,19	kN

Tabella 53. Caratteristiche tiranti

VERIFICA SLV LINEARE CON INSERIMENTO TIRANTI					
α =	0,126	a0*>	0,609		
a0* =	1,181		0,617	VERIFICATO	191%

Pertanto l'analisi cinematica lineare risulta soddisfatta. (191%)

Per motivi di simmetria vengono posti due tiranti con T = 20,19 kN all'ultimo livello, anche se ne basterebbe solamente uno.

MACROELEMENTO		4	
MECCANISMO		1	
Tipo: ribaltamento semplice degli ultimi due livelli			
Lunghezza parete	4,67	m	
Arretramento polo	0,041	m	
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]
	Psi [kN]		di [m]
Secondo	88,27	0,32	3,45
Sottotetto	143,99	0,32	2,37
Coefficiente di attivazione del cinematismo		α= 0,027	
Calcolo dell'accelerazione spettrale			
M*	20,98		
e*	0,8		
a0*	0,246		
Verifica SLV lineare			
Z= 8,71 m	Npiani =	3	T1= 0,430 s
H= 17,64 m			ψ(Z)= 0,49
			Se(T1)= 3,207
			γ= 1,286
	ag*S/q=	0,609	
	Se(T1)*ψ*γ/q =	1,018	
		0,609	NON VERIFICATO
a0*>		1,018	
Verifica SLV non lineare			
θk0=	0,027 rad		Se(Ts)= 0,652
hbar=	4,641 m		Sde(Ts)= 0,079
dk0=	0,126 m		Sde(T1)= 0,015
d0*=	0,157 m		Ts/T1= 5,091
du*=	0,063 m		
ds*=	0,025 m		
as*=	0,207		
Ts=	2,191 s		
			$S_{D_e}(T_s) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}}$
			0,06
		0,079	NON VERIFICATO
du*>		0,06	

Tabella 54. Verifica meccanismo macroelemento 4

Pertanto l'analisi cinematica non lineare non risulta soddisfatta. (80%)

Per motivi di simmetria vengono posti due tiranti con T = 20,19 kN all'ultimo livello, anche se ne basterebbe solamente uno.

Pertanto l'analisi cinematica lineare risulta soddisfatta. (127%)

VERIFICA SLV LINEARE CON INSERIMENTO TIRANTI			
α=	0,143	a0*>	0,609
a0*=	1,292		1,018
			VERIFICATO
			127%

Macroelemento 4 – Meccanismo 3

Il meccanismo valutato nel macroelemento 4, corrisponde alla flessione verticale di parete degli ultimi due livelli, che viene attivata attraverso la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi distinti (polo C) ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori piano. Questo meccanismo crea altre due rotazioni attorno alle cerniere cilindriche poste alla base e in sommità della parte considerata, nei poli A e B. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

MACROELEMENTO		4	
MECCANISMO		3	
Tipo: flessione verticale degli ultimi due livelli			
Lunghezza parete	4,67	m	
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]
Primo	172,59	0,32	6,81
Secondo	143,99	0,32	5,55
Coefficiente di attivazione del cinematismo		$\alpha = 0,144$	
Calcolo dell'accelerazione spettrale			
M* =	25,15		
e* =	0,7		
a0* =	1,487		
Verifica SLV lineare			
Z =	11,46	Npiani =	3
H =	17,64 m	T1 =	0,430 s
		Se(T1) =	3,207
		$\psi(Z) =$	0,65
		$\gamma =$	1,286
	ag*S/q =	0,609	
	Se(T1)* Ψ * γ /q =	1,339	
		0,609	
a0* >		1,339	
VERIFICATO			111%

Tabella 56. Verifica meccanismo macroelemento 4

Pertanto l'analisi cinematica lineare risulta soddisfatta. (111%)

Meccanismo 4

Il meccanismo valutato riguarda la rottura a taglio dei maschi murari.

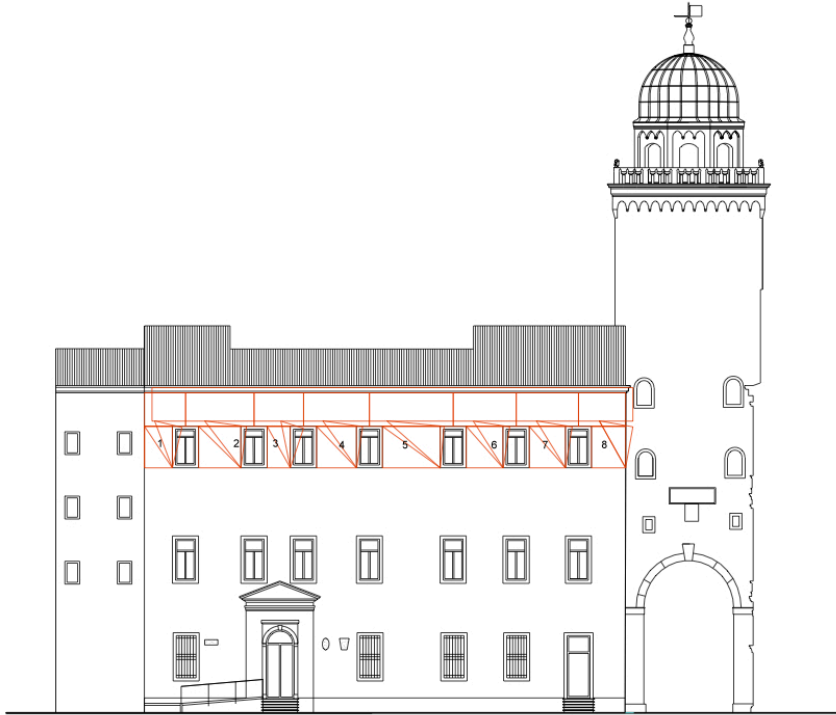


Figura 70. Schematizzazione del ribaltamento nel piano dei maschi murari

PRIMO		SECONDO		TERZO		QUARTO	
h1	2,19 m	h2	2,19 m	h3	2,19 m	h4	2,19 m
L1	1,48 m	L2	2,23 m	L3	1,23 m	L4	2,09 m
s1	0,37 m	s2	0,37 m	s3	0,37 m	s4	0,37 m
a1	2,16 m	a2	3,59 m	a3	2,6 m	a4	3,46 m
P1	10,793196 kN	P2	16,262721 kN	P3	8,970021 kN	P4	15,241743 kN
Ainf 1	1 m ²	Ainf 2	0,875 m ²	Ainf 3	1,75 m ²	Ainf 4	2,02 m ²
Gsot	2,97 kN/m ²	Gsot	2,97 kN/m ²	Gsot	2,97 kN/m ²	Gsot	2,97 kN/m ²
Ainf 1	1,03 m ²	Ainf 2	0,9 m ²	Ainf 3	1,8 m ²	Ainf 4	2,08 m ²
Gcop	2,74 kN/m ²	Gcop	2,74 kN/m ²	Gcop	3,22 kN/m ²	Gcop	3,22 kN/m ²
N1	31,110856 kN	N2	47,145294 kN	N3	41,46966 kN	N4	53,253736 kN
d1	1,11 m	d2	1,6725 m	d3	0,9225 m	d4	1,5675 m
ψ1	1	ψ2	1	ψ3	1	ψ4	1
QUINTO		SESTO		SETTIMO		OTTAVO	
h5	2,19 m	h6	2,19 m	h7	2,19 m	h8	2,19 m
L5	3,04 m	L6	1,93 m	L7	1,91 m	L8	1,79 m
s5	0,37 m	s6	0,37 m	s7	0,37 m	s8	0,37 m
a5	4,4 m	a6	3,3 m	a7	3,27 m	a8	2,47 m
P5	22,169808 kN	P6	14,074911 kN	P7	13,929057 kN	P8	13,053933 kN
Ainf 5	2,3 m ²	Ainf 6	3,35 m ²	Ainf 7	1,33 m ²	Ainf 8	1,33 m ²
Gsot	2,97 kN/m ²	Gcop	2,97 kN/m ²	Gcop	2,97 kN/m ²	Gcop	2,97 kN/m ²
Ainf 5	2,37 m ²	Ainf 6	3,45 m ²	Ainf 7	1,37 m ²	Ainf 8	1,37 m ²
Gcop	3,22 kN/m ²	Gcop	2,74 kN/m ²	Gcop	2,74 kN/m ²	Gcop	2,74 kN/m ²
N5	66,03744 kN	N6	58,08378 kN	N7	46,033532 kN	N8	36,656252 kN
d5	2,28 m	d6	1,4475 m	d7	1,4325 m	d8	1,3425 m
ψ5	1	ψ6	1	ψ7	1	ψ8	1

Tabella 57. Caratteristiche principali del meccanismo

δx P1	1,46	δy P1	0,4933333
δx N1	2,19	δy N1	1,11
δx P2	1,46	δy P2	0,73
δx N2	2,19	δy N2	1,6725
δx P3	1,46	δy P3	0,41
δx N3	2,19	δy N3	0,9225
δx P4	1,46	δy P4	0,6966667
δx N4	2,19	δy N4	1,5675
δx P5	1,46	δy P5	1,0133333
δx N5	2,19	δy N5	2,28
δx P6	1,46	δy P6	0,6433333
δx N6	2,19	δy N6	1,4475
δx P7	1,46	δy P7	0,6366667
δx N7	2,19	δy N7	1,4325
δx P8	1,46	δy P8	0,5966667
δx N8	2,19	δy N8	1,3425

Tabella 58. Spostamenti virtuali rispetto al punto di riferimento

Per calcolare il coefficiente di attivazione α si è utilizzato il principio dei lavori virtuali.

Si trova $\alpha = 0,697$

VERIFICA SLV LINEARE							
Z=	12,9m	N=	3	T1=	0,423s	$\Psi(z)=$	0,731
H=	17,23m					$\gamma=$	1,286
ag^*S/q	0,609			$M^*=$	48,242		
$Se(T1)*\psi^*$	1,508			$e^*=$	0,977		
				$a0^*=$	5,183		
						VERIFICATO	
$a0^*>$	5,183	>	0,609				
			1,508				

Tabella 59. Verifica meccanismo 4 _ prospetto ovest

Pertanto l'analisi cinematica lineare risulta soddisfatta. (344%)

Prospetto sud



Figura 71. Individuazione in pianta dei macroelementi _ prospetto sud

Macroelemento 1 – Meccanismo 1

Il primo meccanismo valutato nel macroelemento 1 corrisponde al ribaltamento di parete relativo alla facciata est. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

Nella Tabella 60 sono riportati i dati significativi del macroelemento con i quali è stato calcolato il coefficiente di attivazione α . Si è proceduto successivamente al calcolo degli spostamenti orizzontali $\bar{\delta}_{x,i}$, della massa partecipante M^* , della sua frazione e^* e dell'accelerazione sismica spettrale a^* . Si è svolta prima la verifica lineare allo SLV, ed essendo non soddisfatta, si è proceduto mediante verifica non lineare allo SLV, la quale è risultata soddisfatta.

MACROELEMENTO 1					
MECCANISMO 1					
Tipo: ribaltamento semplice degli ultimi tre livelli					
Lunghezza parete	5,22	m			
Arretramento polo	0,1	m			
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]	Psi [kN]	di [m]
Primo	332,58	0,6	6,34	68,54	0,45
Secondo	129,67	0,45	3,45	44,23	0,34
Sottotetto	100,21	0,45	2,37	44,11	0,34
Coefficiente di attivazione del cinematismo $\alpha = 0,03$					
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
M*	57,83				
e*	0,79				
a0*	0,276				
Verifica SLV lineare					
Z=	5,48 m	Npiani =	3	T1=	0,430 s
H=	17,64 m			Se(T1)=	3,207
				$\psi(Z)=$	0,31
				$\gamma=$	1,286
		ag*S/q=	0,609		
		Se(T1)* $\Psi^*\gamma/q =$	0,64		
			0,609		
			0,64	NON VERIFICATO	42%
Verifica SLV non lineare					
$\theta_{k0}=$	0,034 rad			Se(Ts)=	0,42
hbar=	6,400 m			Sde(Ts)=	0,079
dk0=	0,216 m			Sde(T1)=	0,015
d0*=	0,273 m			Ts/T1=	6,345
du*=	0,109 m				
ds*=	0,044 m				
as*=	0,232				
Ts=	2,731 s				
				$S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0.02 \frac{T_s}{T_1}}}$	0,045
			0,079		
			0,045	VERIFICATO	138%

Tabella 60. Verifica meccanismo macroelemento 1

Pertanto l'analisi cinematica non lineare risulta soddisfatta. (138%)

MACROELEMENTO		1	
MECCANISMO		1	
Tipo: ribaltamento semplice degli ultimi due livelli			
Lunghezza parete	5,22	m	
Arretramento polo	0,046	m	
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]
	Psi [kN]	di [m]	
Secondo	129,67	0,45	3,45
Sottotetto	100,21	0,45	2,37
Coefficiente di attivazione del cinematisimo		α= 0,061	
Calcolo dell'accelerazione spettrale			
M*	26,93		
e*	0,83		
a0*	0,534		
Verifica SLV lineare			
Z=	11,82 m	Npiani =	3
		T1=	0,430 s
H=	17,64 m	Se(T1)=	3,207
		ψ(Z)=	0,67
		γ=	1,286
	ag*S/q=	0,609	
	Se(T1)*ψ*γ/q =	1,381	
		0,609	
a0*>		1,381	NON VERIFICATO
			39%
Verifica SLV non lineare			
θk0=	0,061 rad	Se(Ts)=	0,879
hbar=	3,449 m	Sde(Ts)=	0,079
dk0=	0,210 m	Sde(T1)=	0,015
d0*=	0,253 m	Ts/T1=	4,385
du*=	0,101 m		
ds*=	0,040 m		
as*=	0,449		
Ts=	1,887 s		
			$S_{De}(T_s) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0.02 \frac{T_s}{T_1}}}$
			0,073
		0,079	
du*>		0,073	VERIFICATO
			128%

Tabella 61. Verifica meccanismo macroelemento 1

Pertanto l'analisi cinematica non lineare risulta soddisfatta. (128%)

Macroelemento 1 – Meccanismo 2

Il meccanismo valutato nel macroelemento 1 corrisponde al ribaltamento di parete relativo all'ultimo livello. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

MACROELEMENTO 1					
MECCANISMO 2					
Tipo: ribaltamento semplice dell'ultimo livello					
Lunghezza parete	5,22	m			
Arretramento polo	0,021	m			
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]	Psi [kN]	di [m]
Sottotetto	100,21	0,45	2,37	44,11	0,34
Coefficiente di attivazione del cinematismo $\alpha = 0,154$					
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
M*	13,08				
e*	0,89				
a0*	1,26				
Verifica SLV lineare					
Z=	15,27	Npiani =	3	T1=	0,430 s
H=	17,64 m			Se(T1)=	3,207
				$\psi(Z)=$	0,87
				$\gamma=$	1,286
		$ag^*S/q=$	0,609		
		$Se(T1)^*\psi^*/q=$	1,785		
			0,609	NON VERIFICATO	71%
			1,785		
Verifica SLV non lineare					
$\theta_{k0}=$	0,153 rad			$Se(Ts)=$	1,98
$h_{bar}=$	1,547 m			$S_{de}(Ts)=$	0,079
$dk_0=$	0,236 m			$S_{de}(T1)=$	0,015
$d_0^*=$	0,265 m			$Ts/T1=$	2,923
$du^*=$	0,106 m				
$ds^*=$	0,042 m				
$as^*=$	1,059				
$Ts=$	1,258 s				
				$S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0.02 \frac{T_s}{T_1}}}$	0,074
$du^*>$		0,079		VERIFICATO	134%
		0,074			

Tabella 62. Verifica meccanismo macroelemento 1

Pertanto l'analisi cinematica non lineare risulta soddisfatta. (134%)

Macroelemento 1 – Meccanismo 3

Il meccanismo valutato nel macroelemento 1, corrisponde alla flessione verticale di parete degli ultimi due livelli, che viene attivata attraverso la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi distinti (polo C) ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori piano. Questo meccanismo crea altre due rotazioni attorno alle cerniere cilindriche poste alla base e in sommità della parte considerata, nei poli A e B. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

MACROELEMENTO		1	
MECCANISMO		3	
Tipo: flessione verticale degli ultimi due livelli			
Lunghezza parete	5,22	m	
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]
Primo	332,58	0,6	6,34
Secondo	229,88	0,45	5,82
Coefficiente di attivazione del cinematisimo		$\alpha = 0,176$	
Calcolo dell'accelerazione spettrale			
M*	59,62		
e*	0,81		
a0*	1,589		
Verifica SLV lineare			
Z=	11,56 m	Npiani =	3
H=	17,64 m	T1=	0,430 s
		Se(T1)=	3,207
		$\psi(Z)=$	0,655
		$\gamma=$	1,286
	$ag^*S/q=$	0,609	
	$Se(T1)^*\Psi^*\gamma/q =$	1,351	
a0*>		0,609	VERIFICATO
		1,351	

Tabella 63. Verifica meccanismo macroelemento 1

Pertanto l'analisi cinematica lineare risulta soddisfatta. (118%)

Macroelemento 2 – Meccanismo 1

Il primo meccanismo valutato nel macroelemento 2 corrisponde al ribaltamento di parete relativo alla facciata est. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle. Nella Tabella 64 sono riportati i dati significativi del macroelemento con i quali è stato calcolato il coefficiente di attivazione α . Si è proceduto successivamente al calcolo degli spostamenti orizzontali $\delta_{x,i}$, della massa partecipante M^* , della sua frazione e^* e dell'accelerazione sismica spettrale a^* . Si è svolta la verifica lineare e non lineare allo SLV.

MACROELEMENTO 2					
MECCANISMO 1					
Tipo: ribaltamento semplice degli ultimi tre livelli					
Lunghezza parete	3,44	m			
Arretramento polo	0,089	m			
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]	Psi [kN]	di [m]
Primo	210,7	0,6	6,34	11,5	0,45
Secondo	79,93	0,45	3,45	7,42	0,34
Sottotetto	66,04	0,45	2,37	33,15	0,34
Coefficiente di attivazione del cinematismo $\alpha = 0,030$					
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
M*	31,94				
e*	0,77				
a0*	0,288				
Verifica SLV lineare					
Z=	5,48 m	Npiani =	3	T1=	0,430 s
H=	17,64 m			Se(T1)=	3,207
				$\psi(Z)=$	0,311
				$\gamma=$	1,286
		ag*S/q=	0,609		
		Se(T1)* Ψ * γ /q =	0,64		
			0,609	NON VERIFICATO	
a0*>			0,64		
Verifica SLV non lineare					
$\theta k0=$	0,034 rad			Se(Ts)=	0,422
hbar=	6,327 m			Sde(Ts)=	0,079
dk0=	0,217 m			Sde(T1)=	0,015
d0*=	0,284 m			Ts/T1=	6,329
du*=	0,113 m				
ds*=	0,045 m				
as*=	0,242				
Ts=	2,724				
				$S_{da}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}}$	
					0,045
			0,079	VERIFICATO	
du*>			0,045		

Tabella 64. Verifica meccanismo macroelemento 2

Pertanto l'analisi cinematica non lineare risulta soddisfatta. (143%)

MACROELEMENTO		2	
MECCANISMO		1	
Tipo: ribaltamento semplice degli ultimi due livelli			
Lunghezza parete	3,44	m	
Arretramento polo	0,041	m	
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]
			Psi [kN]
			di [m]
Secondo	79,93	0,45	3,45
			7,42
			0,34
Sottotetto	66,04	0,45	2,37
			33,15
			0,34
Coefficiente di attivazione del cinematismo		α= 0,059	
Calcolo dell'accelerazione spettrale			
M*	15,6		
e*	0,82		
a0*	0,521		
Verifica SLV lineare			
Z=	11,82 m	Npiani =	3
		T1=	0,430 s
		ψ(Z)=	0,67
H=	17,64 m	Se(T1)=	3,207
		γ=	1,286
	ag*S/q=	0,609	
	Se(T1)*ψ*γ/q =	1,381	
		0,609	
a0*>		1,381	NON VERIFICATO
			38%
Verifica SLV non lineare			
θk0=	0,058 rad	Se(Ts)=	0,854
hbar=	3,552 m	Sde(Ts)=	0,079
dk0=	0,208 m	Sde(T1)=	0,015
d0*=	0,254 m	Ts/T1=	4,451
du*=	0,102 m		
ds*=	0,041 m		
as*=	0,437		
Ts=	1,915 s		
		$S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0.02 \frac{T_s}{T_1}}}$	
			0,074
		0,079	
du*>		0,074	VERIFICATO
			129%

Tabella 65. Verifica meccanismo macroelemento 2

Pertanto l'analisi cinematica non lineare risulta soddisfatta. (129%)

Macroelemento 2 – Meccanismo 2

Il meccanismo valutato nel macroelemento 2 corrisponde al ribaltamento di parete relativo all'ultimo livello. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

MACROELEMENTO		2	
MECCANISMO		2	
Tipo: ribaltamento semplice dell'ultimo livello			
Lunghezza parete	3,44	m	
Arretramento polo	0,022	m	
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]
			Psi [kN]
			di [m]
Sottotetto	66,04	0,45	2,37
			33,15
			0,34
Coefficiente di attivazione del cinematismo		α= 0,152	
Calcolo dell'accelerazione spettrale			
M* =	8,99		
e* =	0,89		
a0* =	1,246		
Verifica SLV lineare			
Z =	15,27	Npiani =	3
		T1 =	0,430 s
H =	17,64 m	Se(T1) =	3,207
		ψ(Z) =	0,87
		γ =	1,286
	ag*S/q =	0,609	
	Se(T1)*Ψ*γ/q =	1,785	
		0,609	
a0*>		1,785	
		NON VERIFICATO	70%
Verifica SLV non lineare			
θk0 =	0,151 rad	Se(Ts) =	1,275
hbar =	1,581 m	Sde(Ts) =	0,052
dk0 =	0,238 m	Sde(T1) =	0,015
d0* =	0,268 m	Ts/T1 =	2,955
du* =	0,107 m		
ds* =	0,043 m		
as* =	1,047		
Ts =	1,272 s		
du*>		0,052	
		0,074	
		VERIFICATO	145%

Tabella 66. Verifica meccanismo macroelemento 2

Pertanto l'analisi cinematica non lineare risulta soddisfatta. (145%)

Macroelemento 2 – Meccanismo 3

Il meccanismo valutato nel macroelemento 2, corrisponde alla flessione verticale di parete degli ultimi due livelli, che viene attivata attraverso la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi distinti (polo C) ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori piano. Questo meccanismo crea altre due rotazioni attorno alle cerniere cilindriche poste alla base e in sommità della parte considerata, nei poli A e B. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

MACROELEMENTO 2					
MECCANISMO 3					
Tipo: flessione verticale degli ultimi due livelli					
Lunghezza parete	3,44	m			
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]	Psi [kN]	di [m]
Primo	210,7	0,6	6,34	11,5	0,45
Secondo	145,97	0,45	5,82	42,71	0,34
Coefficiente di attivazione del cinematisimo $\alpha = 0,184$					
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
M* =	36,49				
e* =	0,87				
a0* =	1,543				
Verifica SLV lineare					
Z =	11,56 m	Npiani =	3	T1 =	0,430 s
H =	17,64 m			Se(T1) =	3,207
				$\psi(Z) =$	0,655
				$\gamma =$	1,286
	ag*S/q =	0,609			
	Se(T1)* ψ * γ /q =	1,351			
		0,609			
a0*>		1,351		VERIFICATO	114%

Tabella 67. Verifica meccanismo macroelemento 2

Pertanto l'analisi cinematica lineare risulta soddisfatta. (114%)

Meccanismo 4

Il meccanismo valutato riguarda la rottura a taglio dei maschi murari.

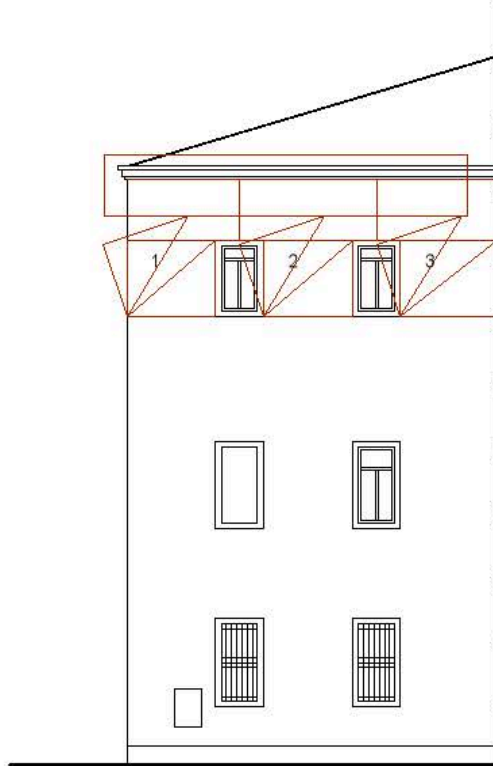


Figura 72. Schematizzazione del ribaltamento nel piano dei maschi murari

PRIMO		SECONDO		TERZO	
h1	2,2 m	h2	2,2 m	h3	2,2 m
L1	2,58 m	L2	2,61 m	L3	2,79 m
s1	0,45 m	s2	0,45 m	s3	0,45 m
a1	3,26 m	a2	3,98 m	a3	3,48 m
W	18 kN/m ³			FC	1,35
P1	22,9878 kN	P2	23,2551 kN	P3	24,8589 kN
Ainf 1	7,45 m ²	Ainf 2	8,7 m ²	Ainf 3	6,55 m ²
Gsottotetto	2,97 kN/m ²	Gsottotetto	2,97 kN/m ²	Gsottotetto	2,97 kN/m ²
Ainf 1	7,68 m ²	Ainf 2	8,97 m ²	Ainf 3	5,46 m ²
Gcop	2,74 kN/m ²	Gcop	2,74 kN/m ²	Gcop	2,74 kN/m ²
N1	89,64426 kN	N2	107,15568 kN	N3	84,02478 kN
d1	1,935 m	d2	1,9575 m	d3	2,0925 m
ψ1	1	ψ2	1	ψ3	1

Tabella 68. Caratteristiche principali del meccanismo

δ_x P1	1,4666667	δ_y P1	0,86
δ_x N1	2,2	δ_y N1	1,935
δ_x P2	1,4666667	δ_y P2	0,733333333
δ_x N2	2,2	δ_y N2	1,9575
δ_x P3	1,4666667	δ_y P3	0,93
δ_x N3	2,2	δ_y N3	2,0925

Tabella 69. Spostamenti virtuali rispetto al punto di riferimento

Per calcolare il coefficiente di attivazione α si è utilizzato il principio dei lavori virtuali.

Si trova $\alpha = 0,857$

VERIFICA SLV LINEARE							
Z=	12,9m	N=	3	T1=	0,430s	$\Psi(z)=$	0,731
H=	17,64m					$\gamma=$	1,286
$ag \cdot S/q$	0,609			$M^*=$	35,15		
$Se(T1) \cdot \Psi^*$	1,508			$e^*=$	0,98		
				$a0^*=$	6,357		
				VERIFICATO			
$a0^* >$	6,357	>	0,609				
			1,508				

Tabella 70. Verifica meccanismo 4 _ prospetto sud

Pertanto l'analisi cinematica lineare risulta soddisfatta. (422%)

Torre dell'Orologio

Prospetto est _ Meccanismo 1

Il primo meccanismo valutato corrisponde al ribaltamento di parete relativo alla facciata est. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle. Nella Tabella 71 sono riportati i dati significativi del macroelemento con i quali è stato calcolato il coefficiente di attivazione α . Si è proceduto successivamente al calcolo degli spostamenti orizzontali $\delta_{x,i}$, della massa partecipante M^* , della sua frazione e^* e dell'accelerazione sismica spettrale a^* . Si è svolta la verifica lineare e non lineare allo SLV.

PROSPETTO EST MECCANISMO 1						
Tipo: ribaltamento semplice degli ultimi tre livelli						
Lunghezza parete	7,2	m				
Arretramento polo	0,14	m				
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]	Psi [kN]	di [m]	
Primo	726	0,58	9,92	82,11	0,43	
Secondo	198,25	0,58	2,82	6,3	0,43	
Sottotetto	263,9	0,58	4,58	82,11	0,43	
Coefficiente di attivazione del cinematismo $\alpha=0,019$						
Calcolo dell'accelerazione spettrale						
$M^*=$	109,768					
$e^*=$	0,79					
$a0^*=$	0,171					
Verifica SLV lineare						
Z=	9,34 m	Npiani =	5	T1=	0,587 s	$\psi(Z)=$ 0,35
H=	26,66 m			Se(T1)=	3,703	$\gamma=$ 1,363
	$ag^*S/q=$	0,706				
	$Se(T1)^*\psi^*\gamma/q=$	0,885				
$a0^*>$		0,706		NON VERIFICATO		19%
		0,885				
Verifica SLV non lineare						
$\theta k0=$	0,018 rad			Se(Ts)=	0,423	
$hbar=$	8,928 m			Sde(Ts)=	0,096	
$dk0=$	0,161 m			Sde(T1)=	0,032	
$d0^*=$	0,203 m			Ts/T1=	5,092	
$du^*=$	0,081 m					
$ds^*=$	0,032 m					
$as^*=$	0,144					
Ts=	2,987 s					
$du^*>$		0,096		NON VERIFICATO		84%
		0,097				

Tabella 71. Verifica meccanismo prospetto est _ Torre dell'Orologio

PROSPETTO EST						
MECCANISMO 1						
Tipo: ribaltamento semplice degli ultimi due livelli						
Lunghezza parete	7,2	m				
Arretramento polo	0,06	m				
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]	Psi [kN]	di [m]	
Secondo	198,25	0,58	2,82	6,3	0,43	
Sottotetto	263,9	0,58	4,58	82,11	0,43	
Coefficiente di attivazione del cinematismo				α= 0,062		
Calcolo dell'accelerazione spettrale						
M*=	43,75					
e*=	0,78					
a0*=	0,583					
Verifica SLV lineare						
Z=	19,26 m	Npiani =	5	T1=	0,587 s	ψ(Z)= 0,72
H=	26,66 m			Se(T1)=	3,703	γ= 1,363
	ag*S/q=	0,706				
	Se(T1)*Ψ*γ/q =	1,824				
		0,706	NON VERIFICATO		32%	
a0*>		1,824				
Verifica SLV non lineare						
θk0=	0,062 rad			Se(Ts)=	0,893	
hbar=	4,09 m			Sde(Ts)=	0,096	
dk0=	0,255 m			Sde(T1)=	0,032	
d0*=	0,328 m			Ts/T1=	3,505	
du*=	0,131 m					
ds*=	0,052 m					
as*=	0,489					
Ts=	2,056 s					
				$S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0.02 \frac{T_s}{T_1}}}$		0,155
		0,096	NON VERIFICATO		85%	
du*>		0,155				

Tabella 72. Verifica meccanismo prospetto est _ Torre dell'Orologio

Meccanismo 2

Il meccanismo valutato corrisponde al ribaltamento di parete relativo all'ultimo livello. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

PROSPETTO EST						
MECCANISMO 2						
Tipo: ribaltamento semplice dell'ultimo livello						
Lunghezza parete	7,2	m				
Arretramento polo	0,04	m				
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]	Psi [kN]	di [m]	
Sottotetto	263,9	0,58	4,58	82,11	0,43	
Coefficiente di attivazione del cinematisimo $\alpha = 0,102$						
Calcolo dell'accelerazione spettrale						
M*	31,54					
e*	0,89					
a0*	0,827					
Verifica SLV lineare						
Z=	22,08 m	Npiani =	5	T1=	0,587 s	$\psi(Z)=$ 0,83
H=	26,66 m			Se(T1)=	3,703	$\gamma=$ 1,363
		ag*S/q=	0,706			
		Se(T1)* $\Psi^*\gamma/q =$	2,091			
			0,706	NON VERIFICATO		40%
			2,091			
Verifica SLV non lineare						
$\theta k_0=$	0,101 rad			Se(Ts)=	1,14	
hbar=	2,83 m			Sde(Ts)=	0,082	
dk0=	0,287 m			Sde(T1)=	0,032	
d0*=	0,321 m			Ts/T1=	2,911	
du*=	0,128 m			$S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}}$		0,16
ds*=	0,051 m					
as*=	0,694					
Ts=	1,708 m					
			0,082	NON VERIFICATO		80%
			0,16			

Tabella 73. Verifica meccanismo prospetto est _ Torre dell'Orologio

Meccanismo 3

Il meccanismo valutato corrisponde alla flessione verticale di parete degli ultimi due livelli, che viene attivata attraverso la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi distinti (polo C) ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori piano. Questo meccanismo crea altre due rotazioni attorno alle cerniere cilindriche poste alla base e in sommità della parte considerata, nei poli A e B. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

PROSPETTO EST							
MECCANISMO 3							
Tipo: flessione verticale degli ultimi due livelli							
Lunghezza parete	7,2	m					
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]	Psi [kN]	di [m]		
Primo	196,75	0,58	2,8	41	0,43		
Secondo	265,45	0,58	4,6	41	0,43		
Coefficiente di attivazione del cinematismo				α= 0,398			
Calcolo dell'accelerazione spettrale							
M*	48,213						
e*	0,87						
a0*	3,327						
Verifica SLV lineare							
Z=	22,96 m	Npiani =	5	T1=	0,586 s	ψ(Z)=	0,861
H=	26,66 m			Se(T1)=	3,703	γ=	1,363
	ag*S/q=	0,706					
	Se(T1)*ψ*γ/q =	2,174					
		0,706		VERIFICATO		153%	
a0*>		2,174					

Tabella 74. Verifica meccanismo prospetto 3 _ Torre dell'Orologio

Pertanto l'analisi cinematica lineare risulta soddisfatta. (153%)

Meccanismo 4

Il meccanismo valutato riguarda la rottura a taglio dei maschi murari.

PRIMO		SECONDO	
h1	3,46 m	h2	3,46 m
L1	2,43 m	L2	2,38 m
s1	0,58 m	s2	0,58 m
a1	4,05 m	a2	4 m
P1	43,888716 kN	P2	42,985656 kN
Ainf 1	11,78 m ²	Ainf 2	11,78 m ²
Gsot	1,75 kN/m ²	Gsot	1,75 kN/m ²
Ainf 1	0 m ²	Ainf 2	0 m ²
Gcop	0 kN/m ²	Gcop	0 kN/m ²
N1	36,851288 kN	N2	36,517208 kN
d1	1,8225 m	d2	1,785 m
ψ1	1	ψ2	1

Tabella 75. Caratteristiche principali del meccanismo

δx P1	2,3066667	δy P1	0,81
δx N1	3,46	δy N1	1,8225
δx P2	2,3066667	δy P2	1,1533333
δx N2	3,46	δy N2	1,785

Tabella 76. Spostamenti virtuali rispetto al punto di riferimento

Per calcolare il coefficiente di attivazione α si è utilizzato il principio dei lavori virtuali.

Si trova $\alpha = 0,479$

VERIFICA SLV LINEARE							
Z=	23,08 m	N=	5	T1=	0,587 s	ψ(z)=	0,866
H=	26,66 m					γ=	1,364
ag*S/q	0,706	M* =	15,69				
Se(T1)*ψ*γ/q	1,893	e* =	0,96				
		a0* =	3,622				
a0*>	6,229	>	0,706				
			1,893				

VERIFICATO

Tabella 77. Verifica meccanismo 4 _ prospetto est

Pertanto l'analisi cinematica lineare risulta soddisfatta. (191%)

Prospetto ovest _ Meccanismo 1

Il primo meccanismo valutato corrisponde al ribaltamento di parete relativo alla facciata ovest. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle. Nella Tabella 71 sono riportati i dati significativi del macroelemento con i quali è stato calcolato il coefficiente di attivazione α . Si è proceduto successivamente al calcolo degli spostamenti orizzontali $\delta_{x,i}$, della massa partecipante M^* , della sua frazione e^* e dell'accelerazione sismica spettrale a^* . Si è svolta la verifica lineare e non lineare allo SLV.

PROSPETTO OVEST MECCANISMO 1						
Tipo: ribaltamento semplice degli ultimi tre livelli						
Lunghezza parete	7,2	m				
Arretramento polo	0,12	m				
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]	Psi [kN]	di [m]	
Primo	345,5	0,45	6,25	82,46	0,34	
Secondo	199,78	0,45	3,7	6,3	0,34	
Sottotetto	429,82	0,45	7,37	82,46	0,34	
Coefficiente di attivazione del cinematismo				$\alpha = 0,013$		
Calcolo dell'accelerazione spettrale						
M*	91,04					
e*	0,78					
a0*	0,124					
Verifica SLV lineare						
Z=	15,59 m	Npiani =	5	T1=	0,587 s	$\psi(Z)=$ 0,35
H=	26,66 m			Se(T1)=	3,703	$\gamma=$ 1,363
		ag*S/q=	0,706			
		Se(T1)* $\Psi^*\gamma/q=$	0,885			
			0,706	NON VERIFICATO		14%
			0,885			
Verifica SLV non lineare						
$\theta_{k0}=$	0,012 rad			Se(Ts)=	0,424	
hbar=	9,216 m			Sde(Ts)=	0,096	
dk0=	0,114 m			Sde(T1)=	0,032	
d0*=	0,147 m			Ts/T1=	5,09	
du*=	0,059 m					
ds*=	0,023 m					
as*=	0,144					
Ts=	2,986 s					
				$S_{Dc}(T_s) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}}$		0,097
			0,096	NON VERIFICATO		61%
			0,097			

Tabella 78. Verifica meccanismo prospetto ovest _ Torre dell'Orologio

Meccanismo 2

Il meccanismo valutato corrisponde al ribaltamento di parete relativo all'ultimo livello. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

PROSPETTO OVEST						
MECCANISMO 2						
Tipo: ribaltamento semplice dell'ultimo livello						
Lunghezza parete	7,2	m				
Arretramento polo	0,04	m				
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]	Psi [kN]	di [m]	
Sottotetto	429,82	0,45	7,37	82,46	0,34	
Coefficiente di attivazione del cinematisimo $\alpha = 0,04$						
Calcolo dell'accelerazione spettrale						
M*	47,46					
e*	0,91					
a0*	0,35					
Verifica SLV lineare						
Z=	19,29 m	Npiani =	5	T1=	0,587 s	$\psi(Z)=$ 0,83
H=	26,66 m			Se(T1)=	3,703	$\gamma=$ 1,363
		ag*S/q=	0,706			
		Se(T1)* Ψ * γ /q =	1,827			
			0,706	NON VERIFICATO		19%
			1,827			
Verifica SLV non lineare						
$\theta k0=$	0,044 rad			Se(Ts)=	0,854	
hbar=	4,278 m			Sde(Ts)=	0,096	
dk0=	0,189 m			Sde(T1)=	0,032	
d0*=	0,208 m			Ts/T1=	3,585	
du*=	0,083 m					
ds*=	0,033 m					
as*=	0,298					
Ts=	2,103 s					
				$S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}}$		0,16
			0,096	NON VERIFICATO		52%
			0,16			

Tabella 80. Verifica meccanismo prospetto ovest _ Torre dell'Orologio

Meccanismo 3

Il meccanismo valutato corrisponde alla flessione verticale di parete degli ultimi due livelli, che viene attivata attraverso la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi distinti (polo C) ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori piano. Questo meccanismo crea altre due rotazioni attorno alle cerniere cilindriche poste alla base e in sommità della parte considerata, nei poli A e B. Le verifiche sono state effettuate come nei casi visti in precedenza, ma per sintesi si riportano solo i risultati in tabelle.

PROSPETTO OVEST						
MECCANISMO 3						
Tipo: flessione verticale degli ultimi due livelli						
Lunghezza parete	7,2	m				
Piano	Wi [kN]	si [m]	hi [m]	Psi [kN]	di [m]	
Primo	177,93	0,45	3,7	41	0,34	
Secondo	412,94	0,45	7,37	41	0,34	
Coefficiente di attivazione del cinematismo				$\alpha = 0,248$		
Calcolo dell'accelerazione spettrale						
M* =	61,14					
e* =	0,89					
a0* =	2,02					
Verifica SLV lineare						
Z =	21,04 m	Npiani =	5	T1 =	0,586 s	$\psi(Z) =$
H =	26,66 m			Se(T1) =	3,703	$\gamma =$
						0,861
						1,363
		ag*S/q =	0,706			
		Se(T1)* Ψ * γ /q =	2,006			
			0,706	VERIFICATO		100%
a0* >			2,006			

Tabella 81. Verifica meccanismo prospetto ovest _ Torre dell'Orologio

Pertanto l'analisi cinematica lineare risulta soddisfatta. (100%)

I cinematismi più gravosi per l'edificio sono i ribaltamenti fuori dal piano che comportano la previsione dell'inserimento di due tiranti a livello dell'ultimo impalcato.

Dati i lavori realizzati nel 2006 sopradescritti, non risultano necessari questi interventi locali.

4.6.4 Tabelle riassuntive delle verifiche sismiche

Palazzo del Capitano

Classe d'uso II

Meccanismi di primo modo

Il ribaltamento semplice delle pareti esterne degli edifici, dovuto all'azione del sisma, rappresenta una situazione di danno tra le più frequenti e pericolose.

MECCANISMO: RIBALTAMENTO SEMPLICE DEGLI ULTIMI TRE LIVELLI			
PROSPETTO EST	Coefficiente di attivazione α	Verifica SLV lineare	Verifica SLV non lineare
MACR 1	$\alpha = 0,074$	verificata 113%	
MACR 2	$\alpha = 0,039$	non verificata 56%	verificata 210%
MACR 3	$\alpha = 0,028$	non verificata 42%	verificata 101%
MACR 4	$\alpha = 0,028$	non verificata 42%	verificata 100%
PROSPETTO OVEST	Coefficiente di attivazione α	Verifica SLV lineare	Verifica SLV non lineare
MACR 1	$\alpha = 0,021$	non verificata 30%	non verificata 80%
MACR 2	$\alpha = 0,019$	non verificata 28%	non verificata 81%
MACR 3	$\alpha = 0,019$	non verificata 28%	non verificata 80%
MACR 4	$\alpha = 0,017$	non verificata 26%	non verificata 62%
PROSPETTO SUD	Coefficiente di attivazione α	Verifica SLV lineare	Verifica SLV non lineare
MACR 1	$\alpha = 0,03$	non verificata 42%	verificata 138%
MACR 2	$\alpha = 0,03$	non verificata 45%	verificata 143%

Tabella 82. Verifiche dei meccanismi di ribaltamento semplice degli ultimi tre livelli

MECCANISMO: RIBALTAMENTO SEMPLICE DEGLI ULTIMI DUE LIVELLI			
PROSPETTO EST	Coefficiente di attivazione α	Verifica SLV lineare	Verifica SLV non lineare
MACR 1	$\alpha = 0,066$	non verificata 41%	verificata 137%
MACR 2	$\alpha = 0,063$	non verificata 39%	verificata 137%
MACR 3	$\alpha = 0,042$	non verificata 37%	verificata 124%
MACR 4	$\alpha = 0,042$	non verificata 37%	verificata 124%
PROSPETTO OVEST	Coefficiente di attivazione α	Verifica SLV lineare	Verifica SLV non lineare
MACR 1	$\alpha = 0,052$	non verificata 33%	verificata 108%
MACR 2	$\alpha = 0,047$	non verificata 30%	verificata 106%
MACR 3	$\alpha = 0,048$	non verificata 31%	verificata 106%
MACR 4	$\alpha = 0,027$	non verificata 24%	non verificata 80%
PROSPETTO SUD	Coefficiente di attivazione α	Verifica SLV lineare	Verifica SLV non lineare
MACR 1	$\alpha = 0,061$	non verificata 39%	verificata 128%
MACR 2	$\alpha = 0,059$	non verificata 38%	verificata 129%

Tabella 83. Verifiche dei meccanismi di ribaltamento semplice degli ultimi due livelli

MECCANISMO: RIBALTAMENTO SEMPLICE DELL'ULTIMO LIVELLO			
PROSPETTO EST	Coefficiente di attivazione α	Verifica SLV lineare	Verifica SLV non lineare
MACR 1	$\alpha = 0,308$	verificata 131%	
MACR 2	$\alpha = 0,285$	verificata 122%	
MACR 3	$\alpha = 0,072$	non verificata 40%	verificata 128%
MACR 4	$\alpha = 0,072$	non verificata 39%	verificata 128%
PROSPETTO OVEST	Coefficiente di attivazione α	Verifica SLV lineare	Verifica SLV non lineare
MACR 1	$\alpha = 0,139$	non verificata 61%	verificata 108%
MACR 2	$\alpha = 0,122$	non verificata 56%	verificata 120%
MACR 3	$\alpha = 0,124$	non verificata 57%	verificata 119%
MACR 4	$\alpha = 0,047$	non verificata 26%	non verificata 83%
PROSPETTO SUD	Coefficiente di attivazione α	Verifica SLV lineare	Verifica SLV non lineare
MACR 1	$\alpha = 0,154$	non verificata 71%	verificata 134%
MACR 2	$\alpha = 0,152$	non verificata 70%	verificata 145%

Tabella 84. Verifiche dei meccanismi di ribaltamento semplice dell'ultimo livello

Le verifiche dei meccanismi di ribaltamento semplice di parete monolitica sono caratterizzate da coefficiente di attivazione α più basso e sono risultate essere, quindi, le più gravose per l'edificio oggetto di studio.

In particolare le verifiche che hanno considerato il ribaltamento contemporaneo degli ultimi tre livelli sono caratterizzate da un indice di rischio sismico maggiore.

Le verifiche non soddisfatte sono relative ai macroelementi del lato ovest dell'edificio, per i quali è stato previsto, al livello dell'ultimo orizzontamento, l'inserimento di tiranti come sopra descritti.

MECCANISMO: FLESSIONE VERTICALE DEGLI ULTIMI DUE LIVELLI		
PROSPETTO EST	Coefficiente di attivazione α	Verifica SLV lineare
MACR 1	$\alpha = 0,273$	verificata 158%
MACR 2	$\alpha = 0,224$	verificata 149%
MACR 3	$\alpha = 0,218$	verificata 167%
MACR 4	$\alpha = 0,220$	verificata 167%
PROSPETTO OVEST	Coefficiente di attivazione α	Verifica SLV lineare
MACR 1	$\alpha = 0,160$	verificata 131%
MACR 2	$\alpha = 0,161$	verificata 133%
MACR 3	$\alpha = 0,162$	verificata 136%
MACR 4	$\alpha = 0,144$	verificata 111%
PROSPETTO SUD	Coefficiente di attivazione α	Verifica SLV lineare
MACR 1	$\alpha = 0,176$	verificata 118%
MACR 2	$\alpha = 0,184$	verificata 114%

Tabella 85. Verifiche dei meccanismi di flessione verticale degli ultimi due livelli

Il meccanismo di flessione verticale è caratterizzato da valori del coefficiente di collasso α più elevati rispetto al caso di ribaltamento semplice. Il meccanismo viene verificato ricorrendo alla sola analisi cinematica lineare.

Meccanismi di secondo modo

MECCANISMO: RIBALTAMENTO NEL PIANO DEI MASCHI MURARI		
	Coefficiente di attivazione α	Verifica SLV lineare
PROSPETTO EST	$\alpha = 0,477$	verificata 232%
PROSPETTO OVEST	$\alpha = 0,697$	verificata 344%
PROSPETTO SUD	$\alpha = 0,857$	verificata 422%

Tabella 86. Verifiche dei meccanismi di ribaltamento nel piano dei maschi murari

I meccanismi di secondo modo sono caratterizzati da un maggiore livello di sicurezza sismica e risultano essere verificati con la sola verifica SLV lineare.

Classe d'uso III

Meccanismi di primo modo

MECCANISMO: RIBALTAMENTO SEMPLICE DEGLI ULTIMI TRE LIVELLI			
	Coefficiente di attivazione α	Verifica SLV lineare	Verifica SLV non lineare
PROSPETTO EST			
MACR 1	$\alpha = 0,074$	non verificata 98%	verificata 263%
MACR 2	$\alpha = 0,039$	non verificata 49%	verificata 173%
MACR 3	$\alpha = 0,028$	non verificata 36%	non verificata 83%
MACR 4	$\alpha = 0,028$	non verificata 36%	non verificata 83%
PROSPETTO OVEST			
MACR 1	$\alpha = 0,021$	non verificata 26%	non verificata 66%
MACR 2	$\alpha = 0,019$	non verificata 24%	non verificata 67%
MACR 3	$\alpha = 0,019$	non verificata 24%	non verificata 66%
MACR 4	$\alpha = 0,017$	non verificata 23%	non verificata 52%
PROSPETTO SUD			
MACR 1	$\alpha = 0,03$	non verificata 37%	verificata 114%
MACR 2	$\alpha = 0,03$	non verificata 39%	verificata 119%

Tabella 87. Verifiche dei meccanismi di ribaltamento semplice degli ultimi tre livelli

MECCANISMO: RIBALTAMENTO SEMPLICE DEGLI ULTIMI DUE LIVELLI			
	Coefficiente di attivazione α	Verifica SLV lineare	Verifica SLV non lineare
PROSPETTO EST			
MACR 1	$\alpha = 0,066$	non verificata 36%	verificata 116%
MACR 2	$\alpha = 0,063$	non verificata 33%	verificata 115%
MACR 3	$\alpha = 0,042$	non verificata 32%	verificata 102%
MACR 4	$\alpha = 0,042$	non verificata 32%	verificata 102%
PROSPETTO OVEST			
MACR 1	$\alpha = 0,052$	non verificata 29%	non verificata 92%
MACR 2	$\alpha = 0,047$	non verificata 26%	non verificata 90%
MACR 3	$\alpha = 0,048$	non verificata 27%	non verificata 90%
MACR 4	$\alpha = 0,027$	non verificata 21%	non verificata 66%
PROSPETTO SUD			
MACR 1	$\alpha = 0,061$	non verificata 33%	verificata 111%
MACR 2	$\alpha = 0,059$	non verificata 33%	verificata 110%

Tabella 88. Verifiche dei meccanismi di ribaltamento semplice degli ultimi due livelli

MECCANISMO: RIBALTAMENTO SEMPLICE DELL'ULTIMO LIVELLO			
PROSPETTO EST	Coefficiente di attivazione α	Verifica SLV lineare	Verifica SLV non lineare
MACR 1	$\alpha = 0,308$	verificata 114%	
MACR 2	$\alpha = 0,285$	verificata 106%	
MACR 3	$\alpha = 0,072$	non verificata 34%	verificata 109%
MACR 4	$\alpha = 0,072$	non verificata 34%	verificata 108%
PROSPETTO OVEST	Coefficiente di attivazione α	Verifica SLV lineare	Verifica SLV non lineare
MACR 1	$\alpha = 0,139$	non verificata 53%	non verificata 94%
MACR 2	$\alpha = 0,122$	non verificata 48%	verificata 104%
MACR 3	$\alpha = 0,124$	non verificata 49%	verificata 104%
MACR 4	$\alpha = 0,047$	non verificata 22%	non verificata 71%
PROSPETTO SUD	Coefficiente di attivazione α	Verifica SLV lineare	Verifica SLV non lineare
MACR 1	$\alpha = 0,154$	non verificata 61%	verificata 124%
MACR 2	$\alpha = 0,152$	non verificata 60%	verificata 125%

Tabella 89. Verifiche dei meccanismi di ribaltamento semplice dell'ultimo livello

Le verifiche dei meccanismi di ribaltamento semplice di parete monolitica sono caratterizzate da coefficiente di attivazione α più basso e sono risultate essere le più gravose per l'edificio oggetto di studio.

In particolare le verifiche che hanno considerato il ribaltamento contemporaneo degli ultimi tre livelli sono caratterizzate da un indice di rischio sismico maggiore.

Le verifiche in classe d'uso III non soddisfatte sono relative ai macroelementi del lato est e ovest dell'edificio, per i quali è stato previsto, al livello dell'ultimo orizzontamento, l'inserimento di tiranti.

Il meccanismi di flessione verticale sono caratterizzati da valori del coefficiente di collasso α più elevati rispetto al caso di ribaltamento semplice e sono verificati con la sola analisi cinematica lineare.

Meccanismi di secondo modo

I meccanismi di secondo modo sono caratterizzati da un maggiore livello di sicurezza sismica e risultano essere verificati con la sola verifica SLV lineare.

Le verifiche locali hanno messo in luce come non sia necessario prevedere interventi molto più invasivi per l'edificio tutelato, considerando la classe d'uso III rispetto alla classe d'uso II.

4.7 Modellazione globale _ meccanismi d'insieme

Nella valutazione della sicurezza per le strutture in muratura, devono essere considerati sia i meccanismi locali, sia quelli globali o d'insieme.

Per quanto concerne l'analisi globale:

NTC 2008 - § 8.7.1: COSTRUZIONI IN MURATURA

I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano. L'analisi sismica globale deve considerare, per quanto possibile, il sistema strutturale reale della costruzione, con particolare attenzione alla rigidità e resistenza dei solai e all'efficacia dei collegamenti degli elementi strutturali.

LV3: valutazione complessiva della risposta sismica del manufatto

Questo livello di valutazione considera la sicurezza sismica della costruzione nel suo complesso, ovvero l'accelerazione del suolo che porta allo stato limite ultimo la costruzione nella sua interezza o singole sue parti significative (macroelementi).

Gli stati limite da considerare per i beni culturali sono, di norma, SLV e SLD; la valutazione nei riguardi dello SLV è richiesta per ciascun manufatto tutelato, anche se non soggetto ad uso, in quanto garantisce non solo la salvaguardia degli occupanti, ma anche la conservazione stessa del manufatto; mentre la valutazione nei riguardi dello SLD è richiesta, a livello complessivo, per i manufatti tutelati di cui si vuole sostanzialmente garantire la funzionalità dopo il terremoto, in relazione al loro uso.

4.7.1 Realizzazione del modello di calcolo

CIRCOLARE N.617/09 - § C7.8.1.5.1 GENERALITA'

Le strutture in muratura, essendo caratterizzate da un comportamento non lineare risultano, in ogni caso, più significativamente rappresentate attraverso un'analisi statica non lineare. Pertanto, tale metodo è applicabile anche per gli edifici in muratura, con periodo proprio $T < T_c$, qualora il modo di vibrare fondamentale abbia una massa partecipante inferiore al 75%.

Analisi statica non lineare

L'analisi statica o cinematica non lineare consiste nella valutazione del comportamento sismico della struttura (legame forza - spostamento generalizzato) ed in particolare della capacità di spostamento allo stato limite ultimo, da confrontarsi con lo spostamento richiesto dal terremoto, valutato in termini spettrali. Tale analisi può essere eseguita con un modello che rappresenti il comportamento globale della costruzione.

Nel caso dell'analisi statica non lineare, la curva di capacità della struttura deriva dal legame forza - spostamento, ottenuto attraverso un'analisi incrementale, utilizzando legami costitutivi non lineari e, se necessario, considerando la non linearità geometrica. L'analisi consiste nell'applicare i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali, che vengono scalate, mantenendo invariati i rapporti relativi tra le stesse, in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo, fino al raggiungimento delle condizioni ultime.

Nel caso dei beni architettonici, la varietà delle geometrie e dei sistemi costruttivi rende impossibile definire a priori le caratteristiche di una distribuzione di forze statiche equivalenti al sisma. L'analisi può essere eseguita considerando due distinte distribuzioni di forze:

- una distribuzione di forze proporzionale alle masse;
- una distribuzione di forze analoga a quella utilizzata per l'analisi statica lineare, ovvero proporzionale al principale modo di vibrazione nella direzione di analisi.

Per quanto riguarda l'individuazione della capacità della struttura, lo spostamento ultimo è definito in corrispondenza di una riduzione della reazione massima orizzontale pari al 20%; nel caso invece sia utilizzato un legame elastico non lineare, quale è il modello di solido non resistente a trazione, o legami di tipo elastico perfettamente plastico, l'analisi viene portata fino a spostamenti significativi, senza la necessità di definire uno spostamento limite ultimo. In entrambe le situazioni, al crescere dello spostamento del nodo di controllo dovrà essere valutata la compatibilità a livello locale in termini di fenomeni di crisi locale (sfilamento delle travi, perdita di ingranamento tra i conci murari, ecc.).

Considerata la difficoltà di definire lo spostamento allo stato limite ultimo, il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza massima del sistema bilineare equivalente non potrà superare un valore massimo ammissibile, definito in base alle caratteristiche di duttilità e dinamiche proprie di ciascuna tipologia e comunque compreso tra 3 e 6.

Le pareti in muratura sono gli elementi strutturali su cui gravano sia i carichi verticali, sia

quelli orizzontali, mentre gli orizzontamenti hanno il ruolo di riportare alle pareti i carichi verticali gravanti su essi e di ripartire le azioni orizzontali sulle pareti di incidenza. La modellazione adottata trascura il contributo resistente delle pareti in direzione ortogonale al proprio piano. Affinché la modellazione globale sia corretta, l'edificio deve avere un comportamento di tipo scatolare; in seguito all'inserimento dei tiranti al livello del sottotetto, si assume che questa condizione sia verificata.

La verifica si sviluppa nelle seguenti fasi:

- definizione della geometria del modello: le pareti in muratura portante, gli elementi lineari (travi, pilastri), le aperture, i solai e i relativi carichi;
- esecuzione dell'analisi statica non lineare (pushover) da cui si ricava la curva di capacità della struttura (curva forza – spostamento del punto di controllo);
- esecuzione della verifica che consiste nel controllo tra lo spostamento offerto dalla struttura e quello richiesto dalla normativa.

4.7.2 Verifica dei meccanismi d'insieme

Il Codice di calcolo 3Muri è frutto della collaborazione tra DISEG (Università di Genova) ed EUCENTRE (Università di Pavia). Il software è dedicato al calcolo ed alla verifica sismica di edifici con struttura in muratura portante, mediante l'applicazione di analisi di pushover. Il solutore implementa il metodo FME (Frame by Macro Elements) che schematizza la struttura mediante macroelementi strutturali differenziati come pannelli di muratura, pilastri, setti, solai, travi e catene. La definizione del modello è basata sull'osservazione dei reali meccanismi di danneggiamento che si instaurano sugli edifici in muratura soggetti a sisma ed è finalizzata alla descrizione del comportamento globale dell'edificio.

Il modello di riferimento è quello a telaio equivalente tridimensionale, in cui le pareti sono interconnesse da diaframmi orizzontali di piano. Nello specifico, per gli edifici in muratura, la parete sarà adeguatamente schematizzata come telaio, in cui vengono assemblati gli elementi resistenti (maschi e fasce) ed i nodi rigidi.

Elemento caratterizzante di tale modellazione è la possibilità di esaminare strutture in muratura miste, in cui la presenza del c.a., legno, acciaio forniscono un notevole contributo alla resistenza della struttura.

Quindi maschi e fasce di piano sono modellati con i macroelementi finiti bidimensionali, rappresentativi di pannelli murari, a due nodi con tre gradi di libertà per nodo (u_x , u_z , rot_y).

I nodi di connessione, appartenenti ad una sola parete, mantengono i propri gradi di libertà nel piano di riferimento locale, mentre i nodi che appartengono a più pareti (localizzati nelle incidenze di queste ultime) devono necessariamente disporre di gradi di libertà nel riferimento globale (nodi tridimensionali).

Descrizione del modello

Per ottenere un modello 3Muri corretto sono state considerate delle chiarificazioni: la struttura dell'edificio è stata schematizzata considerando gli assi principali riportati in Figura 73.

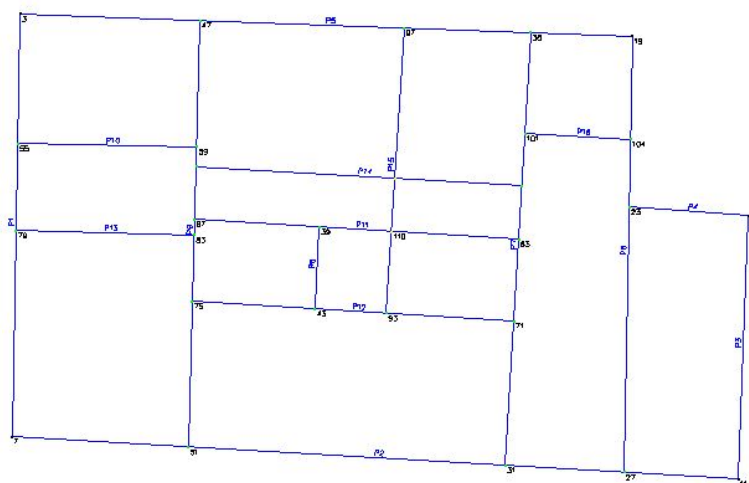


Figura 73. Assi della struttura

Le principali semplificazioni adottate risultano essere:

- l'edificio è stato schematizzato, considerando tre livelli principali; il piano ammezzato è stato modellato unicamente come carico distribuito in corrispondenza del secondo livello;
- le scale sono state schematizzate come impalcati rigidi con scarico delle masse bidirezionale;
- le aperture a fornice sono state modellate rettangolari, considerando l'altezza maggiore a favore della sicurezza;
- le due colonne presenti al piano terra sono state schematizzate con due pilastri;
- la copertura e i relativi carichi agenti su di essa sono stati schematizzati come carichi gravanti sul terzo livello utilizzato;

I materiali utilizzati per la realizzazione del modello 3Muri del Palazzo dei Camerlenghi si basano sulle indicazioni ricavate dai documenti di archivio del Comune di Padova e sono così di seguito riassunti:

Muratura

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Peso specifico [kN/m ³]	f _m [N/cm ²]	Resistenza taglio [N/cm ²]
Mattoni pieni malta di calce	1.500,00	500,00	18	177,78	4,44

Calcestruzzo

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Peso specifico [kN/m ³]	f _{cm} [N/mm ²]	f _{ck} [N/mm ²]
C28/35	32.308,00	13.462,00	25	36,00	28,00

Acciaio armatura

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Peso specifico [kN/m ³]	f _{ym} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]
Aq42	20.600,00	79.321,00	79	148,15	230,00

Geometria del modello

La modellazione dell'edificio viene realizzata mediante l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico. Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La concezione matematica che si nasconde nell'impiego di tale elemento, permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento, in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà.

I nodi del modello, sono nodi tridimensionali a 5 gradi di libertà (le tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e le rotazioni intorno agli assi X e Y) o nodi bidimensionali a 3 gradi di libertà (due traslazioni e una rotazione nel piano della parete). Quelli tridimensionali vengono usati per permettere il trasferimento delle azioni, da un primo muro a un secondo, disposto trasversalmente rispetto al primo. I nodi di tipo bidimensionale hanno gradi di libertà nel solo piano della parete, permettendo il trasferimento degli stati di sollecitazione tra i vari punti della stessa.

Gli orizzontamenti, sono modellati con elementi di solaio a tre nodi connessi ai nodi

tridimensionali; sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti. Le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per questo, l'elemento finito di solaio viene definito con una rigidità assiale, ma nessuna rigidità flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende indagare è quello relativo al carico orizzontale dovuto al sisma.

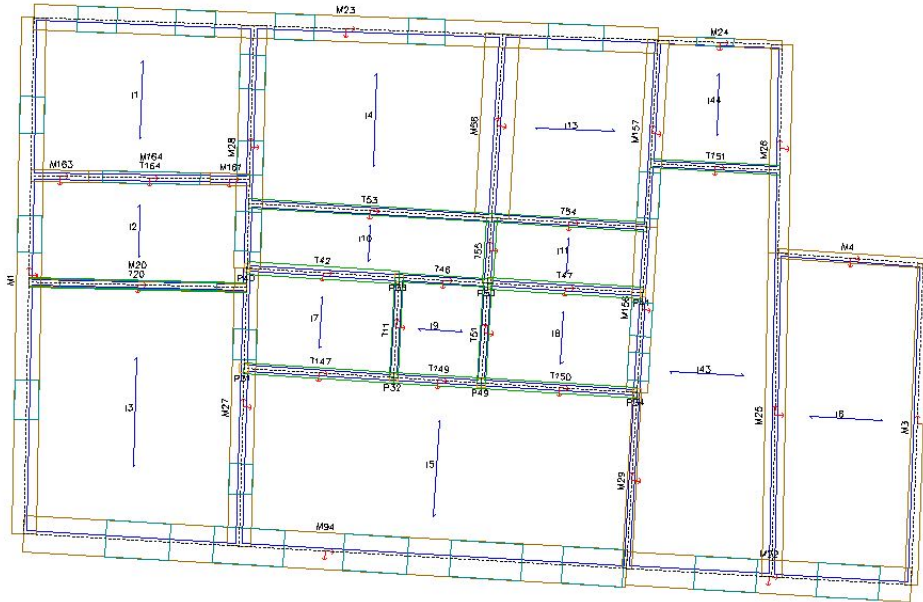


Figura 74. Pianta piano terra _ Palazzo Capitanio



Figura 75. Pianta piano primo _ Palazzo Capitanio



Figura 76. Pianta piano secondo _ Palazzo Capitanio

Il modello globale rappresentato nelle Figure 77 e 78 rappresenta lo stato di fatto attuale del Palazzo dei Camerlenghi, in assenza dei vincoli, presenti in corrispondenza della Torre dell'Orologio. Le verifiche sono state condotte considerando sia la classe d'uso II, sia la classe d'uso III.

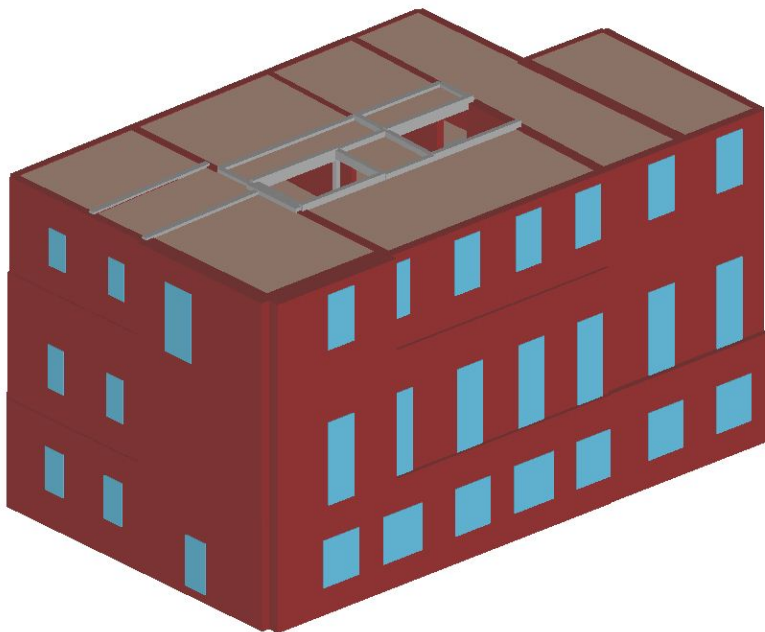


Figura 77. Modello globale Palazzo Capitanio _ Lato sud - est

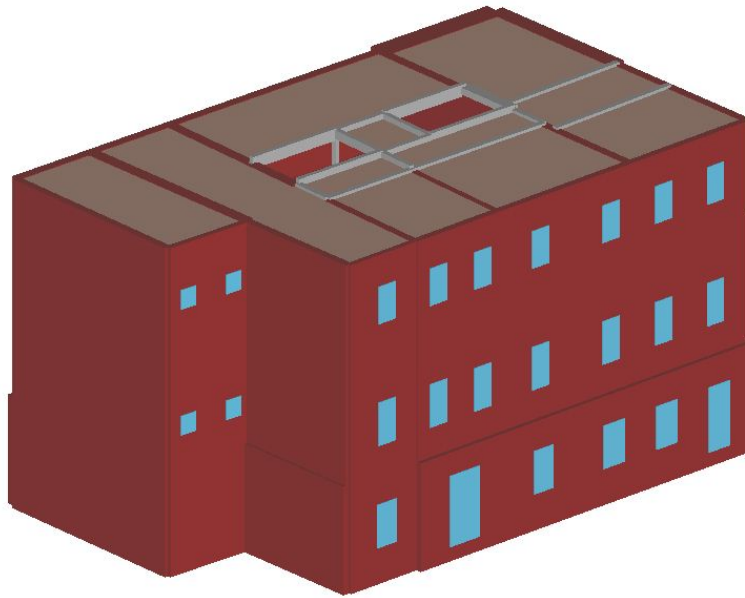


Figura 78. Modello globale Palazzo Capitanio _ Lato nord - ovest

Analisi incrementale a collasso (pushover)

Le verifiche richieste dalla normativa si concretizzano nel confronto tra la curva di capacità per le diverse condizioni previste e la domanda di spostamento.

La curva di capacità è individuata mediante un diagramma spostamento - taglio massimo alla base.

Secondo le prescrizioni dettate dalla normativa [D.M. 14 gennaio 2008 p. 7.3.4.1.], le condizioni di carico da esaminare sono di due tipi:

- distribuzione di forze proporzionali alle masse;

$$F_i = \frac{m_i}{\sum_i m_i}$$

- distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare.

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto. L'analisi viene fatta procedere fintantoché non si verifica il decadimento del taglio del 20% dal suo valore di picco. Si calcola così il valore dello spostamento massimo alla base dell'edificio, generato da quella distribuzione di forze. Questo valore di spostamento costituisce il valore ultimo dell'edificio.

Lo spostamento preso in esame per il tracciamento della curva di capacità è quello di un punto dell'edificio, detto nodo di controllo.

La normativa richiede il tracciamento di una curva di capacità bi - lineare di un sistema equivalente. Il tracciamento di tale curva deve avvenire con una retta che, passando per l'origine, interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta risulterà parallela all'asse degli spostamenti, tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente.

La determinazione della curva, relativa al sistema equivalente, permette di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati dalla normativa.

La normativa definisce un'eccentricità accidentale del centro delle masse pari al 5% della massima dimensione dell'edificio, in direzione perpendicolare al sisma.

Al fine di individuare la condizione di carico sismico più gravosa, si è deciso di eseguire le analisi distinte per tipologia di carico, direzione del sisma e di eventuali eccentricità accidentali.

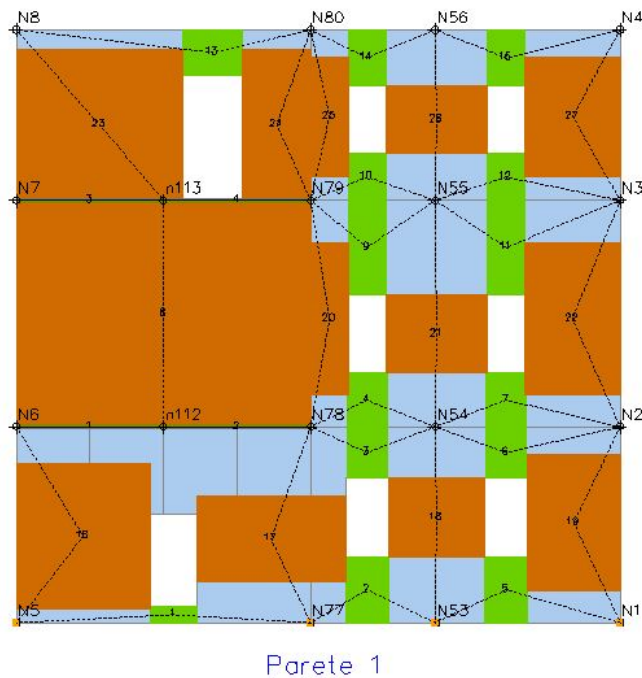
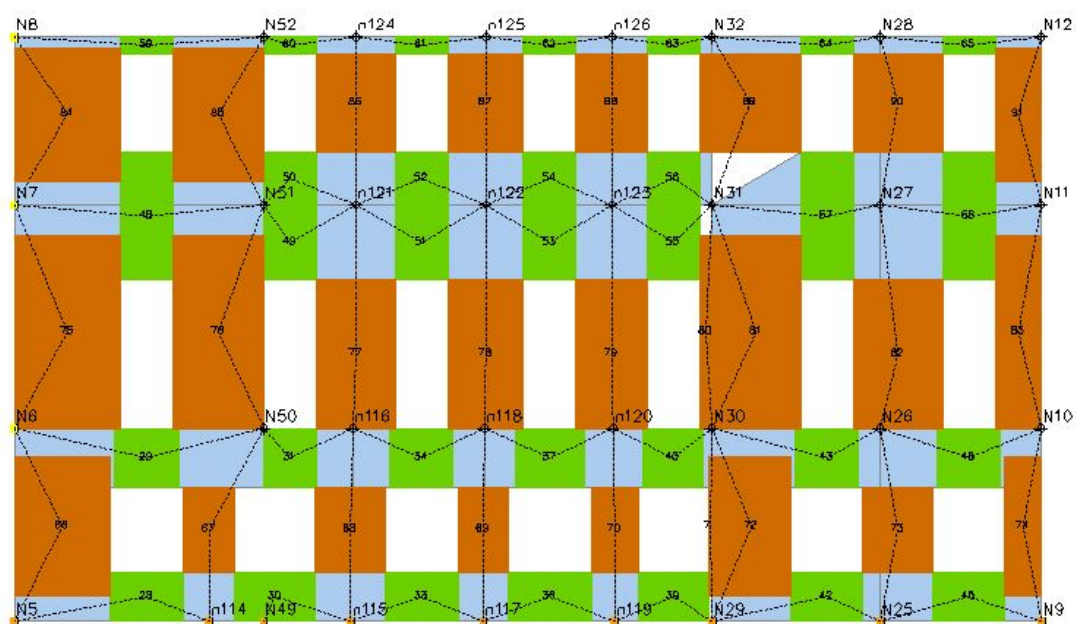
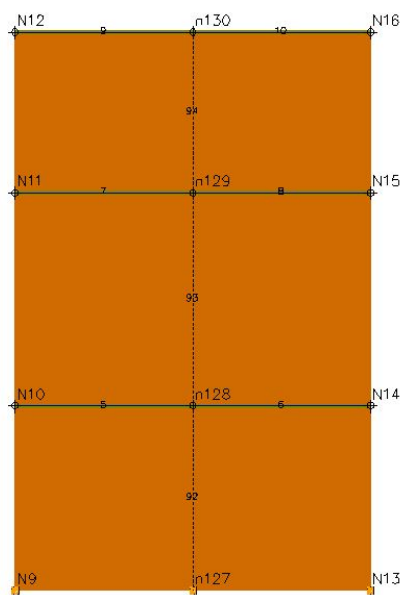


Figura 79. Modello globale Palazzo Capitanio _ Telaio equivalente _ Parete 1



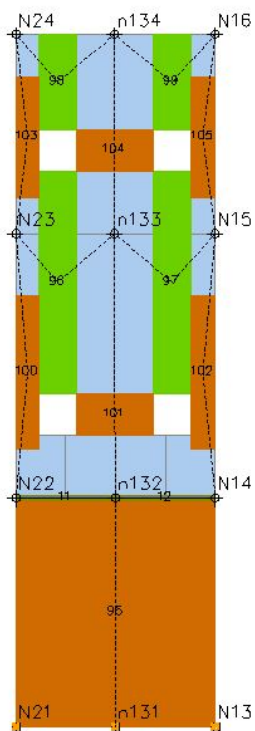
Parete 2

Figura 80. Modello globale Palazzo Capitano _ Telaio equivalente _ Parete 2



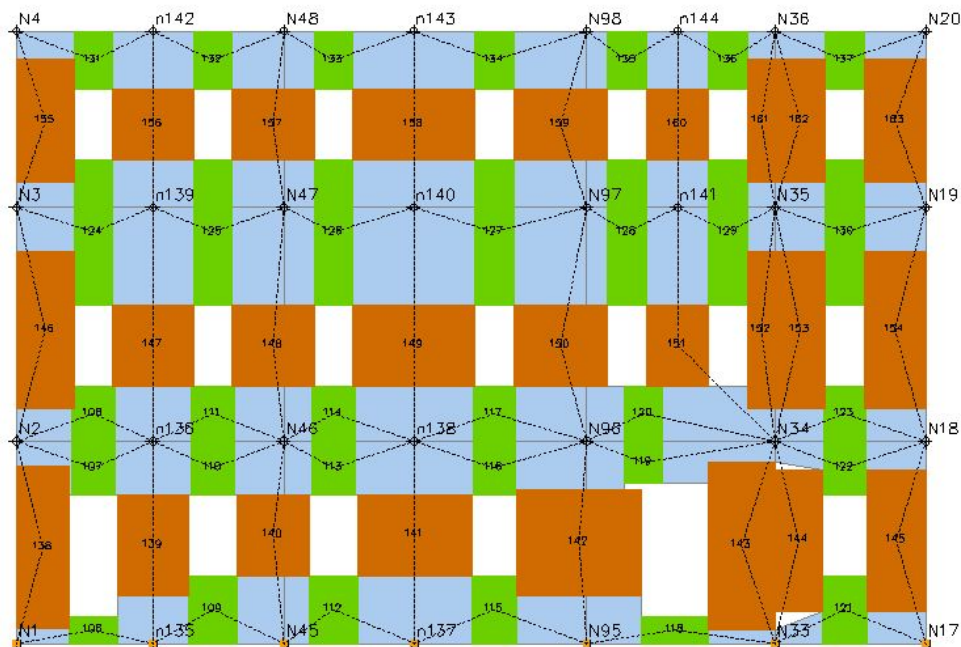
Parete 3

Figura 81. Modello globale Palazzo Capitano _ Telaio equivalente _ Parete 3



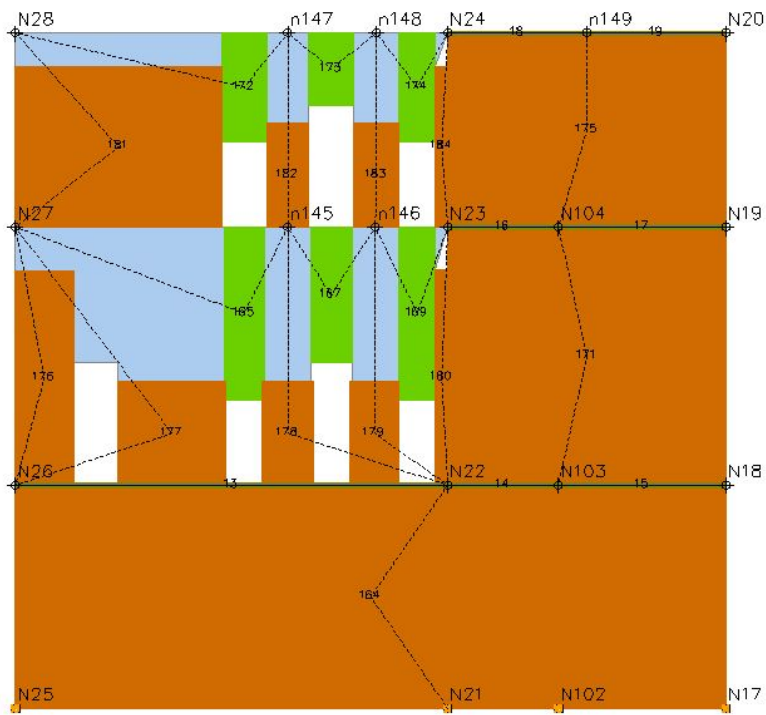
Parete 4

Figura 82. Modello globale Palazzo Capitanio _ Telaio equivalente _ Parete 4



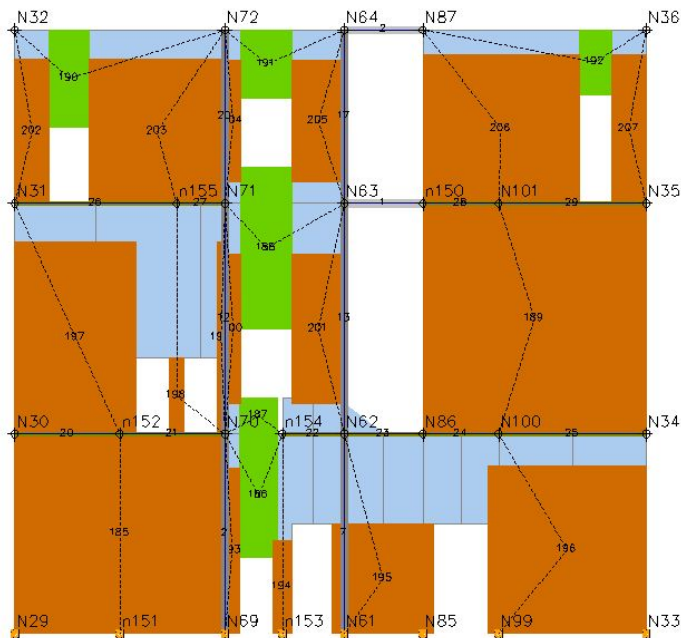
Parete 5

Figura 83. Modello globale Palazzo Capitanio _ Telaio equivalente _ Parete 5



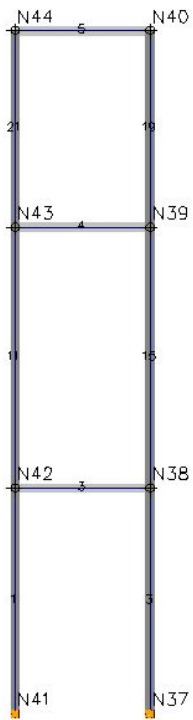
Parete 6

Figura 84. Modello globale Palazzo Capitanio _ Telaio equivalente _ Parete 6



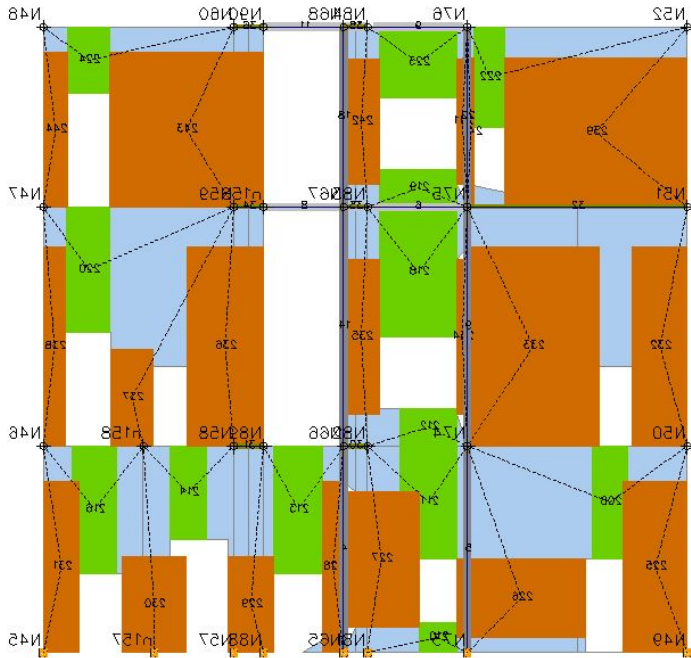
Parete 7

Figura 85. Modello globale Palazzo Capitanio _ Telaio equivalente _ Parete 7



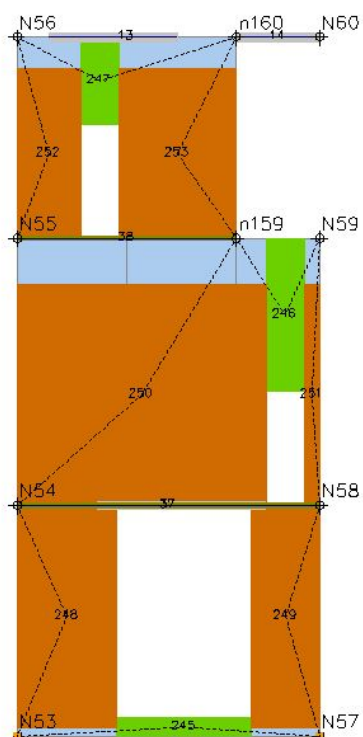
Parete 8

Figura 86. Modello globale Palazzo Capitanio _ Telaio equivalente _ Parete 8



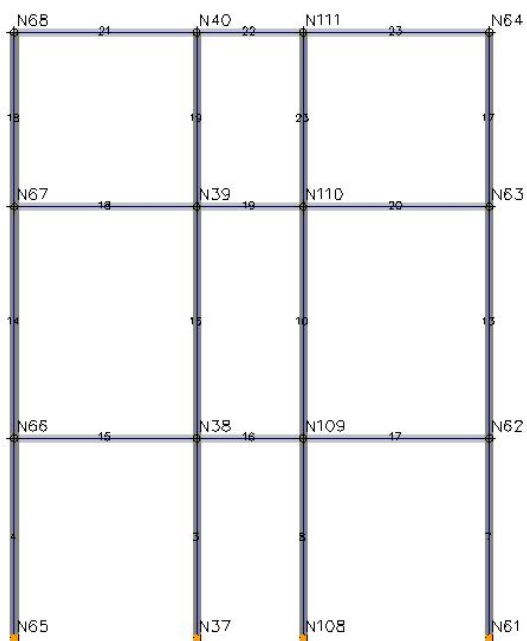
Parete 9

Figura 87. Modello globale Palazzo Capitanio _ Telaio equivalente _ Parete 9



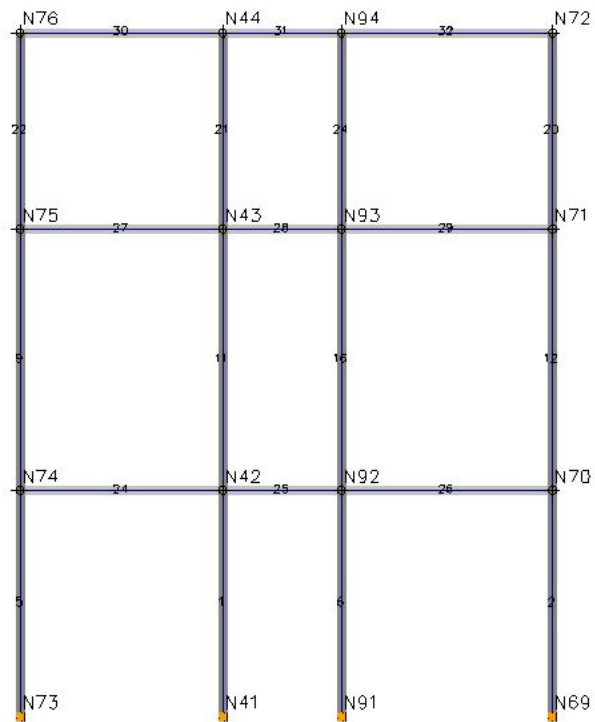
Parete 10

Figura 88. Modello globale Palazzo Capitanio _ Telaio equivalente _Parete 10



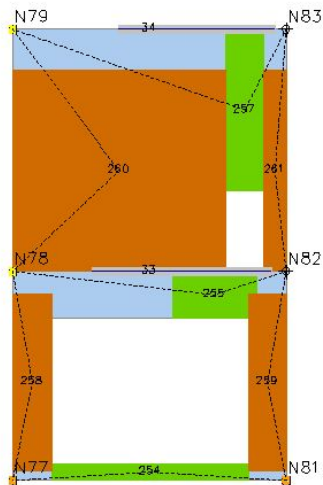
Parete 11

Figura 89. Modello globale Palazzo Capitanio _ Telaio equivalente _Parete 11



Parete 12

Figura 90. Modello globale Palazzo Capitanio _ Telaio equivalente _Parete 12



Parete 13

Figura 91. Modello globale Palazzo Capitanio _ Telaio equivalente _Parete 13

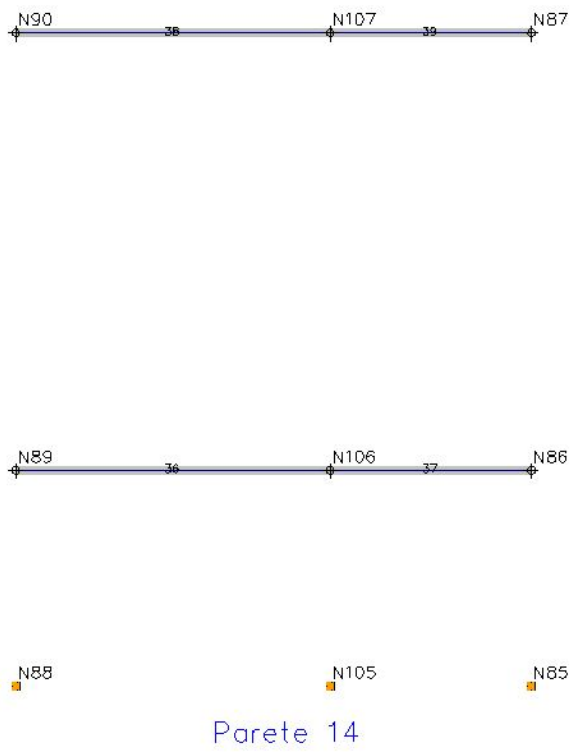


Figura 92. Modello globale Palazzo Capitano _ Telaio equivalente _Parete 14

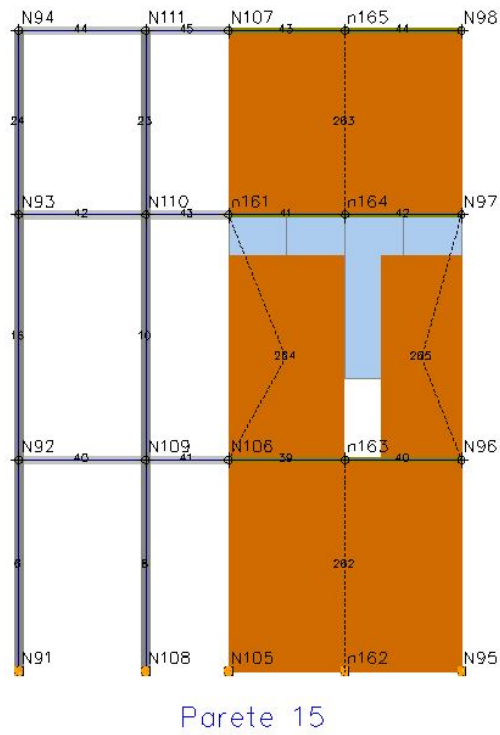


Figura 93. Modello globale Palazzo Capitano _ Telaio equivalente _Parete 15



Parete 16

Figura 94. Modello globale Palazzo Capitanio _ Telaio equivalente _ Parete 16

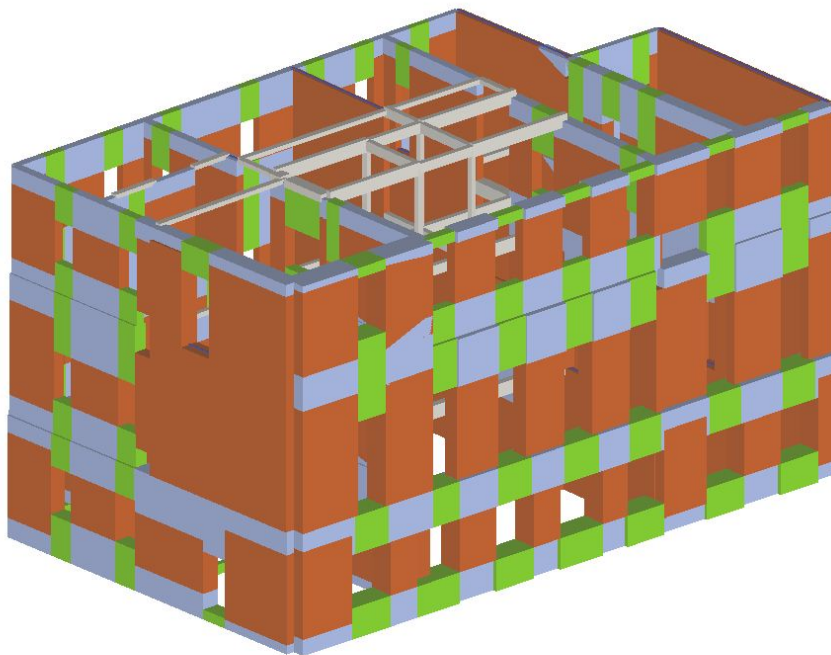


Figura 95. Modello globale Palazzo Capitanio _ Telaio equivalente

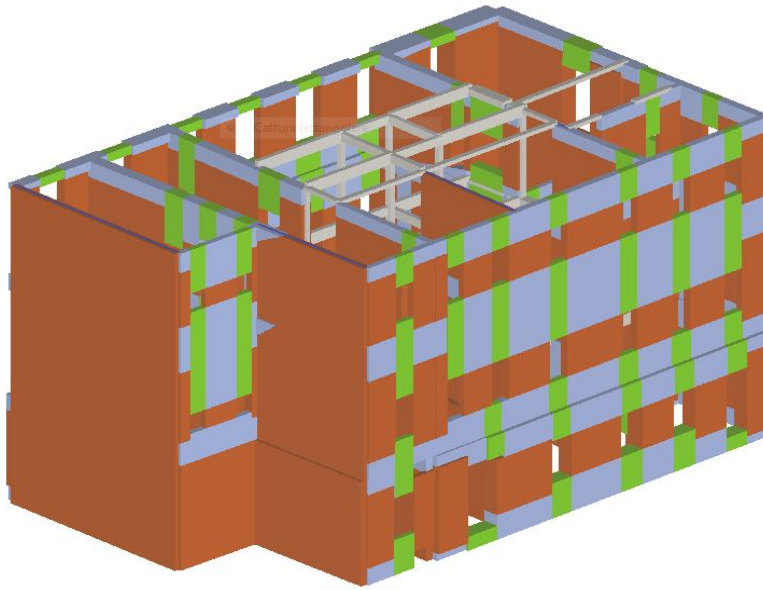


Figura 96. Modello globale Palazzo Capitanio _ Telaio equivalente

Le Figure 97 e 98 rappresentano il comportamento globale della struttura, all'aumentare delle forze sismiche. I grafici illustrano la curva sforzo – deformazione per le diverse classi d'uso e riportano nell'asse X gli spostamenti di un punto significativo della struttura (nodo di controllo) e nell'asse Y le forze corrispondenti. La curva blu è la bilineare equivalente, la curva nera è la curva di capacità (pushover).

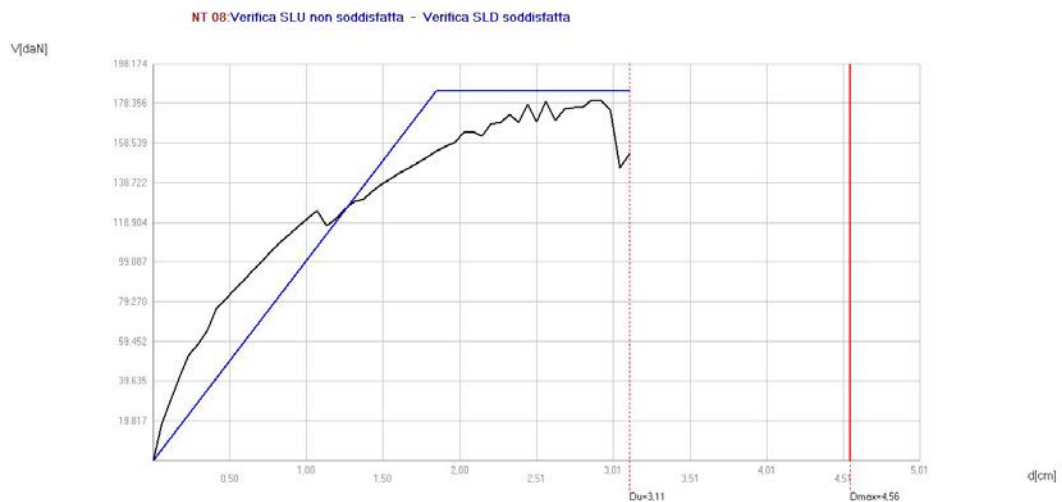


Figura 97. Curva di capacità della struttura _ Classe d'uso II

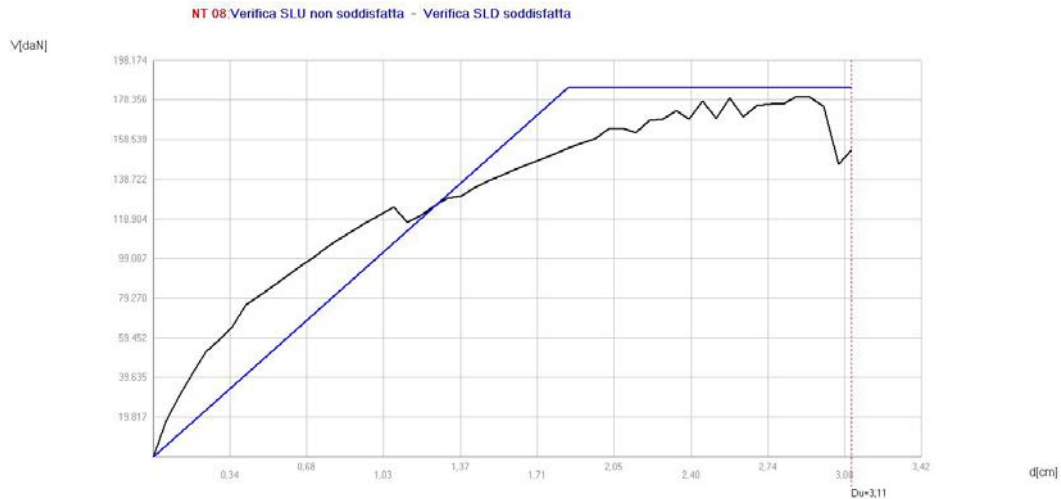


Figura 98. Curva di capacità della struttura _ Classe d'uso III

Tali curve possono essere considerate come un indicatore del comportamento post-elastico della struttura. La curva di capacità esprime tale comportamento, sino al raggiungimento delle condizioni (convenzionali) di collasso.

Il limite destro della curva individua lo spostamento offerto, cioè il massimo spostamento che la struttura è in grado di raggiungere prima del collasso.

Tale valore è confrontato con lo spostamento richiesto (barra rossa), cioè lo spostamento imposto dalla normativa, in funzione del sito e delle caratteristiche della struttura (vita nominale e classe d'uso).

La verifica della struttura si ottiene se:

$D_{max} < D_u$

Spostamento Richiesto < Spostamento Offerto

D_{max} = Spostamento richiesto dal sisma individuato dallo spettro elastico;

D_u = Spostamento massimo offerto dall'edificio corrispondente al decadimento della curva pushover di un valore pari al 20% di quello massimo.

Se la disuguaglianza è vera, la struttura è globalmente verificata e non è necessario procedere ad ulteriori analisi.

La verifica è globale, in quanto, per ogni elemento presente, è valutato il comportamento oltre la fase elastica.

Per quanto riguarda le verifiche del modello, allo stato di fatto e in assenza di vincoli, le analisi sismiche non risultano essere soddisfatte come mostrano le Tabelle 90 e 91; le tabelle seguenti presentano le 24 analisi pushover possibili, combinando distribuzioni di carico differenti, con le direzioni di azione del sisma e con le eventuali eccentricità.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	SLV			SLD			SLO			Alfa u	Alfa e	
				DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]			Ver.
1	+X	Mass e	0,0	4,37	5,55	2,48	Sì	1,51	2,33	Sì	1,11	2,33	Sì	1,21	1,54
2	+X	1° modo	0,0	4,90	5,37	2,88	Sì	1,69	2,15	Sì	1,25	2,15	Sì	1,04	1,27
3	-X	Mass e	0,0	4,05	4,04	2,19	No	1,40	3,20	Sì	1,03	3,02	Sì	1,00	2,29
4	-X	1° modo	0,0	4,61	4,71	2,73	Sì	1,59	3,14	Sì	1,17	2,96	Sì	1,02	1,97
5	+Y	Mass e	0,0	1,78	2,24	1,23	Sì	0,72	1,94	Sì	0,57	1,94	Sì	1,20	2,64
6	+Y	1° modo	0,0	2,43	3,51	1,49	Sì	0,91	2,96	Sì	0,67	2,96	Sì	1,41	3,26
7	-Y	Mass e	0,0	1,82	3,23	1,24	Sì	0,74	3,19	Sì	0,57	3,19	Sì	1,63	4,22
8	-Y	1° modo	0,0	2,25	4,44	1,55	Sì	0,85	3,26	Sì	0,63	3,26	Sì	1,88	3,81
9	+X	Mass e	93,0	4,12	5,53	2,56	Sì	1,42	2,21	Sì	1,05	2,21	Sì	1,17	1,55
10	+X	Mass e	-93,0	4,29	4,12	2,38	No	1,48	2,33	Sì	1,09	2,33	Sì	0,96	1,57
11	+X	1° modo	93,0	4,61	5,34	2,98	Sì	1,59	2,02	Sì	1,17	2,02	Sì	1,01	1,27
12	+X	1° modo	-93,0	4,70	5,41	2,88	Sì	1,62	2,09	Sì	1,20	2,09	Sì	1,04	1,29
13	-X	Mass e	93,0	3,61	4,15	2,56	Sì	1,24	2,45	Sì	0,92	2,45	Sì	1,15	1,97
14	-X	Mass e	-93,0	3,92	3,91	2,16	No	1,35	2,58	Sì	1,00	2,58	Sì	1,00	1,90
15	-X	1° modo	93,0	4,56	3,11	2,46	No	1,57	2,87	Sì	1,16	2,87	Sì	0,68	1,82
16	-X	1° modo	-93,0	4,48	3,83	2,48	No	1,54	3,05	Sì	1,14	2,99	Sì	0,85	1,98
17	+Y	Mass e	147,6	1,75	2,60	1,11	Sì	0,73	2,30	Sì	0,57	2,30	Sì	1,38	3,10
18	+Y	Mass e	-147,6	1,81	2,00	1,40	Sì	0,71	1,63	Sì	0,56	1,63	Sì	1,09	2,26
19	+Y	1° modo	147,6	2,33	3,15	1,46	Sì	0,89	2,24	Sì	0,66	2,24	Sì	1,32	2,52
20	+Y	1° modo	-147,6	2,38	2,78	1,62	Sì	0,89	2,66	Sì	0,66	2,66	Sì	1,16	2,98
21	-Y	Mass e	147,6	1,77	3,72	1,20	Sì	0,72	2,38	Sì	0,56	2,38	Sì	1,88	3,23

22	-Y	Mass e	- 147,6	1,96	3,21	1,38	Sì	0,78	3,09	Sì	0,59	3,09	Sì	1,53	3,89
23	-Y	1° modo	147,6	2,28	3,21	1,57	Sì	0,87	2,14	Sì	0,64	2,14	Sì	1,37	2,46
24	-Y	1° modo	- 147,6	2,44	3,93	1,66	Sì	0,91	3,51	Sì	0,67	3,51	Sì	1,57	3,87

Tabella 90. Verifiche analisi statiche non lineari _ Stato di fatto _ Classe d'uso II

Il parametro α_U è considerato un indicatore del rischio di collasso.

L' α_U minimo, considerando la struttura in classe d'uso II, per le analisi in direzione X è pari a 0,68, mentre in direzione Y è pari a 1,09.

N.	Dir. sisma	Car. sismico o prop.	Ecc. [cm]	SLV				SLD			SLO			Alfa u	Alfa e
				DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]	Ver.		
1	+X	Mass e	0,0	4,89	4,05	2,79	No	2,02	2,27	Sì	1,35	2,27	Sì	0,83	1,12
2	+X	1° modo	0,0	5,45	5,35	3,42	No	2,25	2,03	No	1,50	2,03	Sì	0,88	0,90
3	-X	Mass e	0,0	4,33	4,03	2,85	No	1,79	2,51	Sì	1,19	2,51	Sì	0,93	1,41
4	-X	1° modo	0,0	5,29	3,88	2,96	No	2,19	3,10	Sì	1,46	2,98	Sì	0,73	1,42
5	+Y	Mass e	0,0	2,06	2,09	1,39	Sì	0,89	1,81	Sì	0,67	1,81	Sì	1,01	1,95
6	+Y	1° modo	0,0	2,75	3,15	1,68	Sì	1,23	2,82	Sì	0,82	2,82	Sì	1,13	2,28
7	-Y	Mass e	0,0	2,17	3,23	1,42	Sì	0,95	3,19	Sì	0,71	3,19	Sì	1,41	3,13
8	-Y	1° modo	0,0	2,64	4,44	1,78	Sì	1,17	3,26	Sì	0,80	3,26	Sì	1,62	2,75
9	+X	Mass e	93,0	4,83	5,53	3,00	No	2,00	2,21	Sì	1,33	2,21	Sì	1,00	1,11
10	+X	Mass e	-93,0	4,94	4,17	2,73	No	2,04	2,33	Sì	1,36	2,33	Sì	0,84	1,14
11	+X	1° modo	93,0	5,40	5,34	3,49	No	2,23	2,02	No	1,49	2,02	Sì	0,86	0,91
12	+X	1° modo	-93,0	5,51	5,41	3,37	No	2,28	2,09	No	1,52	2,09	Sì	0,89	0,92
13	-X	Mass e	93,0	4,23	4,15	3,00	No	1,75	2,45	Sì	1,17	2,45	Sì	0,98	1,40
14	-X	Mass e	-93,0	4,60	3,91	2,53	No	1,90	2,58	Sì	1,27	2,58	Sì	0,85	1,35
15	-X	1° modo	93,0	5,34	3,11	2,89	No	2,21	2,87	Sì	1,47	2,87	Sì	0,58	1,30
16	-X	1° modo	-93,0	5,25	3,83	2,91	No	2,17	3,05	Sì	1,45	2,99	Sì	0,73	1,41

17	+Y	Mass e	147,6	2,06	2,56	1,28	Sì	0,92	2,26	Sì	0,69	2,26	Sì	1,19	2,36
18	+Y	Mass e	- 147,6	2,07	1,89	1,61	No	0,87	1,56	Sì	0,65	1,56	Sì	0,93	1,72
19	+Y	1° modo	147,6	2,68	3,17	1,68	Sì	1,19	2,20	Sì	0,81	2,20	Sì	1,17	1,83
20	+Y	1° modo	- 147,6	2,67	2,60	1,87	No	1,18	2,49	Sì	0,80	2,49	Sì	0,98	2,10
21	-Y	Mass e	147,6	2,11	3,72	1,38	Sì	0,92	2,38	Sì	0,69	2,38	Sì	1,62	2,43
22	-Y	Mass e	- 147,6	2,21	2,97	1,58	Sì	0,95	2,92	Sì	0,71	2,92	Sì	1,29	2,87
23	-Y	1° modo	147,6	2,60	3,27	1,81	Sì	1,14	2,08	Sì	0,79	2,08	Sì	1,24	1,80
24	-Y	1° modo	- 147,6	2,70	3,64	1,91	Sì	1,19	3,37	Sì	0,81	3,37	Sì	1,32	2,80

Tabella 91. Verifiche analisi statiche non lineari _ Stato di fatto _ Classe d'uso III

L' α_U minimo, considerando la struttura in classe d'uso III, per le analisi in direzione X è pari a 0,58, mentre in direzione Y è pari a 0,93.

La fase successiva delle analisi ha previsto l'inserimento di vincoli fissi in direzione X, in corrispondenza della Torre dell'Orologio (vedi Figura 99); i modelli, per entrambe le classi d'uso considerate, non hanno raggiunto il decadimento della curva pushover di un valore pari al 20% di quello massimo.

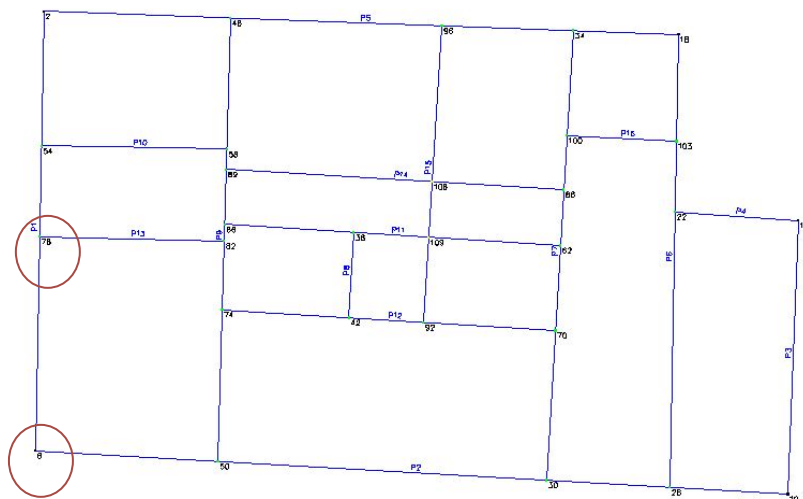


Figura 99. Assi della struttura _ individuazione nodi vincolati

Si è scelto dunque di inserire vincoli cedevoli in direzione X, considerando la rigidezza delle mensole equivalenti delle pareti poste in adiacenza; anche in questo caso, i modelli, per entrambe le classi d'uso considerate, non hanno raggiunto il decadimento della curva pushover di un valore pari al 20% di quello massimo.

Da ultimo, si è considerata l'ipotesi di inserire vincoli fissi in direzione X in corrispondenza del nodo 6 e vincoli cedevoli nel nodo 78, per tutta l'altezza dell'edificio.

Nel caso in esame, tutte le 24 verifiche sono soddisfatte; si riportano i risultati di seguito.

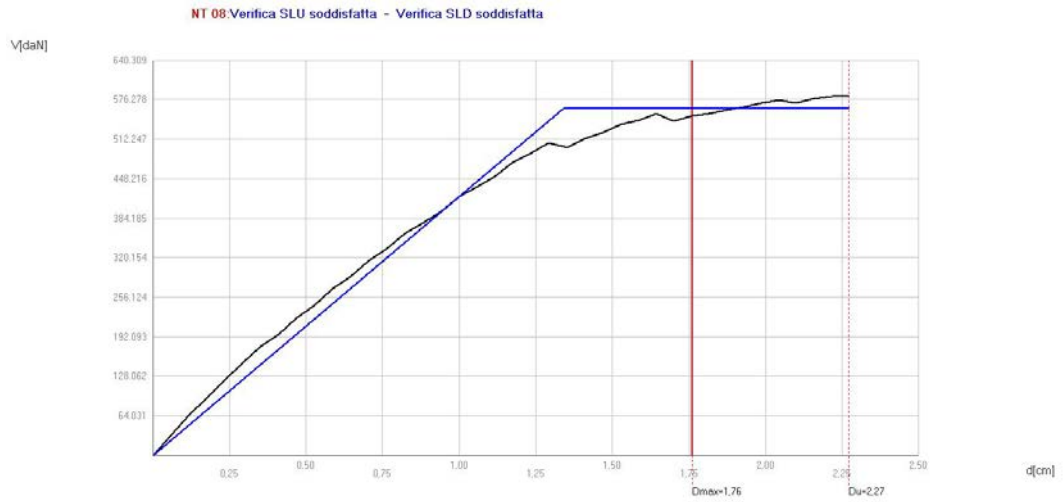


Figura 100. Curva di capacità della struttura _ Classe d'uso II

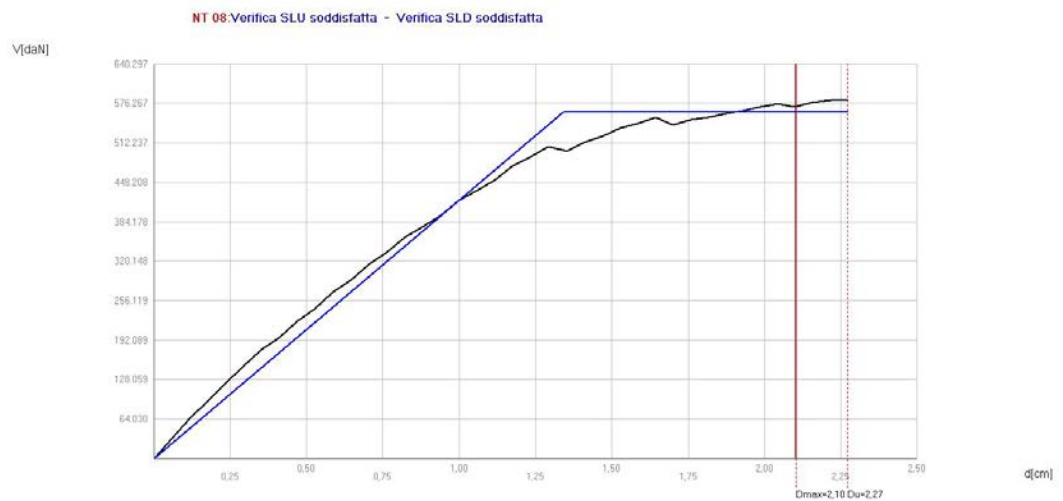


Figura 101. Curva di capacità della struttura _ Classe d'uso III

N.	Dir. sisma	Car. sismico o prop.	Ecc. [cm]	SLV			Ver.	SLD			SLO			Alfa u	Alfa e
				DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU		DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]	Ver.		
1	+X	Mass e	0,0	0,86	2,15	0,65	Sì	0,37	2,15	Sì	0,30	2,15	Sì	2,07	5,12
2	+X	1° modo	0,0	1,18	1,81	1,15	Sì	0,47	1,58	Sì	0,38	1,58	Sì	1,36	3,07
3	-X	Mass e	0,0	0,86	2,80	0,62	Sì	0,37	2,62	Sì	0,30	2,62	Sì	2,52	6,05
4	-X	1° modo	0,0	1,59	4,48	0,68	Sì	0,68	4,35	Sì	0,55	2,94	Sì	2,46	6,13
5	+Y	Mass e	0,0	1,76	2,27	1,24	Sì	0,71	2,27	Sì	0,56	2,27	Sì	1,23	3,12

6	+Y	1° modo	0,0	2,29	3,84	1,50	Sì	0,86	3,13	Sì	0,64	2,95	Sì	1,62	3,62
7	-Y	Mass e	0,0	1,80	4,55	1,22	Sì	0,73	3,13	Sì	0,56	3,13	Sì	2,24	4,16
8	-Y	1° modo	0,0	2,25	3,96	1,54	Sì	0,85	2,63	Sì	0,63	2,63	Sì	1,69	3,07
9	+X	Mass e	93,0	0,84	2,16	0,71	Sì	0,36	2,04	Sì	0,30	2,04	Sì	2,03	4,86
10	+X	Mass e	-93,0	0,82	2,22	0,66	Sì	0,35	1,88	Sì	0,29	1,88	Sì	2,14	4,71
11	+X	1° modo	93,0	1,24	2,02	1,21	Sì	0,48	1,58	Sì	0,39	1,58	Sì	1,44	2,98
12	+X	1° modo	-93,0	1,12	1,87	1,12	Sì	0,45	1,25	Sì	0,37	1,25	Sì	1,43	2,62
13	-X	Mass e	93,0	0,91	2,74	0,72	Sì	0,39	2,21	Sì	0,32	2,21	Sì	2,30	4,94
14	-X	Mass e	-93,0	0,80	2,97	0,54	Sì	0,34	2,79	Sì	0,28	2,79	Sì	2,84	6,82
15	-X	1° modo	93,0	1,74	4,18	0,75	Sì	0,75	4,12	Sì	0,57	2,89	Sì	2,16	5,42
16	-X	1° modo	-93,0	1,21	4,03	0,69	Sì	0,52	3,77	Sì	0,42	3,42	Sì	2,67	6,51
17	+Y	Mass e	147,6	1,74	2,61	1,14	Sì	0,72	2,32	Sì	0,56	2,32	Sì	1,39	3,15
18	+Y	Mass e	-147,6	1,84	2,56	1,43	Sì	0,72	2,07	Sì	0,56	2,07	Sì	1,33	2,81
19	+Y	1° modo	147,6	2,36	3,60	1,48	Sì	0,88	2,72	Sì	0,65	2,48	Sì	1,48	3,08
20	+Y	1° modo	-147,6	2,32	3,82	1,64	Sì	0,87	3,01	Sì	0,64	3,01	Sì	1,60	3,47
21	-Y	Mass e	147,6	1,73	3,83	1,20	Sì	0,70	1,98	Sì	0,55	1,98	Sì	1,97	2,76
22	-Y	Mass e	-147,6	1,88	2,61	1,31	Sì	0,76	2,45	Sì	0,57	2,45	Sì	1,33	3,21
23	-Y	1° modo	147,6	2,23	3,44	1,56	Sì	0,85	2,15	Sì	0,63	2,15	Sì	1,49	2,53
24	-Y	1° modo	-147,6	2,29	4,54	1,57	Sì	0,86	3,07	Sì	0,64	3,07	Sì	1,90	3,56

Tabella 92. Verifiche analisi statiche non lineari _ Stato di fatto con vincoli _ Classe d'uso II

L' α_U minimo, considerando la struttura in classe d'uso II, per le analisi in direzione X è pari a 1,36, mentre in direzione Y è pari a 1,23.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	SLV				SLD				SLO			Alfa u	Alfa e
			Ecc. [cm]	DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]	Ver.		
1	+X	Mass e	0,0	0,98	2,15	0,75	Sì	0,42	2,15	Sì	0,35	2,15	Sì	1,79	4,32
2	+X	1° modo	0,0	1,45	1,81	1,33	Sì	0,54	1,58	Sì	0,45	1,58	Sì	1,17	2,58

3	-X	Mass e	0,0	0,98	2,80	0,71	Sì	0,42	2,62	Sì	0,35	2,62	Sì	2,17	5,06
4	-X	1° modo	0,0	1,83	4,47	0,79	Sì	0,79	4,35	Sì	0,66	2,94	Sì	2,12	5,11
5	+Y	Mass e	0,0	2,10	2,27	1,42	Sì	0,82	2,27	Sì	0,68	2,27	Sì	1,07	2,61
6	+Y	1° modo	0,0	2,68	3,84	1,72	Sì	1,08	3,13	Sì	0,81	2,95	Sì	1,39	2,88
7	-Y	Mass e	0,0	2,15	4,55	1,40	Sì	0,85	3,13	Sì	0,71	3,13	Sì	1,92	3,44
8	-Y	1° modo	0,0	2,65	3,96	1,77	Sì	1,05	2,63	Sì	0,80	2,63	Sì	1,45	2,46
9	+X	Mass e	93,0	0,97	2,16	0,82	Sì	0,42	2,04	Sì	0,35	2,04	Sì	1,75	4,09
10	+X	Mass e	-93,0	0,95	2,29	0,77	Sì	0,41	1,88	Sì	0,34	1,88	Sì	1,88	3,98
11	+X	1° modo	93,0	1,52	2,02	1,39	Sì	0,56	1,58	Sì	0,46	1,58	Sì	1,24	2,50
12	+X	1° modo	-93,0	1,38	1,87	1,29	Sì	0,52	1,25	Sì	0,43	1,25	Sì	1,24	2,23
13	-X	Mass e	93,0	1,04	2,74	0,82	Sì	0,45	2,56	Sì	0,37	2,56	Sì	1,99	4,65
14	-X	Mass e	-93,0	0,92	2,97	0,62	Sì	0,40	2,79	Sì	0,33	2,79	Sì	2,45	5,72
15	-X	1° modo	93,0	2,00	4,18	0,87	Sì	0,86	4,12	Sì	0,72	2,89	Sì	1,87	4,52
16	-X	1° modo	-93,0	1,39	4,03	0,79	Sì	0,60	3,77	Sì	0,50	3,42	Sì	2,30	5,40
17	+Y	Mass e	147,6	2,08	2,61	1,31	Sì	0,83	2,32	Sì	0,69	2,32	Sì	1,20	2,65
18	+Y	Mass e	- 147,6	2,19	2,56	1,65	Sì	0,83	2,07	Sì	0,70	2,07	Sì	1,14	2,34
19	+Y	1° modo	147,6	2,77	3,60	1,70	Sì	1,12	2,66	Sì	0,83	2,48	Sì	1,28	2,37
20	+Y	1° modo	- 147,6	2,72	3,82	1,88	Sì	1,09	3,01	Sì	0,81	3,01	Sì	1,37	2,76
21	-Y	Mass e	147,6	2,07	3,83	1,38	Sì	0,81	1,98	Sì	0,68	1,98	Sì	1,69	2,33
22	-Y	Mass e	- 147,6	2,23	2,61	1,50	Sì	0,87	2,46	Sì	0,73	2,46	Sì	1,14	2,67
23	-Y	1° modo	147,6	2,63	3,44	1,80	Sì	1,04	2,15	Sì	0,80	2,15	Sì	1,28	2,04
24	-Y	1° modo	- 147,6	2,70	4,84	1,83	Sì	1,08	3,29	Sì	0,81	3,29	Sì	1,64	3,03

Tabella 93. Verifiche analisi statiche non lineari _ Stato di fatto con vincoli _ Classe d'uso III

L' α_0 minimo, considerando la struttura in classe d'uso II, per le analisi in direzione X è pari a 1,17, mentre in direzione Y è pari a 1,07.

I punti critici della struttura sono risultati essere le travi del telaio centrale, inserite a partire dagli anni Sessanta, che sono caratterizzate da una rottura a taglio fragile già dai

primi passi e la grande apertura presente nella parete 13, che risulta essere la parte più critica della struttura durante l'evento sismico.

Si prevede dunque l'intervento in queste zone critiche utilizzando gli FRP come descritto al paragrafo successivo.

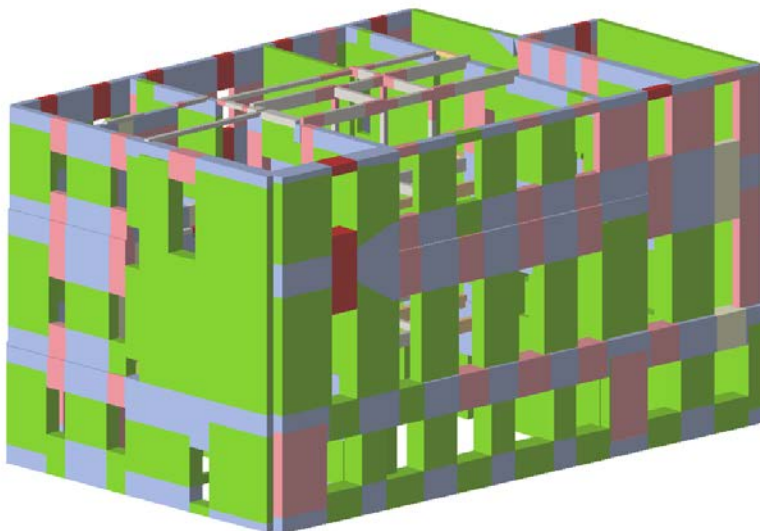


Figura 102. Analisi pushover _ Modello globale

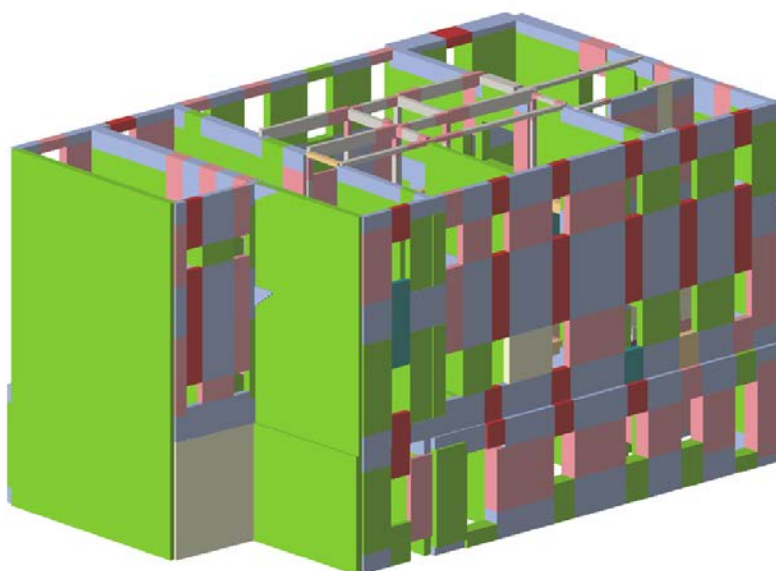


Figura 103. Analisi pushover _ Modello globale

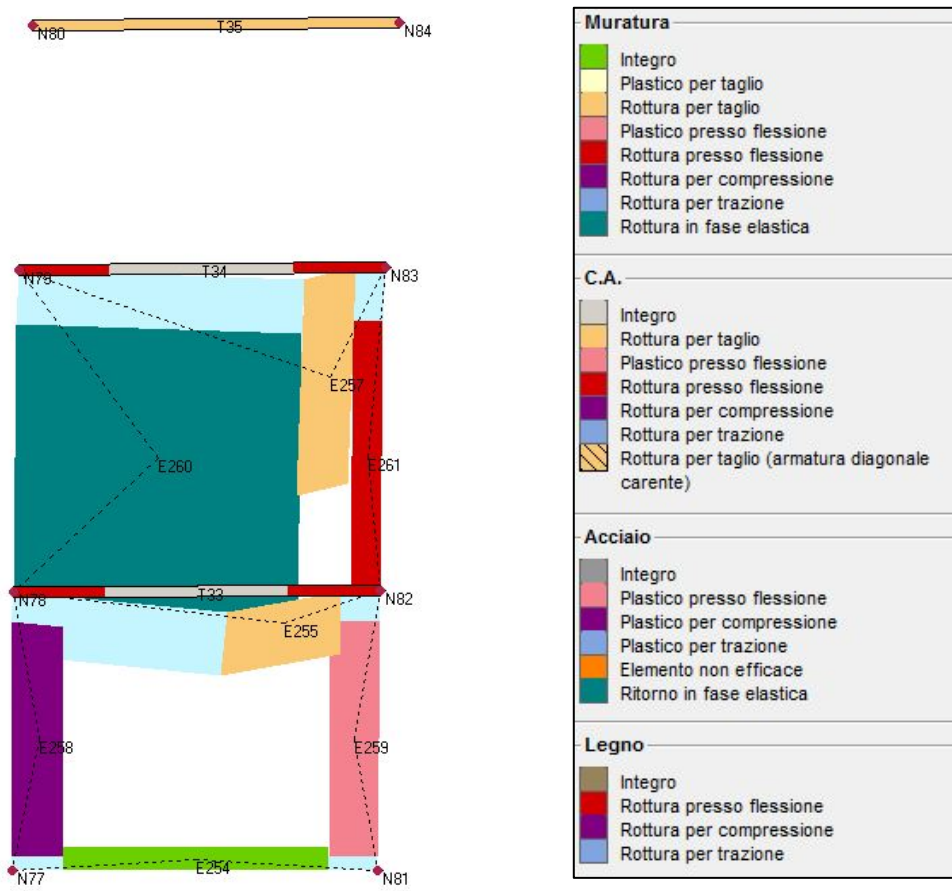


Figura 104. Analisi pushover _ Parete 13

Il degrado strutturale di ogni singola parete, come conseguenza del progressivo caricamento della struttura, è evidenziato mediante mappe di danneggiamento riportate sulle pareti.

La Figura 104 evidenzia le scale di colore che individuano i diversi gradi di danneggiamento dei vari elementi strutturali (pareti, pilastri, cordoli, travi, setti), secondo le varie gradazioni raggiunte.

Si è scelto quindi di considerare l'edificio allo stato di fatto precedente gli interventi degli anni Sessanta, per capire come questi interventi abbiano modificato il comportamento strutturale.

L'edificio era caratterizzato da un diverso ingresso nella parte nord – ovest; gli assi della struttura sono stati così schematizzati:

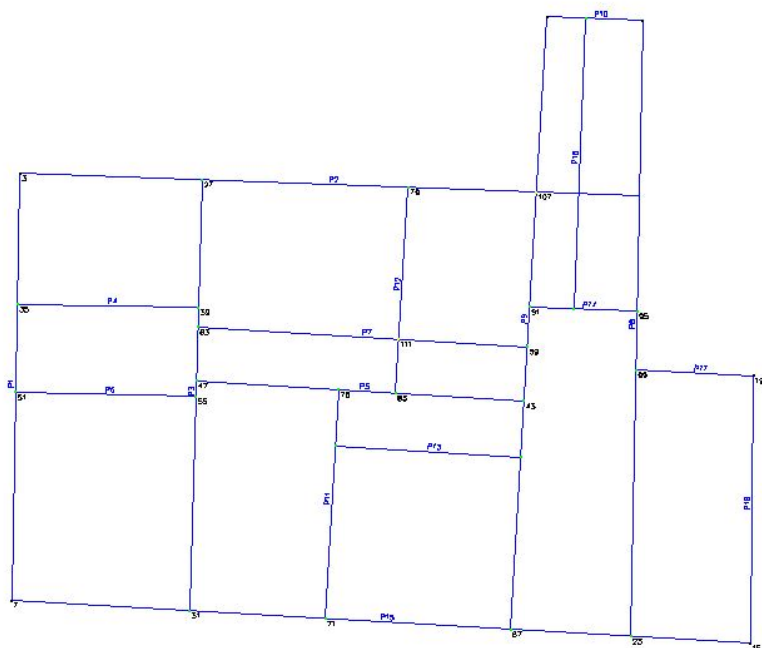


Figura 105. Assi della struttura

Date le lacune presenti nella documentazione di archivio, si sono ipotizzati, sulla base degli orizzontamenti presenti nell'altra ala dell'edificio, solai lignei costituiti da travetti 14 x 20 con interasse pari a 50 cm.

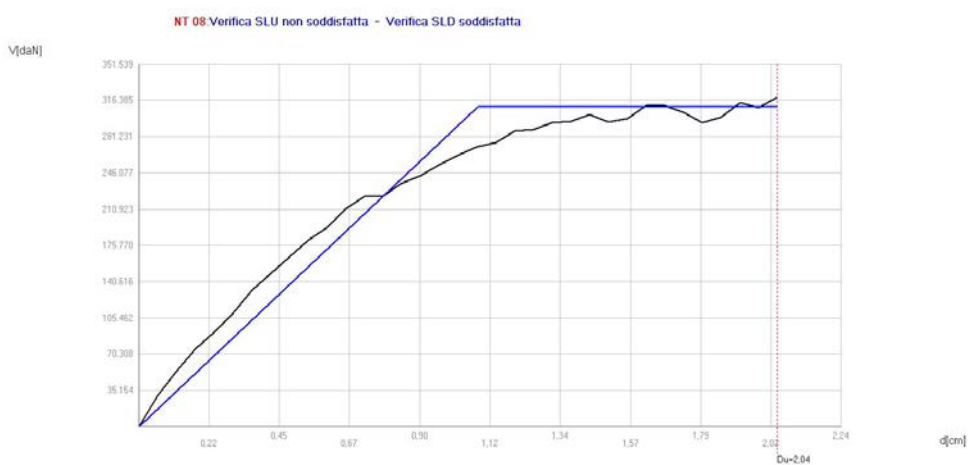


Figura 106. Curva di capacità della struttura _ Classe d'uso II

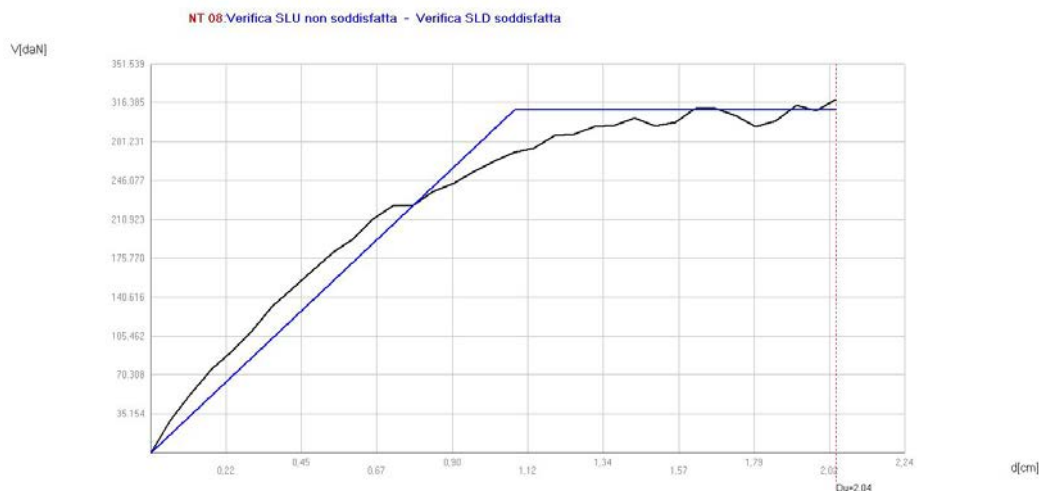


Figura 107. Curva di capacità della struttura _ Classe d'uso III

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	SLV			Ver.	SLD		Ver.	SLO		Alfa u	Alfa e	
				DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU		DMax [cm]	Dd [cm]		DMax [cm]	Do [cm]			
1	+X	Mass e	0,0	2,75	2,75	2,31	Sì	0,97	1,62	Sì	0,72	1,50	Sì	1,00	1,66
2	+X	1° modo	0,0	3,23	3,35	2,44	Sì	1,11	2,28	Sì	0,82	2,28	Sì	1,04	2,04
3	-X	Mass e	0,0	2,27	2,16	2,41	No	0,85	1,38	Sì	0,62	1,38	Sì	0,96	1,63
4	-X	1° modo	0,0	2,82	2,83	2,79	Sì	0,99	1,50	Sì	0,73	1,50	Sì	1,00	1,53
5	+Y	Mass e	0,0	1,31	2,53	1,02	Sì	0,55	2,53	Sì	0,45	2,53	Sì	1,59	4,05
6	+Y	1° modo	0,0	1,89	2,35	1,40	Sì	0,72	2,35	Sì	0,59	2,35	Sì	1,20	3,06
7	-Y	Mass e	0,0	1,38	2,39	1,12	Sì	0,56	2,39	Sì	0,45	2,39	Sì	1,48	3,79
8	-Y	1° modo	0,0	1,93	2,33	1,55	Sì	0,72	2,33	Sì	0,59	2,33	Sì	1,17	3,01
9	+X	Mass e	124,0	2,69	2,04	2,39	No	0,96	1,26	Sì	0,71	1,14	Sì	0,76	1,32
10	+X	Mass e	-124,0	2,93	3,05	2,13	Sì	1,01	1,74	Sì	0,75	1,68	Sì	1,04	1,71
11	+X	1° modo	124,0	3,07	3,17	2,79	Sì	1,06	1,56	Sì	0,78	1,56	Sì	1,03	1,47
12	+X	1° modo	-124,0	3,52	3,59	2,07	Sì	1,22	2,99	Sì	0,90	2,99	Sì	1,02	2,46
13	-X	Mass e	124,0	2,28	2,35	2,64	Sì	0,84	1,20	Sì	0,62	1,20	Sì	1,02	1,42
14	-X	Mass e	-124,0	2,19	1,62	1,96	No	0,83	1,26	Sì	0,62	1,26	Sì	0,77	1,51
15	-X	1° modo	124,0	2,83	2,95	3,18	No	0,99	1,26	Sì	0,73	1,26	Sì	0,94	1,28

16	-X	1° modo	- 124,0	2,73	3,19	2,48	Sì	0,96	1,56	Sì	0,71	1,56	Sì	1,16	1,62
17	+Y	Mass e	147,1	1,28	2,84	0,98	Sì	0,55	2,78	Sì	0,45	2,78	Sì	1,76	4,43
18	+Y	Mass e	- 147,1	1,56	10,38	1,55	Sì	0,55	2,47	Sì	0,45	2,47	Sì	1,93	3,81
19	+Y	1° modo	147,1	1,86	2,84	1,38	Sì	0,71	2,59	Sì	0,58	2,59	Sì	1,42	3,39
20	+Y	1° modo	- 147,1	1,90	2,17	1,46	Sì	0,72	2,17	Sì	0,59	2,17	Sì	1,11	2,84
21	-Y	Mass e	147,1	1,38	2,74	1,13	Sì	0,55	1,79	Sì	0,45	1,79	Sì	1,66	2,97
22	-Y	Mass e	- 147,1	1,42	2,27	1,20	Sì	0,55	2,27	Sì	0,45	2,27	Sì	1,41	3,60
23	-Y	1° modo	147,1	1,94	2,86	1,57	Sì	0,72	2,86	Sì	0,59	2,86	Sì	1,39	3,66
24	-Y	1° modo	- 147,1	1,95	2,09	1,62	Sì	0,72	2,09	Sì	0,59	2,09	Sì	1,06	2,72

Tabella 94. Verifiche analisi statiche non lineari _ Stato di fatto prima degli interventi degli anni Sessanta _ Classe d'uso II

L' α_U minimo, considerando la struttura in classe d'uso II, per le analisi in direzione X è pari a 0,76, mentre in direzione Y è pari a 1,06.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	SLV				SLD			SLO			Alfa u	Alfa e
				DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]	Ver.		
1	+X	Mass e	0,0	3,21	2,75	2,66	No	1,23	1,62	Sì	0,91	1,50	Sì	0,86	1,31
2	+X	1° modo	0,0	3,78	3,35	2,86	No	1,41	2,28	Sì	1,04	2,28	Sì	0,89	1,61
3	-X	Mass e	0,0	2,68	2,16	2,77	No	1,01	1,38	Sì	0,79	1,38	Sì	0,82	1,34
4	-X	1° modo	0,0	3,29	2,83	3,21	No	1,25	1,50	Sì	0,92	1,50	Sì	0,86	1,20
5	+Y	Mass e	0,0	1,63	2,53	1,17	Sì	0,64	2,53	Sì	0,53	2,53	Sì	1,37	3,37
6	+Y	1° modo	0,0	2,26	2,35	1,61	Sì	0,84	2,35	Sì	0,70	2,35	Sì	1,03	2,54
7	-Y	Mass e	0,0	1,70	2,39	1,29	Sì	0,64	2,39	Sì	0,53	2,39	Sì	1,28	3,15
8	-Y	1° modo	0,0	2,31	2,33	1,78	Sì	0,84	2,33	Sì	0,70	2,33	Sì	1,01	2,49
9	+X	Mass e	124,0	3,15	2,04	2,75	No	1,21	1,26	Sì	0,90	1,14	Sì	0,66	1,04
10	+X	Mass e	- 124,0	3,41	3,05	2,45	No	1,28	1,74	Sì	0,95	1,68	Sì	0,90	1,35
11	+X	1° modo	124,0	3,60	3,17	3,27	No	1,34	1,56	Sì	0,99	1,56	Sì	0,88	1,16

12	+X	1° modo	-	4,13	3,59	2,43	No	1,54	2,99	Sì	1,14	2,99	Sì	0,87	1,94
13	-X	Mass e	124,0	2,69	2,35	3,04	No	1,02	1,20	Sì	0,79	1,20	Sì	0,88	1,17
14	-X	Mass e	-	2,58	1,62	2,26	No	0,98	1,26	Sì	0,78	1,26	Sì	0,66	1,27
15	-X	1° modo	124,0	3,31	2,95	3,65	No	1,25	1,26	Sì	0,93	1,26	Sì	0,82	1,01
16	-X	1° modo	-	3,19	3,19	2,86	No	1,22	1,56	Sì	0,90	1,56	Sì	1,00	1,28
17	+Y	Mass e	147,1	1,58	2,84	1,12	Sì	0,63	2,78	Sì	0,53	2,78	Sì	1,52	3,68
18	+Y	Mass e	-	1,89	10,38	1,78	Sì	0,63	2,47	Sì	0,53	2,47	Sì	1,68	3,13
19	+Y	1° modo	147,1	2,23	2,84	1,59	Sì	0,82	2,59	Sì	0,69	2,59	Sì	1,22	2,81
20	+Y	1° modo	-	2,28	2,17	1,68	No	0,83	2,17	Sì	0,69	2,17	Sì	0,96	2,36
21	-Y	Mass e	147,1	1,70	2,74	1,30	Sì	0,64	1,79	Sì	0,53	1,79	Sì	1,43	2,50
22	-Y	Mass e	-	1,75	2,27	1,38	Sì	0,64	2,27	Sì	0,53	2,27	Sì	1,21	2,99
23	-Y	1° modo	147,1	2,32	2,86	1,81	Sì	0,84	2,86	Sì	0,70	2,86	Sì	1,20	3,01
24	-Y	1° modo	-	2,33	2,09	1,86	No	0,83	2,09	Sì	0,69	2,09	Sì	0,91	2,26

Tabella 95. Verifiche analisi statiche non lineari _ Stato di fatto prima degli interventi degli anni Sessanta _ Classe d'uso III

L' α_U minimo, considerando la struttura in classe d'uso II, per le analisi in direzione X è pari a 0,66, mentre in direzione Y è pari a 0,91.

La parete che presenta il maggior grado di danneggiamento è la n. 10 e viene di seguito riportata, all'ultimo passo dell'analisi.

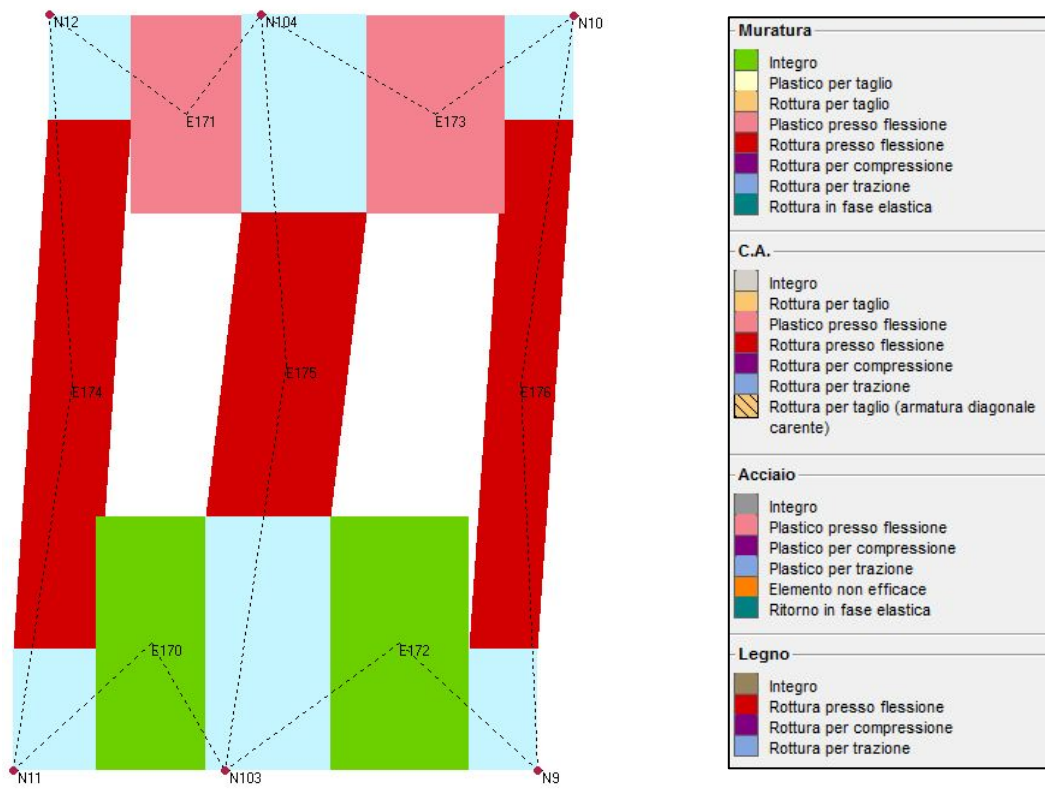


Figura 108. Analisi pushover _ Parete 10

Dato che il maggior danneggiamento si è verificato in corrispondenza dell'ingresso verso Piazza Capitaniato, si è ipotizzata l'analisi dell'edificio, trascurando questa parte preesistente, al fine di comprendere l'effettivo peggioramento che ha subito la struttura, a seguito degli interventi degli anni Sessanta.

Lo schema strutturale è stato così schematizzato:

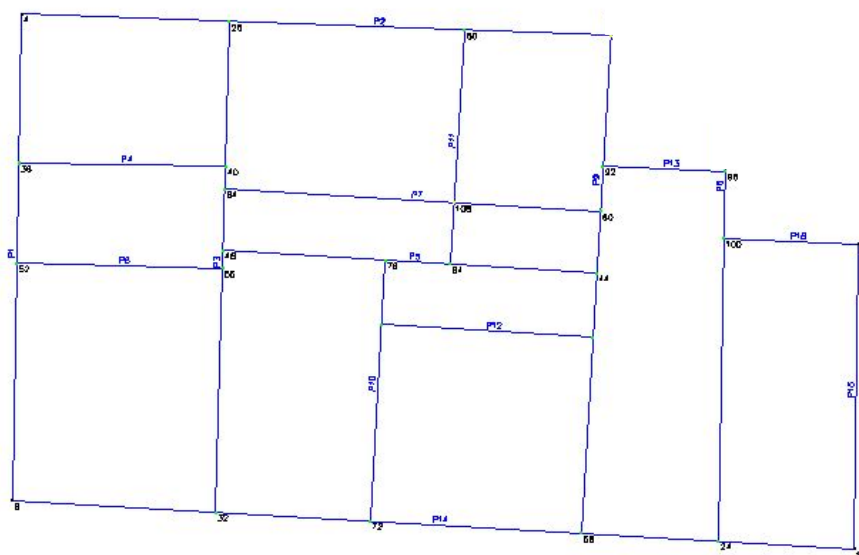


Figura 109. Assi della struttura

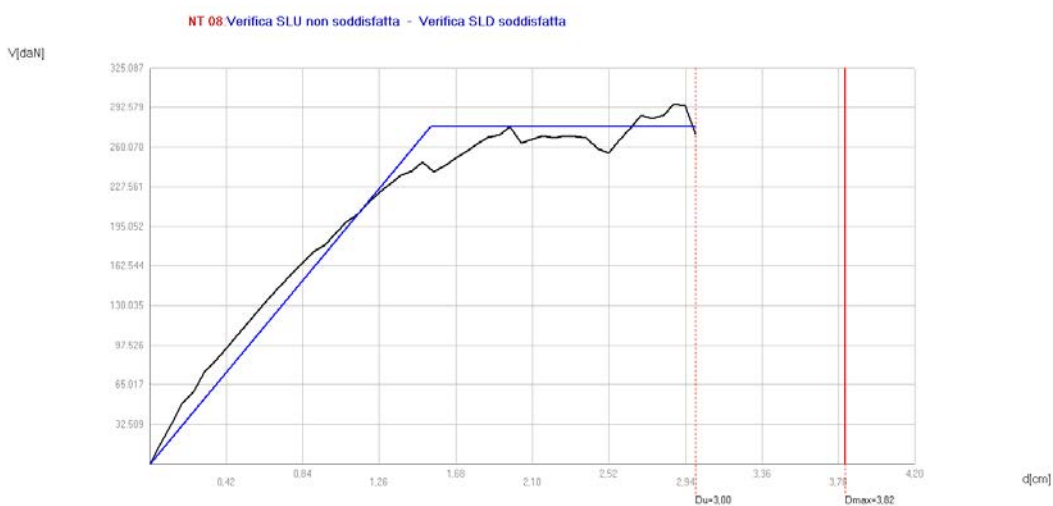


Figura 110. Curva di capacità della struttura _ Classe d'uso II



Figura 111. Curva di capacità della struttura _ Classe d'uso III

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	SLV				SLD			SLO				
				DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Mass e	0,0	2,60	7,66	2,30	Sì	0,90	2,09	Sì	0,67	2,09	Sì	1,30	2,32
2	+X	1° modo	0,0	2,99	3,59	2,16	Sì	1,03	2,69	Sì	0,76	2,69	Sì	1,20	2,61
3	-X	Mass e	0,0	2,19	11,37	2,69	Sì	0,79	1,38	Sì	0,59	1,38	Sì	1,12	1,74
4	-X	1° modo	0,0	2,61	9,20	3,11	No	0,90	1,44	Sì	0,67	1,44	Sì	0,96	1,60
5	+Y	Mass e	0,0	1,52	2,77	1,17	Sì	0,61	2,77	Sì	0,50	2,77	Sì	1,57	4,07
6	+Y	1° modo	0,0	2,04	2,53	1,44	Sì	0,79	2,53	Sì	0,63	2,53	Sì	1,20	3,07
7	-Y	Mass e	0,0	1,56	2,57	1,23	Sì	0,61	2,57	Sì	0,50	2,57	Sì	1,46	3,77
8	-Y	1° modo	0,0	2,06	2,39	1,59	Sì	0,78	2,39	Sì	0,63	2,39	Sì	1,13	2,93
9	+X	Mass e	93,1	2,48	7,24	2,44	Sì	0,87	1,56	Sì	0,64	1,56	Sì	1,23	1,78
10	+X	Mass e	-93,1	2,66	7,96	2,34	Sì	0,92	2,27	Sì	0,68	2,27	Sì	1,28	2,47
11	+X	1° modo	93,1	2,89	3,35	2,26	Sì	1,00	2,51	Sì	0,74	2,51	Sì	1,16	2,52
12	+X	1° modo	-93,1	3,11	3,71	2,06	Sì	1,07	3,11	Sì	0,79	3,11	Sì	1,19	2,90
13	-X	Mass e	93,1	2,19	11,49	2,85	Sì	0,79	1,99	Sì	0,59	1,99	Sì	1,05	2,50
14	-X	Mass e	-93,1	2,21	6,86	2,54	Sì	0,80	1,56	Sì	0,59	1,56	Sì	1,18	1,95

15	-X	1° modo	93,1	3,82	3,00	2,47	No	1,32	2,88	Sì	0,97	2,88	Sì	0,78	2,18
16	-X	1° modo	-93,1	2,59	2,65	2,44	Sì	0,90	1,68	Sì	0,67	1,68	Sì	1,02	1,87
17	+Y	Mass e	147,1	1,55	2,05	1,25	Sì	0,60	2,05	Sì	0,49	2,05	Sì	1,23	3,11
18	+Y	Mass e	-147,1	1,71	10,91	1,62	Sì	0,61	2,77	Sì	0,50	2,77	Sì	1,86	3,95
19	+Y	1° modo	147,1	2,00	3,13	1,44	Sì	0,77	2,65	Sì	0,63	2,65	Sì	1,46	3,27
20	+Y	1° modo	-147,1	2,05	2,23	1,52	Sì	0,78	2,23	Sì	0,63	2,23	Sì	1,07	2,73
21	-Y	Mass e	147,1	1,56	2,69	1,26	Sì	0,60	2,69	Sì	0,49	2,69	Sì	1,52	3,95
22	-Y	Mass e	-147,1	1,59	2,33	1,26	Sì	0,61	2,33	Sì	0,50	2,33	Sì	1,34	3,43
23	-Y	1° modo	147,1	2,05	2,81	1,58	Sì	0,77	2,81	Sì	0,63	2,81	Sì	1,31	3,43
24	-Y	1° modo	-147,1	2,08	2,15	1,68	Sì	0,78	2,15	Sì	0,63	2,15	Sì	1,03	2,64

Tabella 96. Verifiche analisi statiche non lineari _ Stato di fatto prima degli interventi degli anni Sessanta _ Classe d'uso II

L' α_u minimo, considerando la struttura in classe d'uso II, per le analisi in direzione X è pari a 0,78, mentre in direzione Y è pari a 1,03.

N.	Dir. sisma	Car. sismico o prop.	SLV				SLD			SLO			Alfa u	Alfa e	
			Ecc. [cm]	DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]			Ver.
1	+X	Mass e	0,0	3,03	7,66	2,65	Sì	1,14	2,09	Sì	0,85	2,09	Sì	1,13	1,83
2	+X	1° modo	0,0	3,50	3,59	2,54	Sì	1,31	2,69	Sì	0,97	2,69	Sì	1,02	2,06
3	-X	Mass e	0,0	2,57	11,37	3,09	No	0,99	1,38	Sì	0,74	1,38	Sì	0,97	1,39
4	-X	1° modo	0,0	3,05	9,20	3,58	No	1,15	1,44	Sì	0,85	1,44	Sì	0,84	1,26
5	+Y	Mass e	0,0	1,86	2,77	1,34	Sì	0,70	2,77	Sì	0,58	2,77	Sì	1,36	3,37
6	+Y	1° modo	0,0	2,43	2,53	1,65	Sì	0,91	2,53	Sì	0,76	2,53	Sì	1,03	2,55
7	-Y	Mass e	0,0	1,90	2,57	1,41	Sì	0,70	2,57	Sì	0,59	2,57	Sì	1,26	3,12
8	-Y	1° modo	0,0	2,45	2,39	1,83	No	0,90	2,39	Sì	0,75	2,39	Sì	0,98	2,43
9	+X	Mass e	93,1	2,90	7,24	2,80	Sì	1,11	1,56	Sì	0,82	1,56	Sì	1,07	1,41

10	+X	Mass e	-93,1	3,10	7,96	2,69	Sì	1,16	2,27	Sì	0,86	2,27	Sì	1,11	1,95
11	+X	1° modo	93,1	3,39	3,35	2,65	No	1,26	2,51	Sì	0,94	2,51	Sì	0,99	1,99
12	+X	1° modo	-93,1	3,64	3,71	2,42	Sì	1,36	3,11	Sì	1,01	3,11	Sì	1,02	2,29
13	-X	Mass e	93,1	2,57	11,49	3,27	No	0,99	1,99	Sì	0,74	1,99	Sì	0,92	1,99
14	-X	Mass e	-93,1	2,59	6,86	2,93	Sì	1,01	1,56	Sì	0,75	1,56	Sì	1,03	1,55
15	-X	1° modo	93,1	4,48	3,00	2,90	No	1,67	2,88	Sì	1,24	2,88	Sì	0,67	1,72
16	-X	1° modo	-93,1	3,02	2,65	2,81	No	1,14	1,68	Sì	0,84	1,68	Sì	0,88	1,48
17	+Y	Mass e	147,1	1,89	2,05	1,44	Sì	0,69	2,05	Sì	0,58	2,05	Sì	1,06	2,60
18	+Y	Mass e	- 147,1	2,07	10,91	1,86	Sì	0,70	2,77	Sì	0,59	2,77	Sì	1,61	3,23
19	+Y	1° modo	147,1	2,39	3,13	1,66	Sì	0,89	2,65	Sì	0,74	2,65	Sì	1,26	2,71
20	+Y	1° modo	- 147,1	2,45	2,23	1,75	No	0,90	2,23	Sì	0,75	2,23	Sì	0,93	2,28
21	-Y	Mass e	147,1	1,90	2,69	1,45	Sì	0,70	2,69	Sì	0,58	2,69	Sì	1,31	3,26
22	-Y	Mass e	- 147,1	1,93	2,33	1,45	Sì	0,71	2,33	Sì	0,59	2,33	Sì	1,15	2,85
23	-Y	1° modo	147,1	2,44	2,81	1,82	Sì	0,89	2,81	Sì	0,74	2,81	Sì	1,13	2,83
24	-Y	1° modo	- 147,1	2,48	2,15	1,93	No	0,90	2,15	Sì	0,75	2,15	Sì	0,89	2,19

Tabella 97. Verifiche analisi statiche non lineari _ Stato di fatto prima degli interventi degli anni Sessanta _ Classe d'uso III

L' α_U minimo, considerando la struttura in classe d'uso II, per le analisi in direzione X è pari a 0,67, mentre in direzione Y è pari a 0,89.

La parete che presenta il maggior grado di danneggiamento è, in questo caso, la n. 16 e viene di seguito riportata, all'ultimo passo dell'analisi.

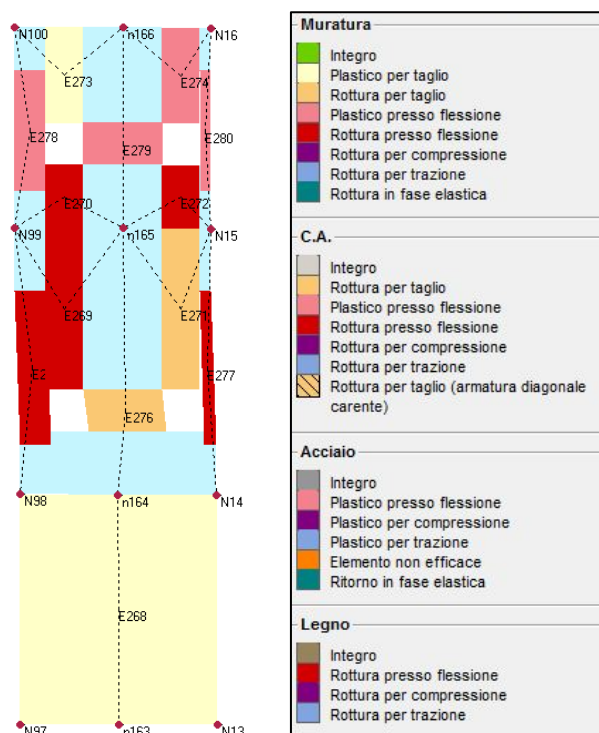


Figura 112. Analisi pushover _ Parete 5

Le verifiche globali dell'edificio, allo stato di fatto, hanno dimostrato come la condizione più gravosa risulti essere data dall'analisi in direzione X. L'aver considerato le due classi d'uso sopra descritte ha comportato, per l'edificio modellato come isolato, un indice di rischio inferiore del 10%, per la classe d'uso III. L' α_u minimo è uguale a 0,58. Il modello globale, che ha considerato i vincoli sopra descritti, nelle parti poste in adiacenza fra il Palazzo del Capitano e la Torre dell'Orologio, è caratterizzato dalla verifica di tutte le 24 analisi previste dalla normativa. La condizione più gravosa risulta essere in questo caso, l'analisi in direzione Y, avendo posto i vincoli esclusivamente in direzione X, l' α_u minimo è uguale a 1,07, con una differenza tra le due classi d'uso pari al 16%.

ANALISI GLOBALE				
	CLASSE D'USO II		CLASSE D'USO III	
	DIR. X	DIR. Y	DIR. X	DIR. Y
MODELLO SENZA VINCOLI	0,68	1,09	0,58	0,93
MODELLO VINCOLATO	1,36	1,23	1,17	1,07

Tabella 98. Riassunto analisi globali _ Stato di fatto

L'analisi globale che ha considerato l'edificio prima degli interventi degli anni Sessanta, ha previsto la realizzazione di due modelli differenti.

Nel primo modello si è considerata la presenza del preesistente ingresso nella parte nord – ovest dell'edificio; dato che la condizione più gravosa si manifestava in corrispondenza della parete posta proprio in questa parte aggettante non più esistente, si è ipotizzato un modello più simile dal punto di vista geometrico alla situazione attuale. In questo caso l'elemento più danneggiato è comunque una parete in muratura.

ANALISI GLOBALE				
	CLASSE D'USO II		CLASSE D'USO III	
	DIR. X	DIR. Y	DIR. X	DIR. Y
MODELLO PRIMA DEGLI INTERVENTI	0,76	1,06	0,66	0,91
MODELLO PRIMA DEGLI INTERVENTI SENZA INGRESSO	0,78	1,03	0,67	0,89

Tabella 99. Riassunto analisi globali _ Prima degli interventi degli anni Sessanta

Le verifiche globali di questi due modelli mostrano un α_u minimo pari a 0,66, dell'8% maggiore all' α_u minimo dei modelli che considerano lo stato di fatto, in assenza di vincoli. Gli interventi degli anni Sessanta hanno modificato il comportamento globale dell'edificio; i punti deboli della struttura si collocano proprio nelle travi inserite nel telaio centrale e nella grande apertura introdotta al piano terra.

5 Interventi per la riduzione della vulnerabilità sismica

5.1 Criteri generali di intervento

Gli interventi sulle strutture, volti a ridurre la vulnerabilità sismica, sono da valutarsi nel quadro generale della conservazione della costruzione. La scelta della strategia e della tecnica d'intervento, nonché l'urgenza di attuarlo, dipendono dai risultati della precedente fase di valutazione.

L'obiettivo principale resta sempre la conservazione non solo della materia, ma anche del funzionamento strutturale accertato, qualora questo non presenti carenze tali da poter comportare la perdita del bene. In questo senso dovranno essere valutati anche gli aspetti legati agli interventi per l'esecuzione di opere impiantistiche, per ciò che attiene l'impostazione progettuale, privilegiando l'adozione di soluzioni che limitino o escludano l'inserimento di impianti negli elementi strutturali.

Gli interventi devono essere in genere rivolti a singole parti del manufatto, contenendone il più possibile l'estensione ed il numero e, comunque, evitando di alterare in modo significativo l'originale distribuzione delle rigidezze negli elementi. L'esecuzione di interventi su porzioni limitate dell'edificio va comunque valutata e giustificata nel quadro di un'indispensabile visione d'insieme, considerando gli effetti della variazione di rigidezza e resistenza degli elementi.

Il progetto degli interventi dovrà garantire la conservazione dell'architettura in tutte le sue declinazioni, in particolare, valutando l'eventuale interferenza con gli apparati decorativi. L'intervento deve essere realizzato solo dopo aver accertato i benefici che possono conseguirsi, nonché l'impatto sulla costruzione storica. Nello specifico devono, in via generale, essere evitate tutte le opere di demolizione - sostituzione e di demolizione - ricostruzione, operando con interventi che si integrino con la struttura esistente senza trasformarla radicalmente.

La valutazione della sicurezza e una chiara comprensione della struttura devono essere alla base delle decisioni e delle scelte degli interventi da attuare.

In particolare, i lavori dovranno essere proporzionati agli obiettivi di sicurezza e durabilità, contenendo gli interventi, in modo tale da produrre il minimo impatto sul manufatto storico. È opportuno ricordare che, anche nei riguardi della prevenzione dai danni sismici, la semplice manutenzione può spesso evitare interventi fortemente trasformativi.

La scelta delle tecniche d'intervento sarà valutata caso per caso, dando la preferenza a quelle meno invasive e maggiormente compatibili con i criteri di conservazione. Dovranno essere privilegiati gli interventi in grado di trasformare in modo non permanente l'edificio e i nuovi materiali, risultanti dall'innovazione tecnologica, dovranno essere valutati alla luce dei criteri di compatibilità e durabilità nel tempo, in relazione alla materia storica.

Gli interventi dovranno, per quanto possibile, rispettare la concezione e le tecniche originarie della struttura, nonché le trasformazioni significative avvenute nel corso della storia del manufatto. Da questo punto di vista gli elementi strutturali danneggiati, quando possibile, devono essere riparati piuttosto che sostituiti e le deformazioni ed alterazioni, costituendo una testimonianza del passato, dovrebbero essere mantenute, eventualmente adottando misure atte a limitarne gli effetti negativi sulle condizioni di sicurezza.

Particolare attenzione deve essere posta anche alla fase esecutiva dei lavori per assicurare la reale efficacia degli stessi ed evitare dissesti che comportino il peggioramento delle caratteristiche della muratura o del funzionamento degli elementi costruttivi. Per quanto possibile, è opportuno che gli interventi proposti siano controllabili in corso d'opera.

Il progetto di ogni intervento deve comprendere un'accurata descrizione delle fasi esecutive; nel corso dei lavori dovrà essere prodotta una documentazione delle opere effettivamente eseguite, che diventerà parte integrante della relazione finale. Tutte le attività di controllo e monitoraggio dovranno essere documentate e conservate come parte della storia della costruzione.

La strategia di intervento può appartenere a una delle seguenti categorie generali o a particolari combinazioni di esse:

- rinforzo di parte o di tutti gli elementi resistenti, al fine di aumentarne selettivamente la resistenza, la rigidità, la duttilità o una combinazione di esse (ponendo sempre estrema attenzione alle modifiche indotte allo schema strutturale);
- inserimento di nuovi elementi, compatibili con quelli esistenti, al fine di eliminare la vulnerabilità locale di alcune parti della costruzione e migliorare il funzionamento complessivo in termini di resistenza o duttilità;
- introduzione di una protezione passiva mediante strutture di controvento dissipative e/o isolamento alla base (considerando accuratamente tutte le possibili ricadute sulla conservazione ed in particolare la presenza di substrati archeologici);

- riduzione delle masse (con le dovute precauzioni);
- limitazione o cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio (in questo caso sarà obbligatoria una verifica di compatibilità alle trasformazioni urbanistiche previste nei piani attuativi e nei cambi di destinazione d'uso degli edifici).

In generale gli interventi differiscono per:

- ❖ **Estensione:** interventi limitati ad alcuni elementi o estesi a tutta la struttura;
- ❖ **Comportamento statico (e dinamico) accertato e conseguito:** interventi che non modificano l'attuale comportamento statico o che pur modificandolo, sono coerenti con il funzionamento della tipologia strutturale o interventi che modificano l'originale comportamento statico;
- ❖ **Invasività e reversibilità:** invasivo è l'intervento teso alla modifica permanente degli elementi resistenti, che si contrappone all'intervento reversibile, il quale integra gli elementi resistenti e/o condiziona le sollecitazioni senza trasformare in modo permanente la struttura originale;
- ❖ **Stato di coazione fornito:** interventi passivi che non forniscono uno stato di coazione agli elementi originali o attivi che introducono stati di sollecitazione attraverso azioni autoequilibrate;
- ❖ **Integrità architettonica:** intervento in grado di conservare non solo la qualità materico costruttiva del manufatto, ma anche la tipologia ed il suo aspetto;
- ❖ **Durabilità e compatibilità materiale:** intervento durabile nel tempo, anche in rapporto alle caratteristiche chimico - fisiche della materia storica. Questo dovrà essere valutato anche in ragione del suo costo, rapportandolo all'entità del beneficio da esso prodotto ed all'effettiva necessità.

5.2 Interventi di miglioramento sismico

Per i beni culturali tutelati è in ogni caso necessario attenersi ad interventi di miglioramento, ovvero l'esecuzione di opere in grado di far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza rispetto alle azioni sismiche con un livello di protezione sismica non necessariamente uguale a quello previsto per le nuove costruzioni.

Spesso è opportuno accettare un livello di rischio sismico più elevato rispetto a quello delle strutture ordinarie, piuttosto che intervenire in modo contrario ai criteri di conservazione del patrimonio culturale.

IL MIGLIORAMENTO SISMICO:

E' possibile eseguire interventi di miglioramento sismico nei casi in cui non ricorrano le condizioni specificate al punto 8.4.1. delle NTC 2008; tuttavia gli interventi di miglioramento sismico devono consentire il raggiungimento dell'indicatore di rischio superiore a 0,65.

Nel caso della progettazione di un intervento di miglioramento sismico, il valore dell'indice di sicurezza sismica non deve essere inteso come parametro per una verifica cogente ($IS \geq 1$), ma come un importante elemento quantitativo da portare in conto in un giudizio qualitativo complessivo, che consideri le esigenze di conservazione, la volontà di preservare il manufatto dai danni sismici ed i requisiti di sicurezza, in relazione alla fruizione ed alla funzione svolta. In particolare, nel caso in cui $IS < 1$, è necessario valutare la vita nominale V_N cui corrisponde un indice di sicurezza unitario, in modo tale che il committente sia consapevole delle implicazioni in termini di future verifiche ed eventuali ulteriori interventi, che si potrebbero rendere necessari allo scadere della vita nominale.

5.3 Proposta preliminare di eventuali interventi

La programmazione di eventuali interventi dipende dalla campagna di prove.

INTERVENTI VOLTI A RIDURRE LE CARENZE DEI COLLEGAMENTI

Nel caso le prove di verifica dei cordoli mettano in evidenza collegamenti inadeguati tra solai e pareti, è necessario programmare interventi per renderli efficaci quali connessioni puntuali tra solai e murature. In particolare, come suggerito dalle Linee Guida, si dovrà prevedere l'inserimento di tiranti nelle due direzioni principali al livello dei solai ed in corrispondenza delle pareti portanti.

Anche per quanto riguarda la riduzione delle carenze dei collegamenti tra le pareti ortogonali sono auspicabili interventi quali tiranti o ammorsatura con scuci - cucì.

INTERVENTI IN COPERTURA

Nel caso delle capriate si dovrà prevedere, se mancante, un buon collegamento nei nodi, necessario ad evitare scorrimenti e distacchi in presenza di azioni orizzontali; questo può essere migliorato con piastre e barre metalliche. Possono inoltre essere introdotte forme di parziale irrigidimento delle falde tramite controventi posti all'intradosso o all'estradosso. Necessita valutare, inoltre, l'eventuale ammaloramento subito dalle travi esistenti e, nel caso, prevedere la sostituzione delle parti degradate.

INTERVENTI VOLTI AD INCREMENTARE LA RESISTENZA DEGLI ELEMENTI MURARI

Questi interventi sono mirati, sia al risanamento ed alla riparazione di murature deteriorate e danneggiate, sia al miglioramento delle proprietà meccaniche della muratura.

Gli interventi dovranno utilizzare materiali con caratteristiche fisico-chimiche e meccaniche analoghe e, comunque, il più possibile compatibili con quelle dei materiali in opera.

Nel caso le prove che determinano le caratteristiche meccaniche della muratura risultino scadenti, sono opportuni interventi per incrementare la resistenza, quali scuci - cucii, iniezioni di miscele di calce naturale e ristilatura dei giunti.

INTERVENTI CON COMPOSITI FIBRORINFORZATI

Le indicazioni di riferimento per la progettazione degli interventi attraverso l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati sono introdotte dalle:

Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati

Il documento è stato emanato dal Consiglio Nazionale delle Ricerche, dalla Commissione di studio per la predisposizione e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni, il 13 luglio 2004 e in seguito aggiornato il 10 ottobre 2013.

Linee Guida per Riparazione e Rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni

Le Linee Guida sono state redatte nel 2011 con lo scopo di fornire un supporto alla progettazione degli interventi sulle strutture colpite dal sisma dell'Abruzzo del 6 aprile 2009.

I materiali fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP) a fibre continue sono materiali compositi, eterogenei ed anisotropi, che mostrano un comportamento prevalentemente elastico lineare fino al collasso. I vantaggi degli FRP sono molteplici: leggerezza, elevate proprietà meccaniche, caratteristiche anticorrosive. I compositi per il rinforzo strutturale sono disponibili in diverse geometrie: esse vanno dalle lamine pultruse, utilizzate per il rinforzo di elementi dotati di superfici regolari, ai tessuti bidirezionali che possono essere invece facilmente adattati alla forma dell'elemento da rinforzare, prima della fase di impregnazione. I compositi si adattano bene anche ad applicazioni in cui è necessario preservare le **caratteristiche estetiche della struttura originaria (edifici di interesse storico o artistico)** o in casi in cui i rinforzi tradizionali sarebbero di difficile applicazione per la limitatezza dello spazio a disposizione.

La scelta del tipo e dell'estensione dell'intervento con FRP deriva da un'attenta valutazione della sicurezza sismica della costruzione, tenendo conto degli aspetti sottoelencati:

- le murature di qualità insufficiente a sopportare le azioni verticali ed orizzontali cui sono sottoposte, devono essere adeguatamente consolidate o sostituite;
- le pareti confluenti in martelli murari o in spigoli devono essere collegate;
- i collegamenti inadeguati tra solai e pareti o tra copertura e pareti devono essere resi efficaci;
- le spinte di coperture, archi e volte devono essere assorbite da idonei elementi strutturali;
- i solai devono assicurare, mediante collegamento alle pareti verticali ed irrigidimento, anche limitato, nel proprio piano, il trasferimento delle competenti azioni orizzontali alle pareti disposte nella direzione del sisma e costituire un vincolo per le pareti sollecitate da azioni ortogonali al proprio piano;
- gli elementi a forte vulnerabilità, sui quali non sia possibile intervenire, vanno di regola eliminati;
- **gli interventi con FRP non possono di regola correggere, in un edificio, situazioni sfavorevoli derivanti da forti irregolarità (in termini di resistenza e/o rigidità), anche se possono, applicati solamente su un ridotto numero di elementi, conferire ad esso una maggiore regolarità in resistenza;**
- **l'introduzione di rinforzi locali con FRP non deve ridurre la duttilità globale della struttura.**

Gli interventi con FRP hanno generalmente lo scopo di:

- **rinforzare, sostituire o ricostruire in tutto o in parte alcuni elementi (interventi selettivi);**
- collegare fra loro i vari elementi strutturali, migliorando il comportamento complessivo dell'organismo strutturale.

Interventi di rafforzamento locale di travi e solai in c.a.

Rinforzo a flessione di travi in c.a.

Tale rinforzo può essere realizzato, mediante materiali compositi (CFRP), disponendo tessuti unidirezionali o lamine pultruse in fibra di carbonio adesi all'intradosso dell'elemento strutturale (Figura 113); se sulla stessa trave è previsto anche un rinforzo a taglio, esso potrà essere utilizzato anche come ancoraggio d'estremità del rinforzo a flessione (Figura 114).

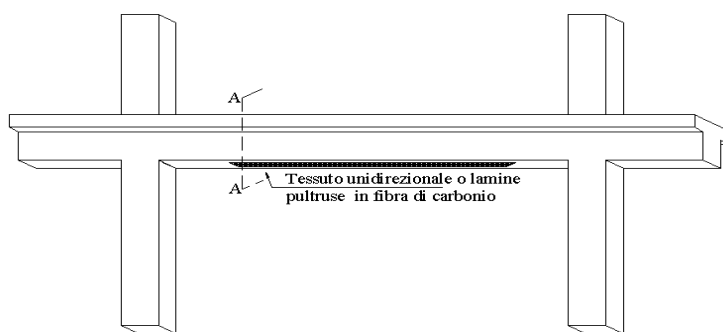


Figura 113. Rinforzo a flessione con compositi di una trave in c.a.

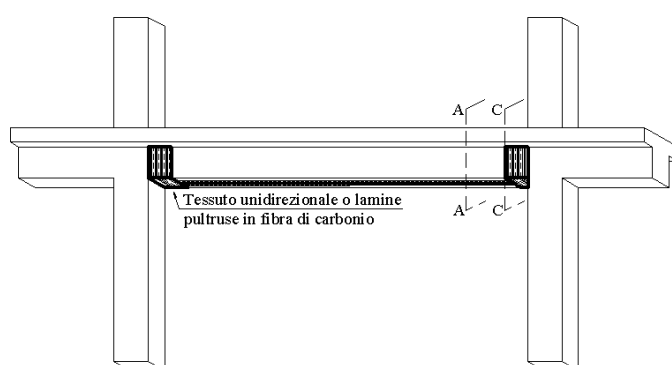


Figura 114. Rinforzo a flessione con compositi di una trave in c.a. con ancoraggi in estremità

Rinforzo a taglio di travi in c.a.

Questo tipo di rinforzo può essere realizzato, mediante materiali compositi, disponendo tessuti unidirezionali in fibra di carbonio secondo la direzione parallela alle staffe metalliche interne, estesi per la maggiore lunghezza possibile sulla superficie laterale della trave. È raccomandabile disporre fioccatore di rinforzo a taglio si rende necessario. Questo intervento è necessario nel caso di elementi strutturali per i quali il taglio di calcolo, eventualmente valutato con i criteri della gerarchia delle resistenze, sia superiore alla corrispondente resistenza di calcolo. Quest'ultima deve essere determinata considerando i contributi del calcestruzzo e dell'eventuale armatura trasversale presente. Il rinforzo a taglio va verificato per il solo SLU.

Il rinforzo a taglio con materiali compositi si realizza applicando strisce di tessuto, su uno o più strati, in aderenza alla superficie esterna dell'elemento da rinforzare. Le strisce possono essere applicate in maniera discontinua, con spazi vuoti fra strisce consecutive, oppure in maniera continua, con strisce adiacenti l'una all'altra. In quest'ultimo caso il rinforzo assume l'aspetto di un foglio.

Elementi distintivi del rinforzo sono:

- la geometria (spessore, larghezza, passo) delle strisce di tessuto adese alla membratura rinforzata e l'angolo di inclinazione delle fibre rispetto all'asse longitudinale di quest'ultima;
- la disposizione del rinforzo attorno alla sezione può avvenire nelle seguenti modalità: rinforzo laterale, rinforzo ad U e rinforzo in avvolgimento.

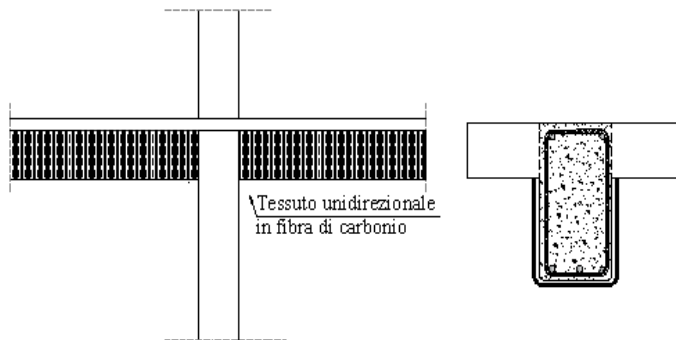


Figura 115. Rinforzo a taglio continuo con compositi di una trave in c.a.

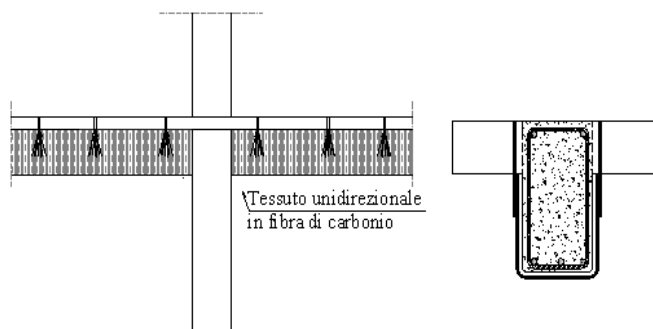


Figura 116. Rinforzo a taglio continuo con compositi di una trave in c.a. con fioccatore di ancoraggio

Nel caso di rinforzi ad U su sezioni rettangolari o a T, è possibile migliorare le condizioni di vincolo delle estremità libere (non avvolte completamente attorno agli angoli delle sezioni) dei tessuti, mediante l'applicazione, in tali zone, di barre, lamine o strisce di materiale composito. In tale eventualità, se è dimostrata l'efficacia del vincolo offerto dai suddetti dispositivi, il comportamento del rinforzo ad U può considerarsi equivalente a quello del rinforzo in avvolgimento.

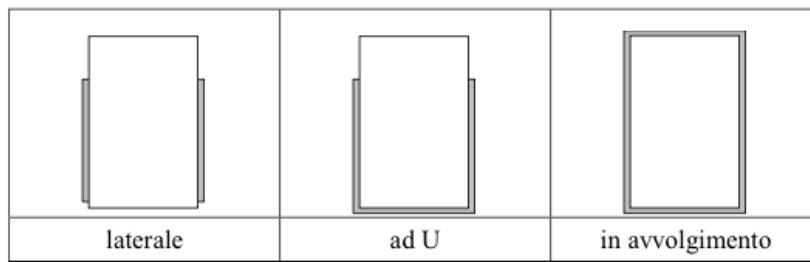


Figura 117. Disposizione del rinforzo a taglio attorno alla sezione

6 Conclusioni

Gli edifici esaminati sono caratterizzati da peculiarità che sono state opportunamente considerate nell'ambito delle verifiche strutturali poste in essere.

La normativa vigente indica che l'analisi di una unità strutturale secondo i metodi utilizzati normalmente per edifici isolati, senza adeguata modellazione dell'interazione con i corpi di fabbrica contigui, assume un significato convenzionale: di conseguenza, si ammette che l'analisi della capacità sismica globale delle unità strutturali possa essere verificata attraverso metodologie semplificate. Sono inoltre obbligatorie le verifiche dei meccanismi locali significativi.

I modelli semplificati di verifica dei setti murari, per gli edifici in aggregato, prevedono qualora gli orizzontamenti siano flessibili, la possibilità di effettuare una modellazione piana e di procedere all'analisi delle singole pareti, ciascuna analizzata come struttura indipendente, soggetta ai carichi verticali di competenza ed all'azione del sisma nella direzione parallela alla parete; nel caso gli orizzontamenti siano sufficientemente rigidi, la verifica può essere svolta, anche per edifici con più di due piani, mediante l'analisi statica non lineare, analizzando separatamente ciascun singolo interpiano.

La verifica dei meccanismi locali, considerando i meccanismi ritenuti significativi per la costruzione, ha individuato il comportamento sismico delle unità dell'aggregato e delle analisi complessive di vulnerabilità sismica. Le verifiche locali hanno evidenziato come i meccanismi più gravosi per la struttura siano i meccanismi di ribaltamento fuori dal piano ed hanno previsto l'inserimento di tiranti posti in corrispondenza delle pareti portanti principali, al livello del sottotetto e in direzione est – ovest.

Le verifiche hanno messo in luce come non sia necessario prevedere interventi molto più invasivi per l'edificio tutelato, considerando la classe d'uso III rispetto alla classe d'uso II.

Le analisi globali non hanno considerato i metodi semplificati proposti dalle Istruzioni della Circolare, data la compresenza di orizzontamenti sia rigidi, sia flessibili e quindi si è scelto di condurre una verifica globale dell'edificio, adottando altresì un'adeguata modellazione dell'interazione con i corpi di fabbrica contigui.

Le verifiche globali dell'edificio, allo stato di fatto, hanno dimostrato come la condizione più gravosa risulti essere data dall'analisi in direzione X. L'aver considerato le due classi d'uso sopra descritte ha comportato, per l'edificio modellato come isolato, un indice di rischio inferiore del 10%, per la classe d'uso III.


Il modello globale, che ha considerato i vincoli sopra descritti, nelle parti poste in adiacenza fra il Palazzo del Capitano e la Torre dell'Orologio, è caratterizzato dalla

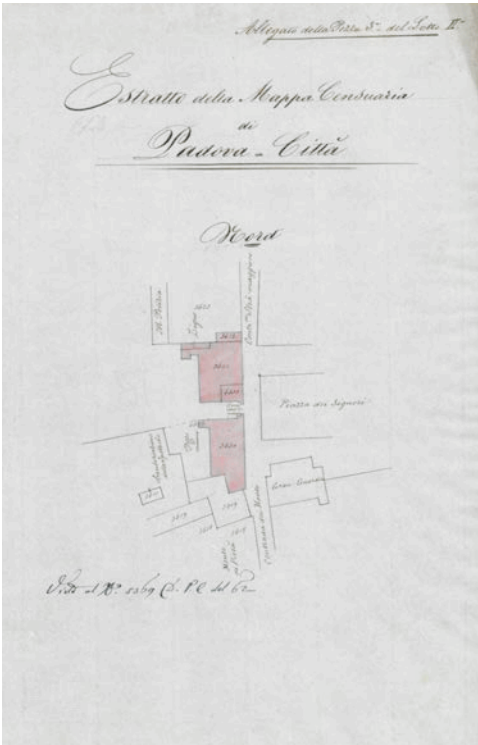
verifica di tutte le 24 analisi previste dalla normativa.

La condizione più gravosa risulta essere in questo caso, l'analisi in direzione Y, avendo posto i vincoli esclusivamente in direzione X, con una differenza tra le due classi d'uso pari al 16%.

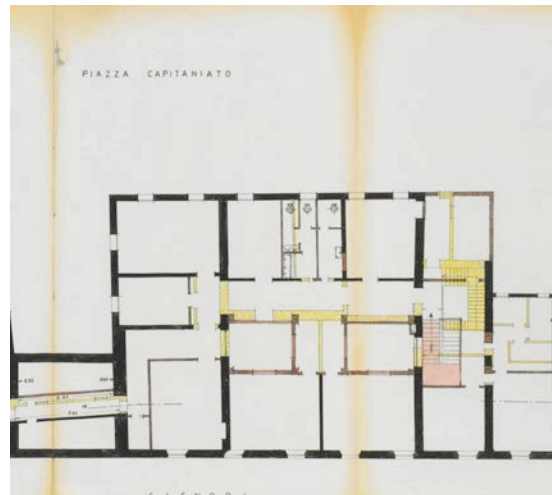
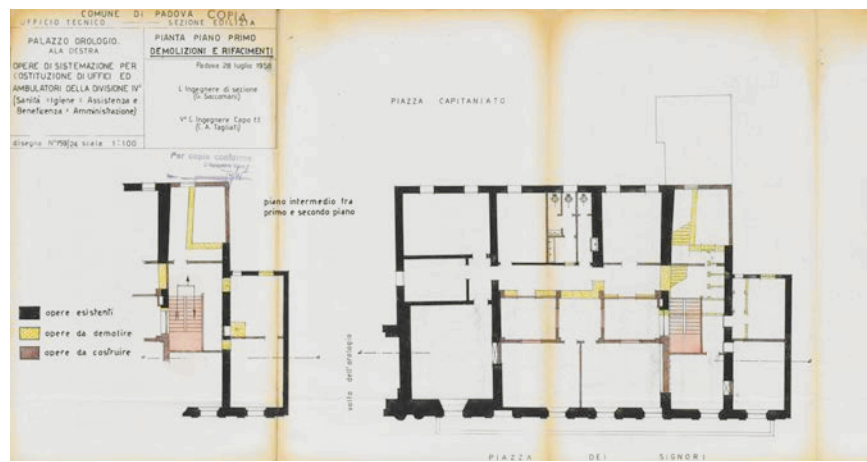
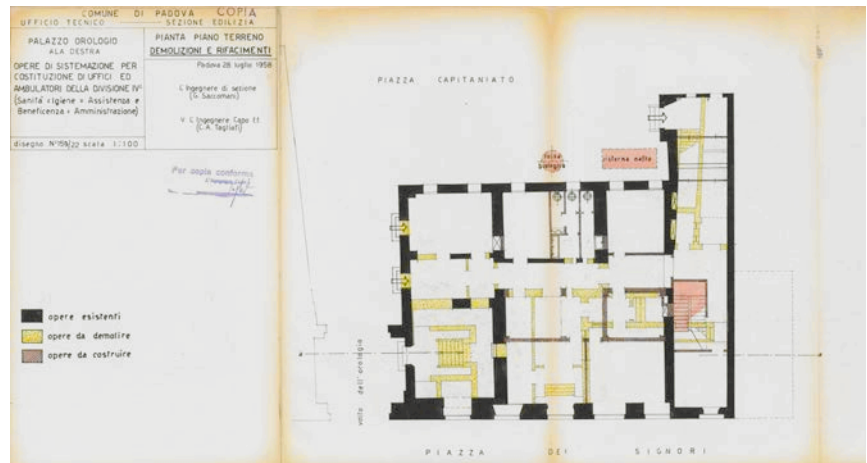
La normativa non dà precise indicazioni per la modellazione dei vincoli per gli edifici posti in aggregato e i risultati delle verifiche sismiche evidenziano come ci sia un range di valori troppo ampio fra modelli isolati e modelli vincolati, per poter capire l'effettivo indice di rischio dell'edificio a seguito dell'evento sismico.


7 Allegati _ Schede archivistiche

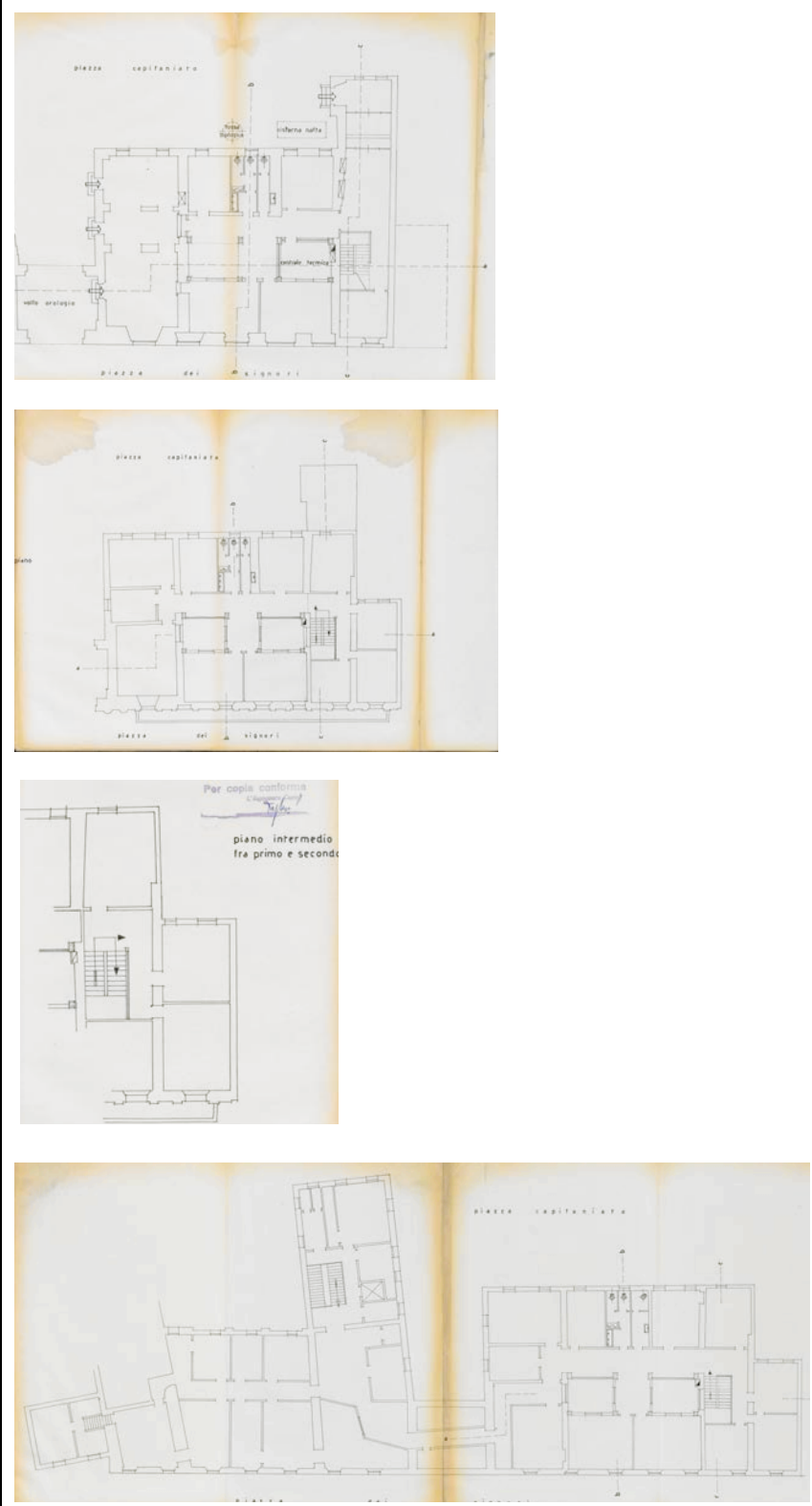
Documento	
Titolo	<i>Prospetto di una porzione di Fabbrica del Capitaniato nella Piazza dei Signori in Padova</i>
Anno	31 maggio 1859
Tecnica	Penna a inchiostro su carta
Archivio	Archivio del Comune di Padova
Soggetto	<p>Il prospetto raffigura il lato est degli edifici prospicienti su Piazza dei Signori. Si nota come il piano terra del Palazzo del Capitaniato e del Palazzo dei Camerlenghi sia caratterizzato da aperture quadrangolari di modeste dimensioni che verranno sostituite uniformandole con le altre presenti al medesimo livello.</p>

Documento	
Titolo	<i>Estratto della Mappa Censuaria di Padova - Città</i>
Anno	1862
Tecnica	Penna a inchiostro su carta
Archivio	Archivio del Comune di Padova
Soggetto	La mappa catastale individua le particelle che costituiscono il Palazzo del Capitano, la Torre dell'Orologio e il Palazzo dei Camerlenghi. Si evidenzia come il Palazzo dei Camerlenghi sia costituito da tre particelle differenti (6333-3621-3622); lo studio delle stesse ha permesso di individuare le unità strutturali omogenee presenti all'interno dell'edificio stesso.


Documento



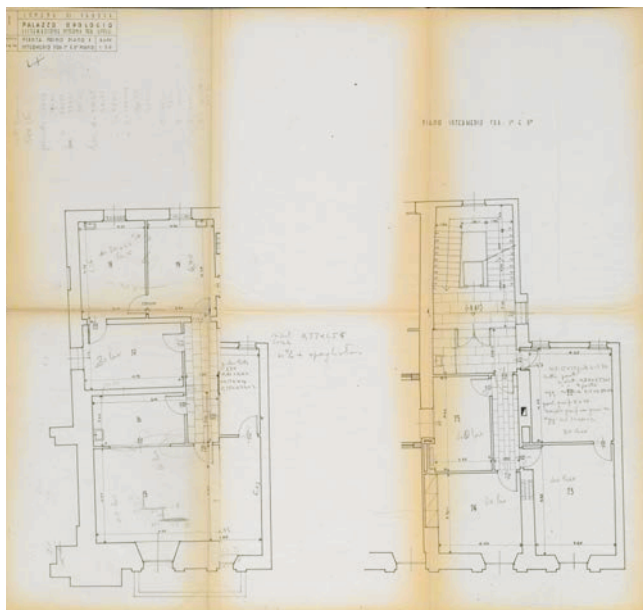
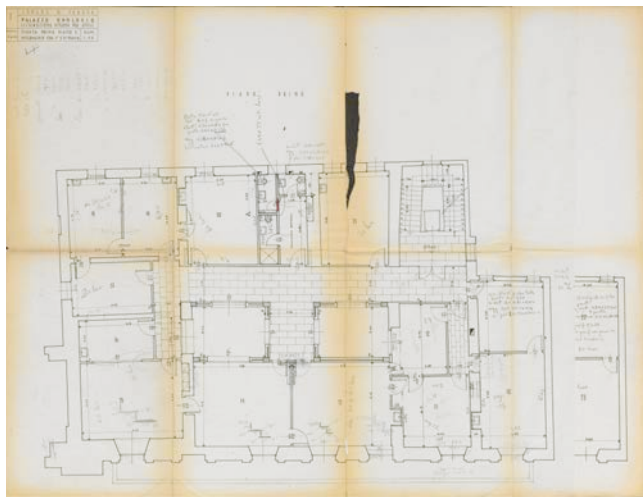
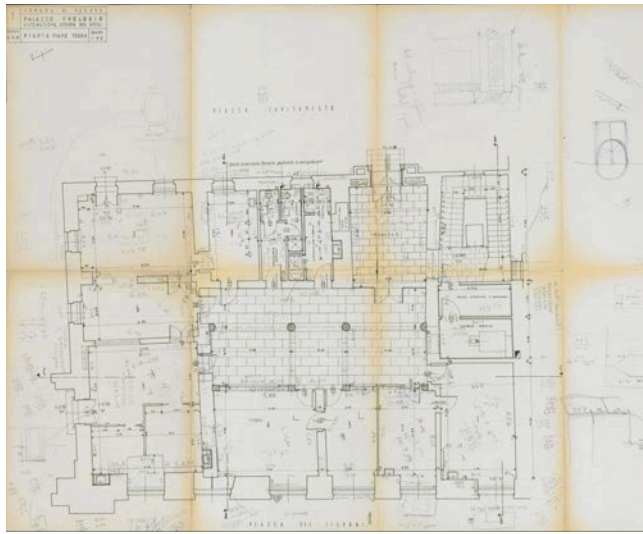
	
Titolo	<i>Opere di sistemazione per costituzione di uffici ed ambulatori della divisione IV – Demolizioni e rifacimenti</i>
Anno	28 luglio 1958
Tecnica	Stampe eliografiche, pastello
Archivio	Archivio del Comune di Padova
Scala	1:100
Soggetto	Le piante indicano i lavori di demolizione e i rifacimenti eseguiti dall'Ing. di Sezione G. Saccomani e dall'Ing. Capo C. A. Tagliati; in particolare si riscontra la presenza della scala a tenaglia sul lato sud del Palazzo dei Camerlenghi e dei muri centrali in direzione nord-sud dell'edificio, in seguito demoliti.

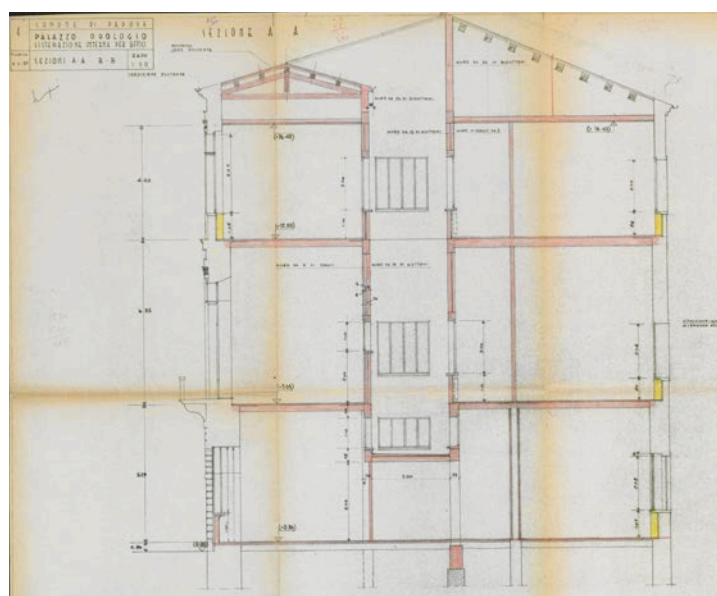
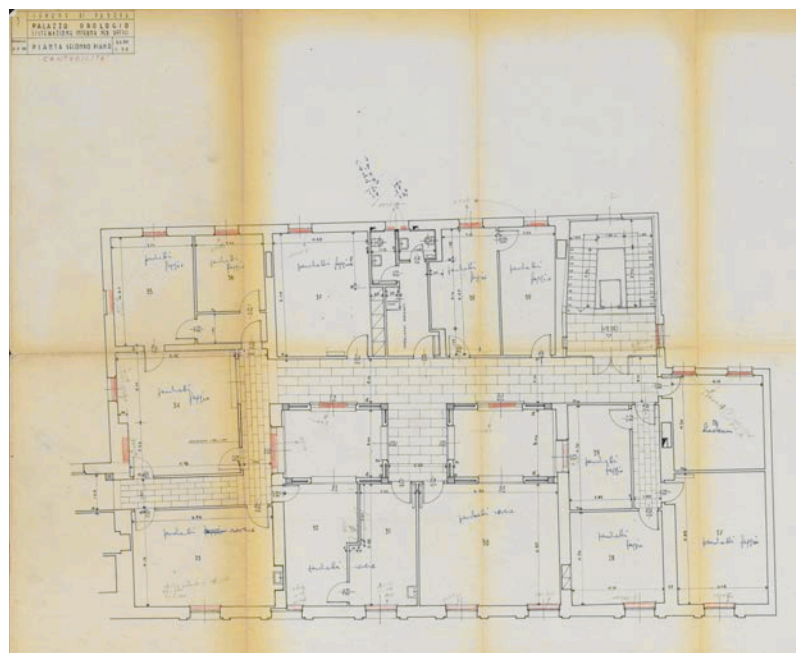
<p>Documento</p>	
<p>Titolo</p>	<p><i>Opere di sistemazione per costituzione di uffici ed ambulatori della divisione IV – Pianta piano terra, primo, intermedio e secondo</i></p>
<p>Anno</p>	<p>4 ottobre 1958</p>

Tecnica	Stampe eliografiche
Archivio	Archivio del Comune di Padova
Scala	1:100
Soggetto	Le piante rappresentano l'ingresso sul lato ovest dell'epoca che verrà in seguito modificato, le scale interne e la centrale termica anch'esse riviste nei successivi interventi.

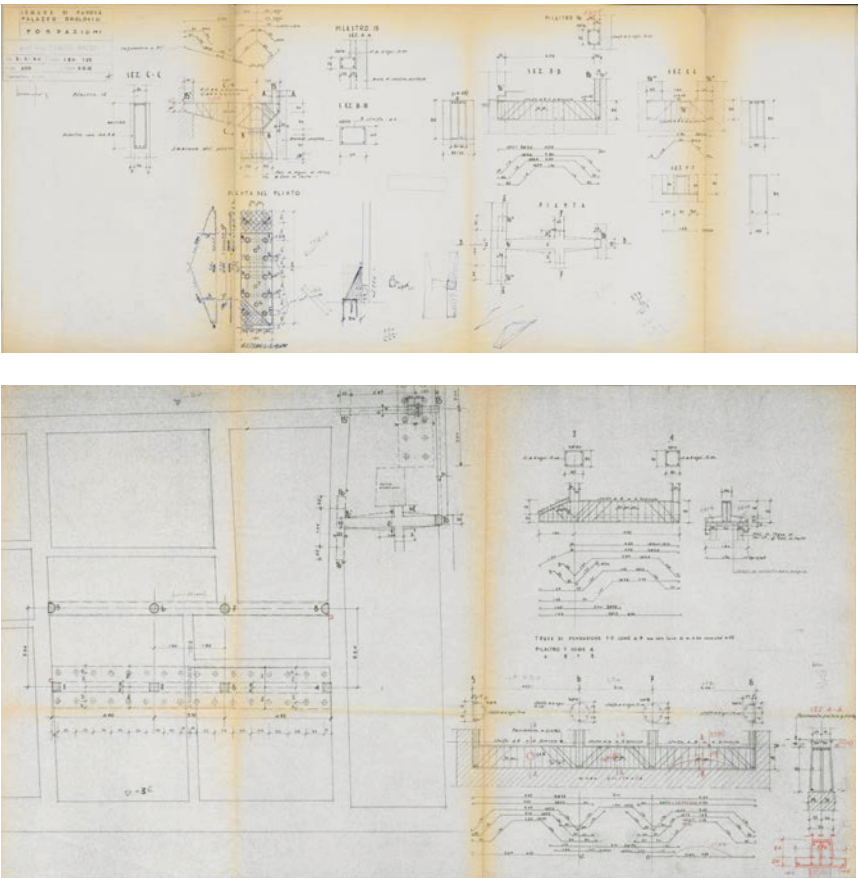
<p>Documento</p>	
<p>Titolo</p>	<p><i>Opere di sistemazione per costituzione di uffici ed ambulatori della divisione IV - Sezioni</i></p>
<p>Anno</p>	<p>4 ottobre 1958</p>
<p>Tecnica</p>	<p>Stampe eliografiche</p>
<p>Archivio</p>	<p>Archivio del Comune di Padova</p>
<p>Scala</p>	<p>1:100</p>
<p>Soggetto</p>	<p>La sezione longitudinale evidenzia il passaggio che collega gli edifici, mentre la sezione trasversale rappresenta le capriate lignee della copertura che si discosta dallo stato di fatto. Sulla base di questo rilievo si è ipotizzata la presenza delle capriate lignee nella parte della parte dell'edificio.</p>

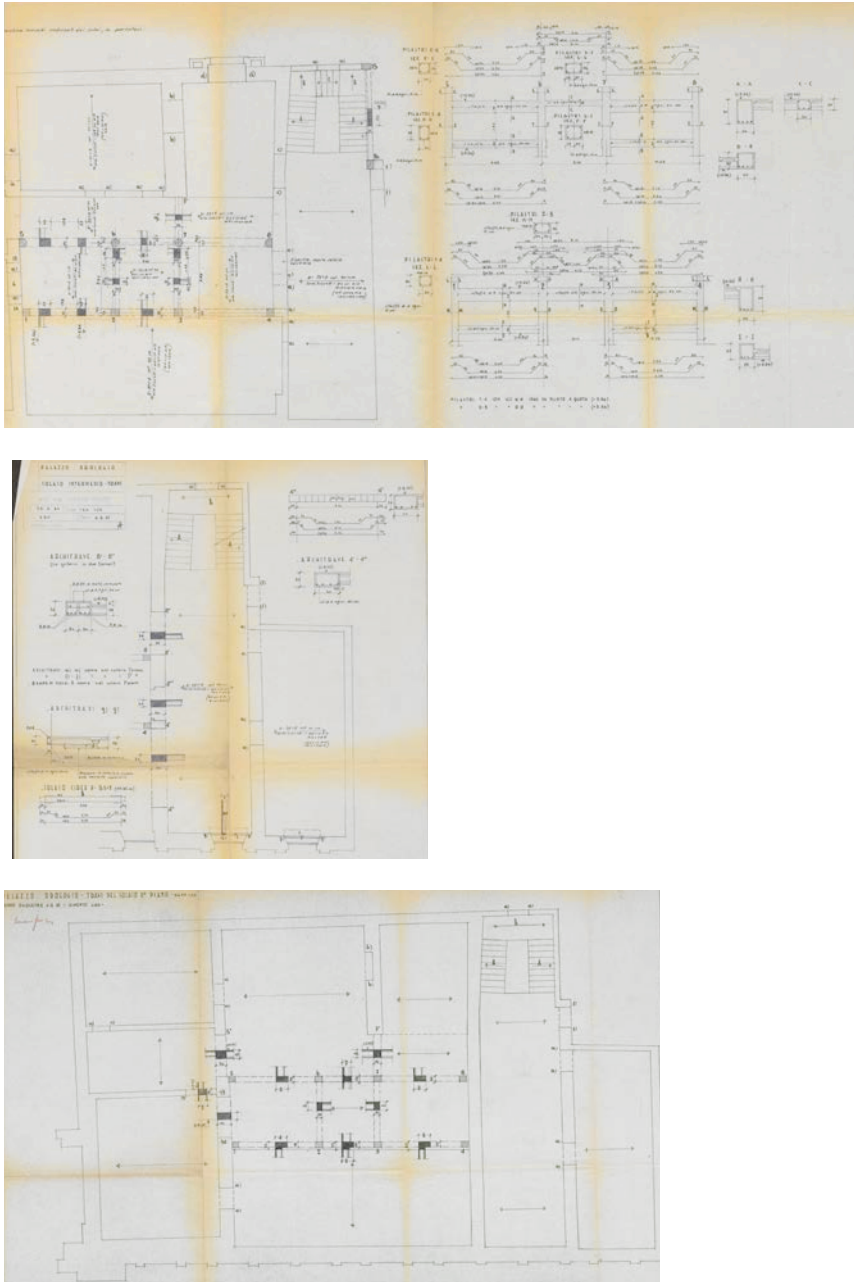
Documento

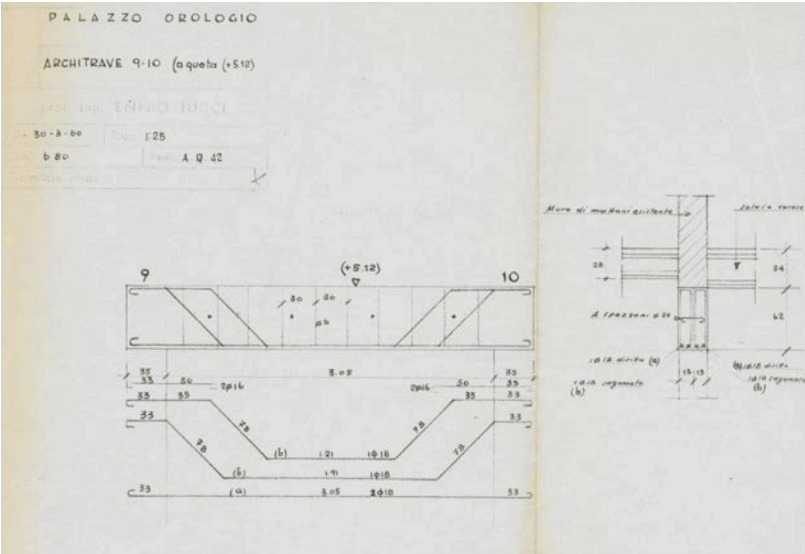


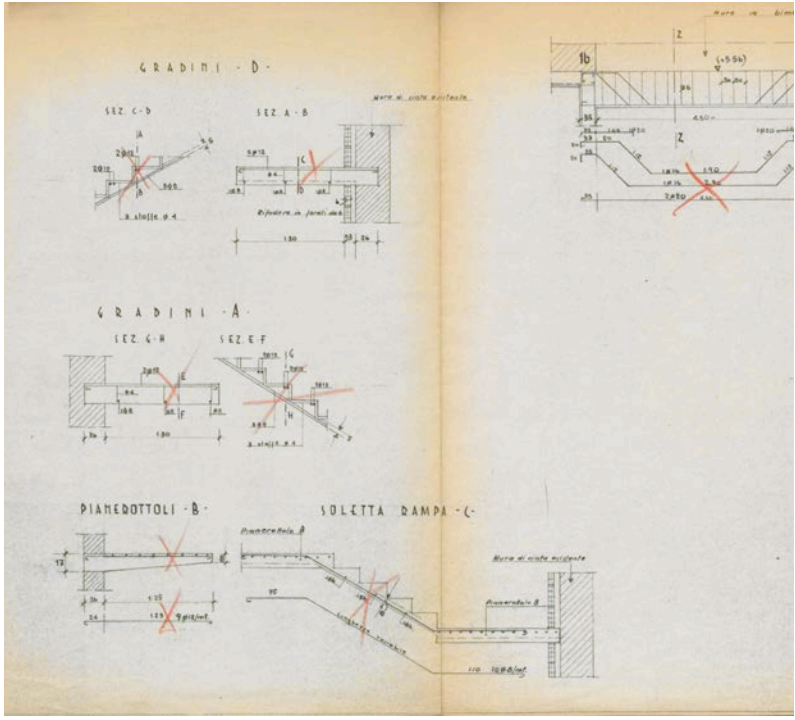


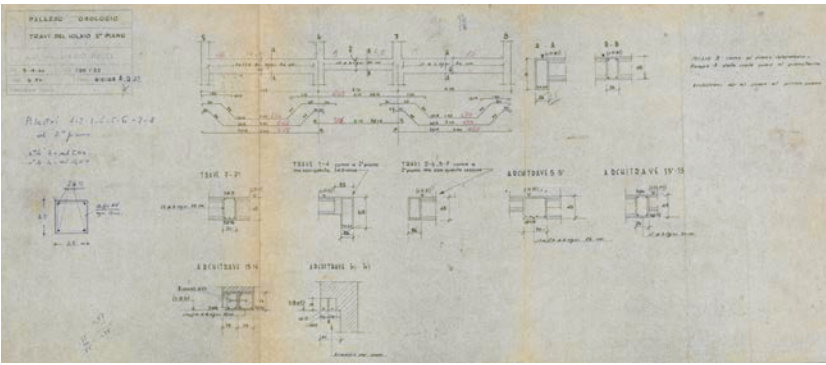
Titolo	<i>Palazzo Orologio – Sistemazione interna per uffici</i>
Anno	3 marzo 1959
Tecnica	Stampe eliografiche, pastello
Archivio	Archivio del Comune di Padova
Scala	1:50
Soggetto	Il progetto riproduce una situazione molto vicina a quella attuale; vengono inseriti due cavedi centrali all'edificio grazie all'introduzione di un telaio in calcestruzzo armato.

<p>Documento</p>	
<p>Titolo</p>	<p><i>Fondazioni</i></p>
<p>Anno</p>	<p>2 febbraio 1960</p>
<p>Tecnica</p>	<p>Stampe eliografiche</p>
<p>Archivio</p>	<p>Archivio del Comune di Padova</p>
<p>Scala</p>	<p>1:50 – 1:25</p>
<p>Soggetto</p>	<p>Il progetto prevede l'inserimento di nuove fondazioni in calcestruzzo armato, in corrispondenza della fossa ascensore. Il progettista è il Prof. Ing. Ennio Jucci. Il cemento utilizzato è di tipo 500 mentre i ferri di armatura sono di tipo Aq 42.</p>

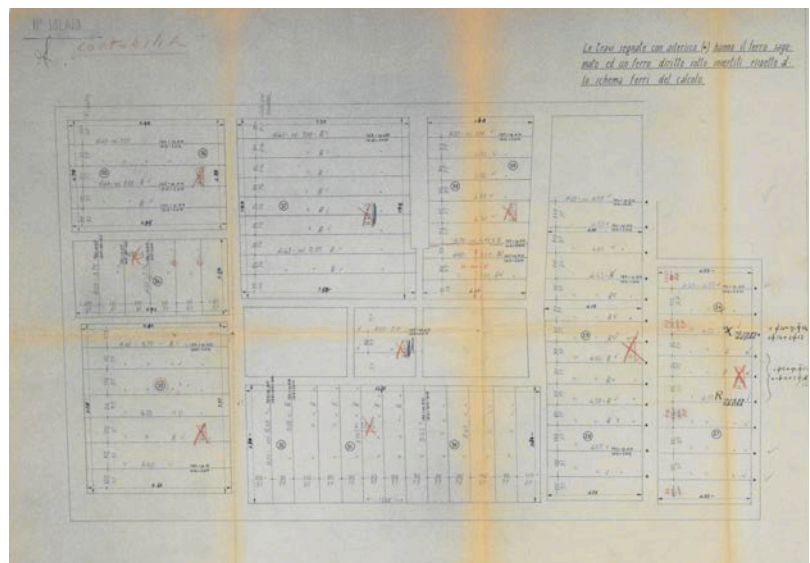
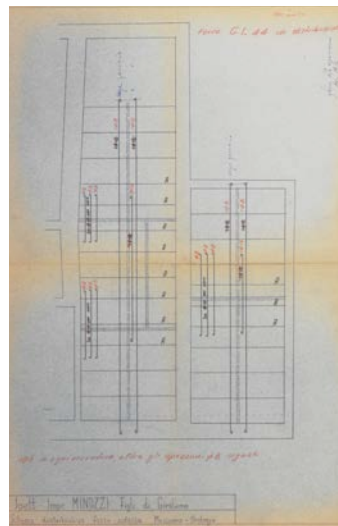
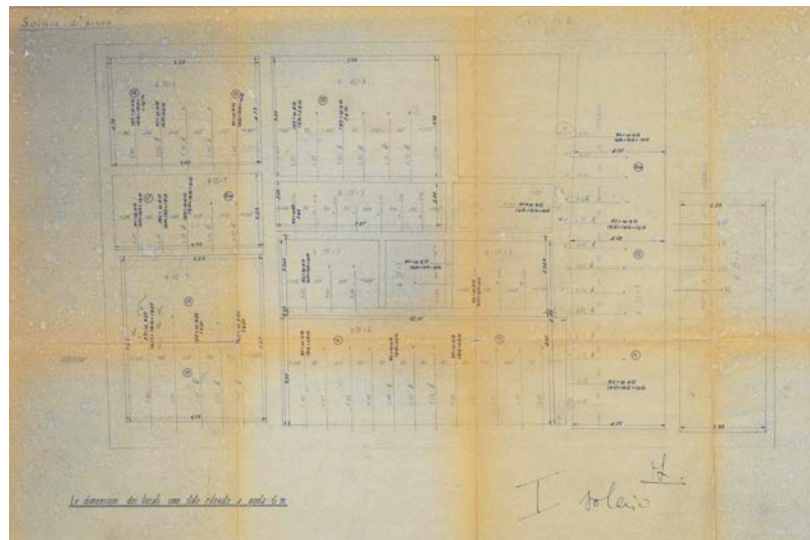
<p>Documento</p>	
<p>Titolo</p>	<p><i>Armature travi e pilastri</i></p>
<p>Anno</p>	<p>24 marzo 1960</p>
<p>Tecnica</p>	<p>Stampe eliografiche</p>
<p>Archivio</p>	<p>Archivio del Comune di Padova</p>
<p>Scala</p>	<p>1:50 – 1:25</p>
<p>Soggetto</p>	<p>Le tavole rappresentano le armature delle travi e dei pilastri del piano terra, in corrispondenza dei due cavedi centrali. Sono inoltre riportate le sezioni ribaltate dei diversi livelli che permettono di capire con maggiore chiarezza le dimensioni delle travi e l'orientamento dei solai.</p>

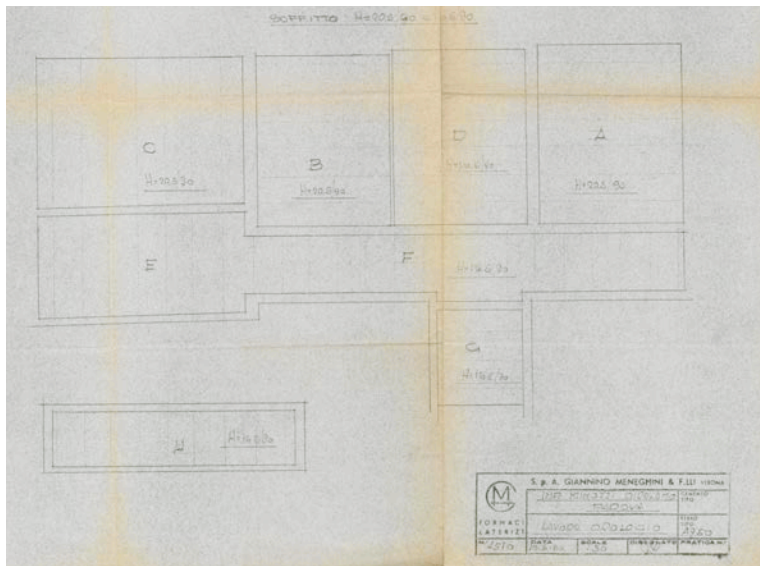
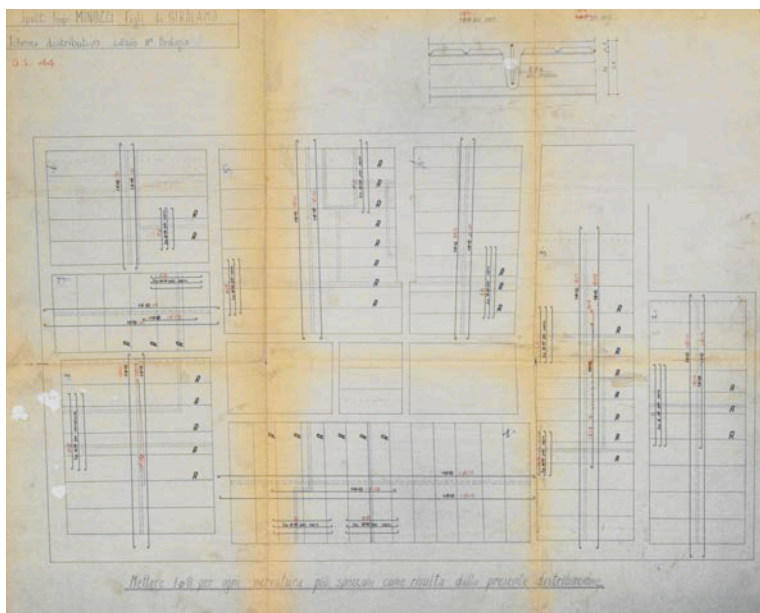
<p>Documento</p>	
<p>Titolo</p>	<p><i>Architrave 9-10</i></p>
<p>Anno</p>	<p>30 marzo 1960</p>
<p>Tecnica</p>	<p>Stampe eliografiche</p>
<p>Archivio</p>	<p>Archivio del Comune di Padova</p>
<p>Scala</p>	<p>1:25</p>
<p>Soggetto</p>	<p>La tavola riporta l'architrave posta al di sopra dell'apertura realizzata internamente, al piano terra nella parte sud; questo elemento è molto importante ai fini della valutazione della sicurezza sismica, come indicato dalle Linee Guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico per il patrimonio culturale.</p>

<p>Documento</p>	
<p>Titolo</p>	<p>Scala</p>
<p>Anno</p>	<p>30 marzo 1960</p>
<p>Tecnica</p>	<p>Stampe eliografiche</p>
<p>Archivio</p>	<p>Archivio del Comune di Padova</p>
<p>Scala</p>	<p>1:25</p>
<p>Soggetto</p>	<p>La tavola rappresenta i dettagli costruttivi relativi alla scala interna posta nella parte nord-occidentale dell'edificio. La scala è costituita da una soletta in calcestruzzo armato ed è caratterizzata da spessori ridotti.</p>

Documento	
Titolo	<i>Travi del solaio II</i>
Anno	3 aprile 1960
Tecnica	Stampe eliografiche
Archivio	Archivio del Comune di Padova
Scala	1:50 - 1:25
Soggetto	La tavola riporta l'armatura delle travi del secondo solaio, su progetto del Prof. Ing Ennio Jucci. Le armature sono realizzare con un acciaio di tipo Aq 42 e un cemento di tipo 680.

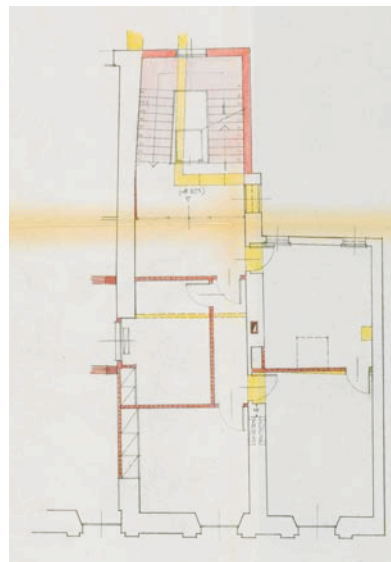
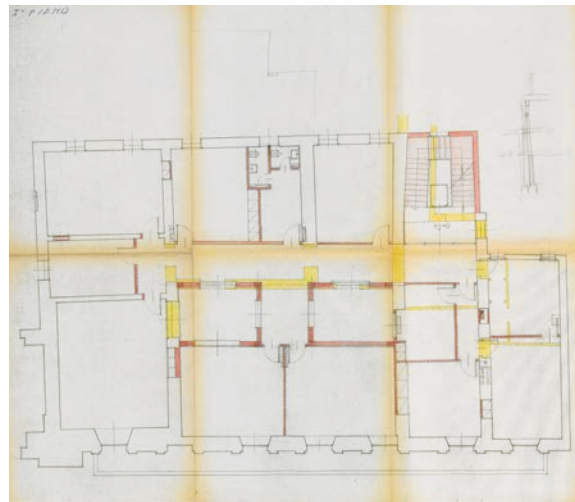
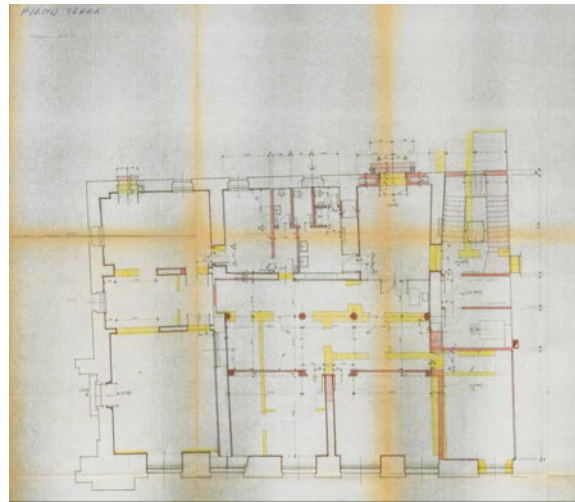
Documento

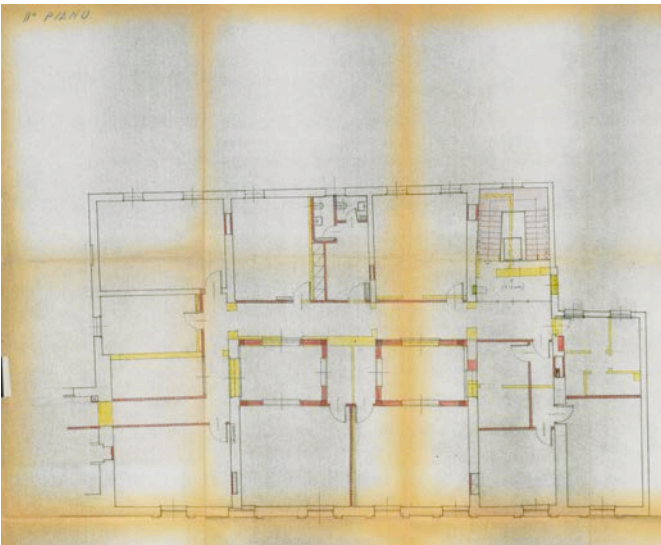




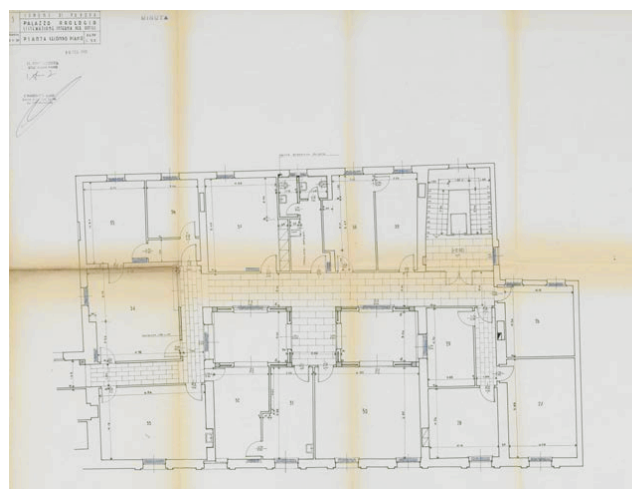
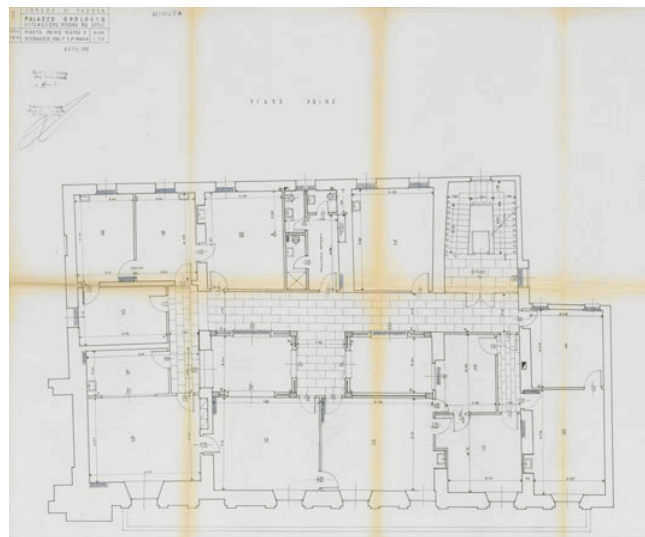
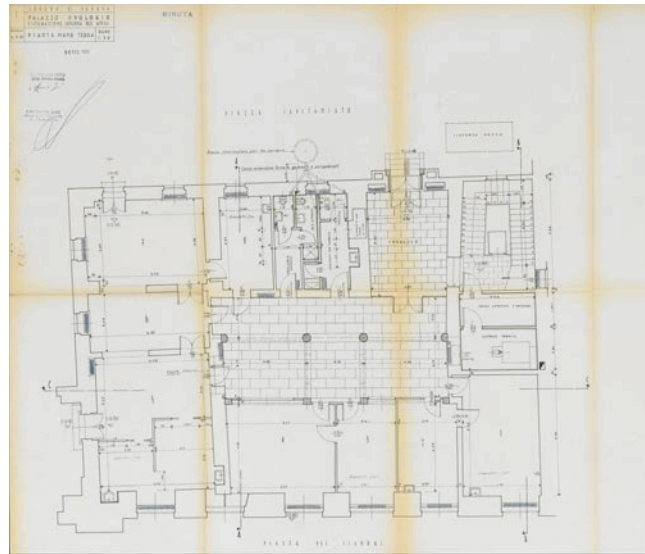
Titolo	<i>Orizzontamenti</i>
Anno	1960
Tecnica	Stampe eliografiche
Archivio	Archivio del Comune di Padova
Soggetto	Nei disegni dell'Impresa Minozzi vengono evidenziati l'orditura degli orizzontamenti, le travi rompitratta e i relativi interessi.

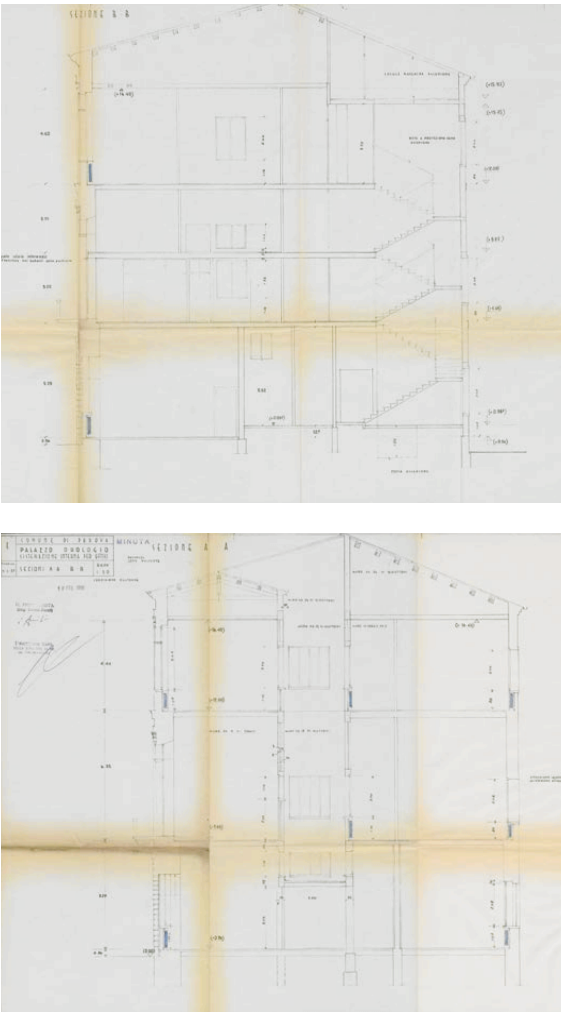
Documento



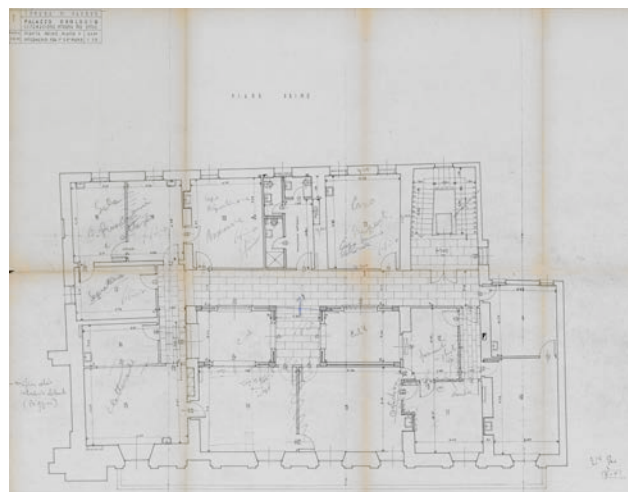
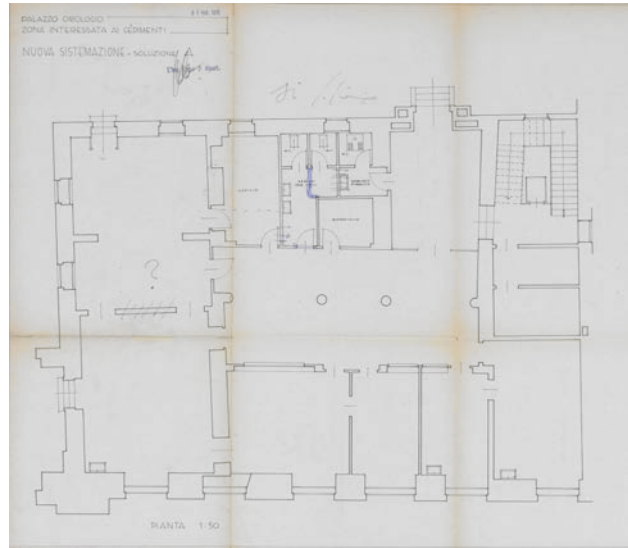
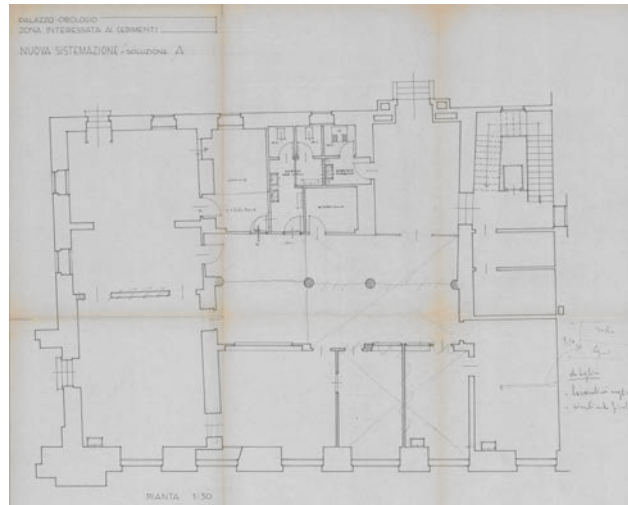
	
Titolo	<i>Demolizioni e rifacimenti</i>
Anno	1960
Tecnica	Stampe eliografiche, pastello
Archivio	Archivio del Comune di Padova
Scala	1:50
Soggetto	La tavola rappresenta i principali rifacimenti che hanno comportato la realizzazione del nuovo ingresso sul fronte ovest, l'inserimento dei due cavedi centrali e delle scale interne.

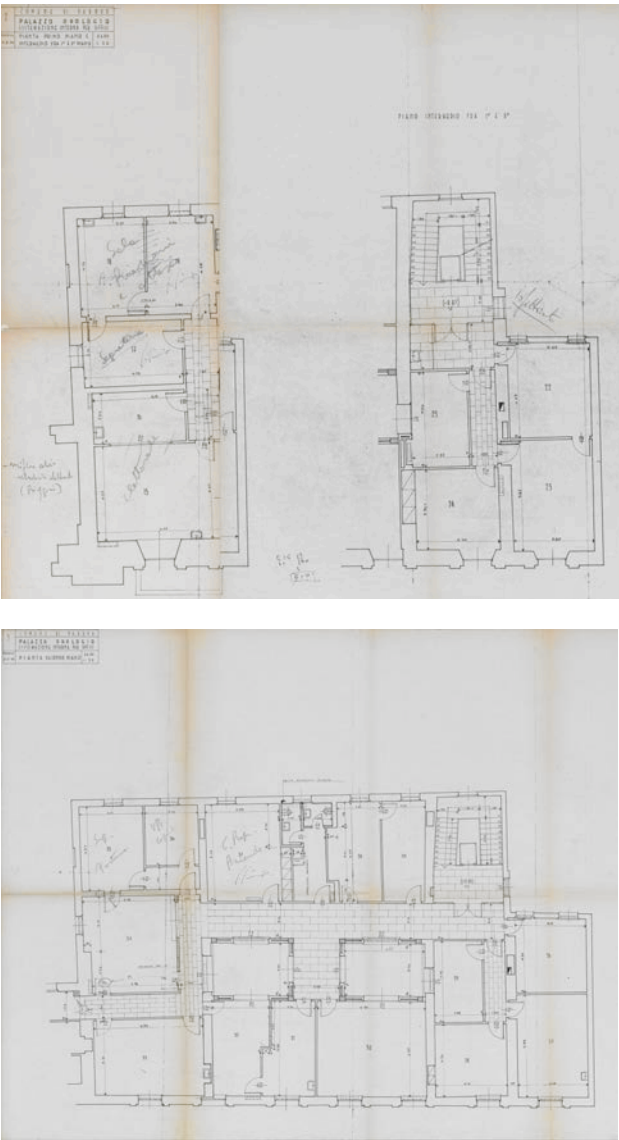
Documento

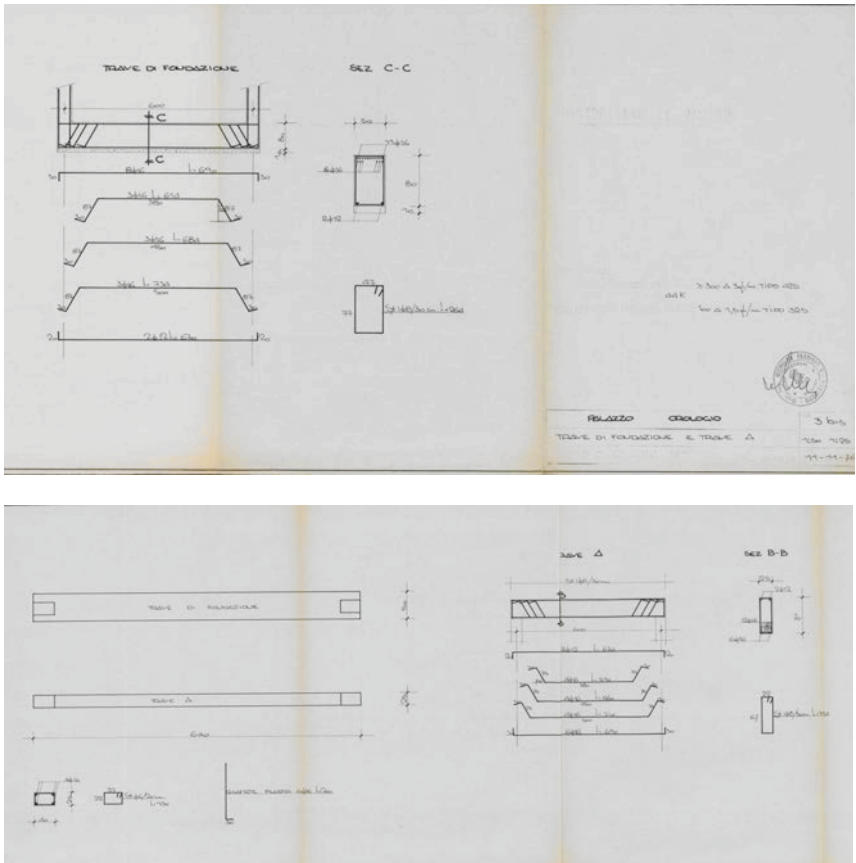


	
Titolo	<i>Nicchie</i>
Anno	1960
Tecnica	Stampe eliografiche, pastello
Archivio	Archivio del Comune di Padova
Scala	1:50
Soggetto	La tavola rappresenta le nicchie progettate al di sotto delle aperture per la collocazione dei radiatori; l'introduzione di queste cavità comporta la riduzione della sezione muraria e quindi risulta essere una vulnerabilità.

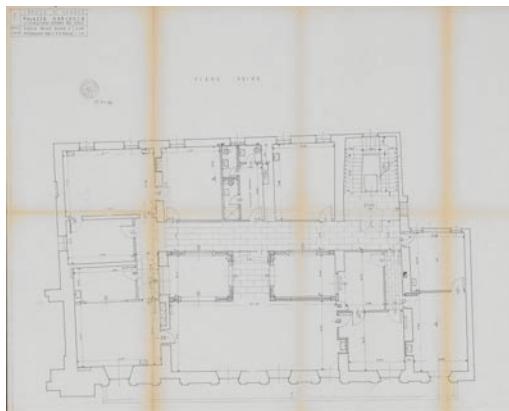
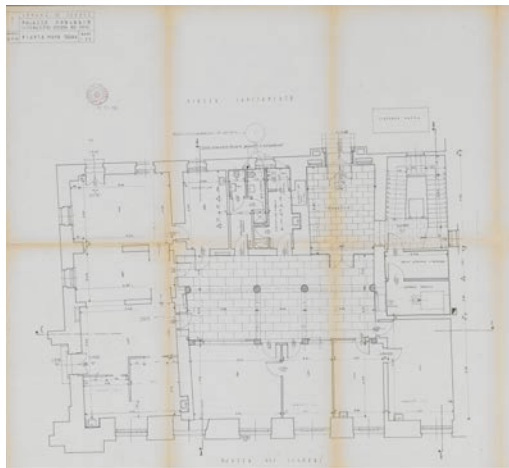
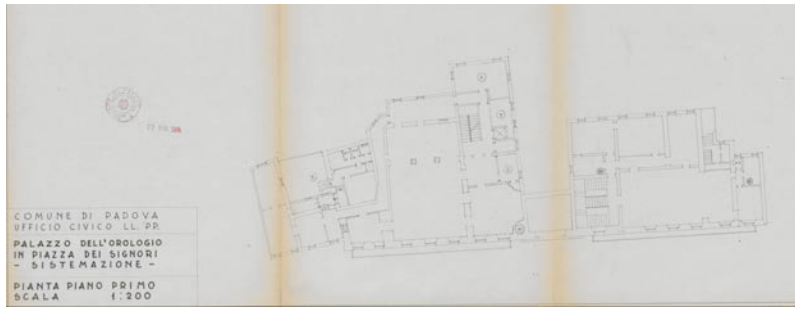
Documento

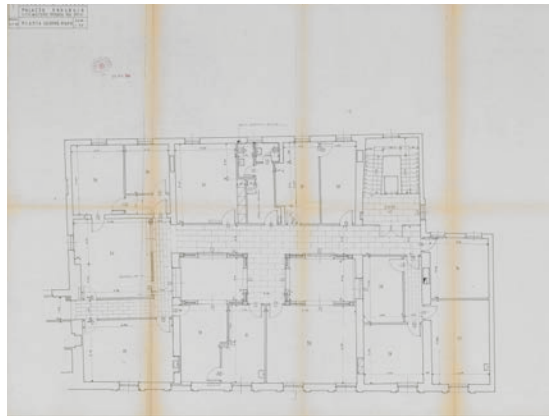
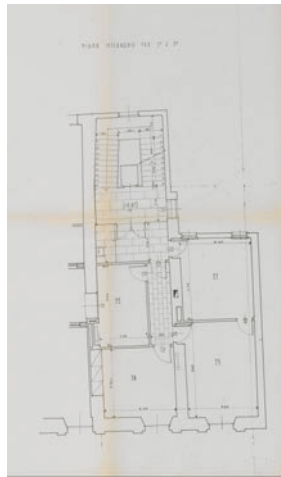


	
Titolo	<i>Palazzo Orologio – Zona interessata ai cedimenti</i>
Anno	31 marzo 1976
Tecnica	Stampe eliografiche, pastello
Archivio	Archivio del Comune di Padova
Scala	1:50
Soggetto	La tavola ripropone i disegni del 1959 in cui sono segnati con schizzi a mano i possibili interventi da realizzare a seguito di alcuni cedimenti localizzati al piano terra.

<p>Documento</p>	
<p>Titolo</p>	<p><i>Trave di fondazione e Trave A</i></p>
<p>Anno</p>	<p>11 novembre 1976</p>
<p>Tecnica</p>	<p>Stampe eliografiche</p>
<p>Archivio</p>	<p>Archivio del Comune di Padova</p>
<p>Scala</p>	<p>1:50 - 1:25</p>
<p>Soggetto</p>	<p>La tavola rappresenta la trave di fondazione probabilmente inserita in seguito ai cedimenti localizzati del piano terra.</p>

Documento





Titolo	<i>Palazzo Orologio – Planimetrie e sistemazione</i>
Anno	22 giugno 1984
Tecnica	Stampe eliografiche
Archivio	Archivio del Comune di Padova
Scala	1:1000 - 1:2000 - 1:5000 - 1:50
Soggetto	I disegni rappresentano le planimetrie dello stato di fatto e le piante per le nuove sistemazioni.

8 NOTE

¹ G. BRESCIANI ALVAREZ, *L'architettura civile del barocco a Padova*, in *Padova, case e palazzi*, a cura di L. PUPPI, F. ZULIANI, Vicenza, Neri Pozza Ed., 1977, p. 500.

² *L'intervento dei carraresi, la reggia e il castello* di G. LORENZONI, in *Padova. Casa e Palazzi*, a cura di L. PUPPI e F. ZULLIANI, Vicenza, Neri Pozza Ed., 1977, p. 29.

³ R. LAMON, *Il palazzo del Capitano e la torre dell'orologio*, Padova, 2011, p.10.

⁴ Ibid. p.21.

⁵ Ibid. p.24.

⁶ Ibid. p.26.

⁷ L. PUPPI, G. TOFFANIN, *Guida di Padova, Arte e storia tra vie e piazze*, Trieste, Edizione Lint, 1991, p.84.

⁸ M. CHECCHI, L. GAUDENZIO, L. GROSSATO, *Padova: guida ai monumenti e alle opere d'arte*, Venezia, Neri Poppi Ed., 1961, p. 500.

9 BIBLIOGRAFIA

- (1) D. BANZATO, F. FLORES D'ARCAIS, *I luoghi dei Carraresi*, Treviso, Canova, 2006
- (2) M. C. BILLANOVICH, *La vicenda dell'orologio di Piazza dei Signori a Padova: committenti, esecutori, modalità di costruzione*, in "Archivio Veneto", vol. CXXXIII, 1989, p. 39-66.
- (3) S. BORSELLA, *La torre dell'Orologio*, in "Padova e il suo territorio", n. 145, 2010 p. 6-8.
- (4) G. BRESCIANI ALVAREZ, *L'architettura civile del barocco a Padova*, in Padova, Case e Palazzi, a cura di L. PUPPI, F. ZULIANI, Vicenza, Neri Pozza Ed., 1977.
- (5) M. CHECCHI, L. GAUDENZIO, L. GROSSATO, *Padova: guida ai monumenti e alle opere d'arte*, Venezia, Neri Poppi Ed., 1961.
- (6) F.F.D'ONOFRIO, *La città di Padova nel suo Catasto Storico (1815-1873)*, Archivio di Stato di Padova, Canova Edizioni.
- (8) P. FANTELLI, G. BRESCIANI ALVAREZ, *Rilievi di antiche fabbriche padovane*, La Garangola, Padova, 1997.
- (9) F.LLI ALINARI, *Padova, L'immagine urbana attraverso gli archivi alinari*, Firenze, 1981, p. 18-20.
- (10) C. GASPAROTTO, *La Reggia dei Da Carrara, il Palazzo di Ubertino e le nuove stanze dell'Accademia patavina*, in "Atti e memorie della R. Accademia di Scienze, Lettere ed Arti in Padova", anno LXXIX (1966-1967), p. 73-116.
- (11) S. GHIRONI, *Padova, Piante e vedute*, Padova, 1988.
- (12) P. GIURIATI, *Padova fra passato e presente, Raffronti fotografici*, Il leggio libreria editrice, 1995, p. 74-79.
- (13) R. LAMON, *Il palazzo del Capitano e la torre dell'orologio*, Padova, 2011.
- (14) N. NICOLINI, A. ROSSI, *La Reggia dei Carraresi a Padova, La Casa della Rampa*, Skira, 2010.

- (15) M. MAFFEI, *Il trasferimento in piazza dei Signori della sede del Consiglio Maggiore dopo l'annessione di Padova alla Repubblica di Venezia (1405 - 1420)*, in "Bollettino del Museo Civico di Padova", n. 82 (1995), pp. 287-319.
- (16) M. MAFFEI, *La loggia del Consiglio di Padova: la ricostruzione della sede del Consiglio della Comunità (1491 - 1535)*, in "Bollettino del Museo Civico di Padova", n. 83 (1994), pp. 65-115.
- (17) P. MARETTO, *I portici della città di Padova*, Silvana Editoriale, 1986. M. CHECCHI, L. GAUDENZIO, L. GROSSATO, Padova, Guida ai monumenti e alle opere d'arte, Neri Pozza Editore, Venezia, 1961.
- (18) *Padova carrarese*, atti del convegno, a cura di O. LONGO, Padova, Il Poligrafo, 2005.
- (19) *Padova. Casa e Palazzi*, a cura di L. PUPPI e F. ZULLIANI, Vicenza, Neri Pozza Ed., 1977.
- (20) *Padova, I fotografi e la fotografia nell'Ottocento*, a cura di G. VALZELLA, Venezia, 1997.
- (21) *Padova, I rilievi del centro storico*, a cura di G. CROCE, La Garangola, 1998.
- (22) *Padova, Una storia per immagini città e provincia dall'Ottocento ai giorni nostri*, volume 2 1900 – 1915.
- (23) L. PIGATTO, *La Specola di Padova, da torre medievale a Museo*, Padova, Signum Editrice, 2007.
- (24) L. PUPPI, E. BEVILACQUA, *Padova, Il volto della città dalla pianta del Valle al fotopiano*, Editoriale Programma, 1987.
- (25) L. PUPPI, G. TOFFANIN, *Guida di Padova, Arte e storia tra vie e piazze*, Trieste, Edizione Lint, 1991.
- (26) *Relazioni dei Rettori veneti di Terraferma, vol. IV, Podestaria e Capitaniato di Padova*, a cura di A. TAGLIAFERRI, Milano, Giuffrè, 1975.
- (27) C. SEMENZATO, *Padova illustrata. La città e il territorio in piante e vedute dal XVI al XX secolo*, Padova, Editoriale programma, 1989.

(28) G.STELLA, *Storia illustrata di Padova dai Carraresi al XX secolo*, Soede, 1990.

(29) M. URBANI, *Padova nel primo '800*, Cat. A cura di L. GROSSATO, Padova.

(30) S. ZAGGIA, *Padova: XV - XVII secolo. Trasformazione e continuità negli spazi urbani centrali*, in *Fabbriche, Piazze, Mercati: La città italiana nel Rinascimento*, a cura D. CALABI, Roma, 1997, p. 255-289.

10 RINGRAZIAMENTI

Ed eccomi arrivata alla fine, all'ultima pagina, la più attesa da scrivere e forse la più difficile.

Vorrei ringraziare tutti i docenti del corso di Laurea per la generosa disponibilità e per l'ottima preparazione che ha significativamente contribuito ad elevare il livello dell'insegnamento.

Un ringraziamento speciale all'Ing. Marco Redolfi che mi ha dato la possibilità di fare uno stage nel suo studio di progettazione e ai suoi collaboratori Franca e Demis che mi hanno aiutato e sostenuto in questo percorso di tesi.

Vorrei ringraziare inoltre l'Ing. Elena Dal Pont e l'Ing. Walter Mazzoran per i preziosi consigli che mi hanno dato.

Ringrazio i miei compagni di corso: Federica compagna di studio e di viaggio, che è sempre riuscita a tranquillizzarmi nei miei momenti di schizzo pre-esame!! Letizia Francesco e Alessio compagni di gruppo fantastici.

Ringrazio Francesca che mi ha aiutato a impaginare la tesi, Raffaella e Carlos per gli insegnamenti che mi hanno trasmesso in questi anni di studio.

Grazie ai super coinquilini con cui ho condiviso questi cinque anni: Mariagiulia, Agnese, Elena.

Ringrazio le mie amiche che mi sostengono e mi sono vicine da taataanto tempo: Mariagiulia, Eleonora, Giorgia e Elisa.

Un grazie dal profondo del cuore ai miei genitori, le persone più importanti della mia vita, per i valori che mi hanno trasmesso, per avermi sempre appoggiata nelle mie scelte, per avermi dato la possibilità di studiare e a tutta la mia famiglia che mi è vicina e mi sostiene in ogni momento.

Un ringraziamento speciale va fatto a Christian che mi supporta e sopporta da molti anni e rende ogni momento felice e speciale e a tutta la sua famiglia che mi ha sempre sostenuto.

Estendo i ringraziamenti a tutti i miei amici, ai parenti e a tutte le persone che mi sono vicine.

Un pensiero speciale va ai miei nonni "Ceno" e Michele che sono sempre nel mio cuore.