



ASL n.5 di Pescara



“VERIFICHE TECNICHE DEI LIVELLI DI SICUREZZA SISMICA DI EDIFICI
PUBBLICI ED OPERE INFRASTRUTTURALI AI SENSI DELLA OPCM
3362/2004”

**VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA
DELL'OSPEDALE CIVILE “SPIRITO SANTO” DI PESCARA**

**Relazione FASE II:
“ANALISI STRUTTURALI E MODELLAZIONI NUMERICHE”**

Roma, MAGGIO 2011

Raggruppamento temporaneo:

INTEGRA

+

Prof. Ing. Piero D'Asdia

Responsabile scientifico:

Prof. Ing. Marco Petrangeli

Responsabile commessa:

Ing. Gaetano Usai

Geologia e geotecnica:

Dott. Ing. Geol. Massimo Petrangeli

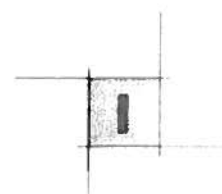


G. R. T. A.

SEZIONE LAVORI PUBBLICI



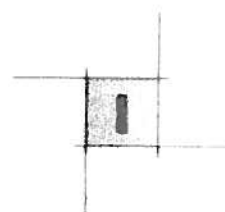
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100



INDICE

1.	PREMESSA	10
2.	INTRODUZIONE ALL'ANALISI SISMICA	11
2.1.	L'evoluzione del panorama normativo italiano per la sismica	11
2.2.	Lo studio di vulnerabilità sismica	22
3.	INPUT SISMICO	24
3.1.	Introduzione	24
3.2.	Caratterizzazione sismica del suolo	27
3.3.	Fattore di importanza	27
3.4.	Accelerazioni al suolo di riferimento (PGA_{ref})	28
4.	METODOLOGIE DI ANALISI SISMICA	29
5.	CRITERI GENERALI DELLA MODELLAZIONE AGLI EF	30
5.1.	La modellazione per le analisi elastiche	30
5.2.	La modellazione per le analisi non lineari	32
5.3.	Le prescrizioni normative riguardo ai carichi e alle masse	35
6.	MODELLI AGLI EF	37
6.1.	Premessa	37
6.2.	Il corpo di fabbrica "A"	38
6.3.	Il corpo di fabbrica "B"	39
6.4.	Il corpo di fabbrica "C"	40
6.5.	Il corpo di fabbrica "D"	41
6.6.	Il corpo di fabbrica "E"	42
6.7.	Il corpo di fabbrica "F"	43
6.8.	Il corpo di fabbrica "AN1"	44
6.9.	Il corpo di fabbrica "AN2"	45
6.10.	Il corpo di fabbrica "AN3"	46
6.11.	Il corpo di fabbrica "AE1"	47
6.12.	Il corpo di fabbrica "AE2"	47
6.13.	Il corpo di fabbrica "SE1"	47
6.14.	Il corpo di fabbrica "SE2"	48
6.15.	Il corpo di fabbrica "G"	49
7.	ANALISI NUMERICHE LINEARI	50
7.1.	Caratterizzazione meccanica dei materiali	50

7.2.	Le combinazioni delle azioni	51
7.3.	Quadro delle analisi effettuate.....	52
7.4.	Il corpo di fabbrica "A"	54
7.5.	Il corpo di fabbrica "B"	60
7.6.	Il corpo di fabbrica "C"	66
7.7.	Il corpo di fabbrica "D"	73
7.8.	Il corpo di fabbrica "E"	83
7.9.	Il corpo di fabbrica "F".....	90
7.10.	Il corpo di fabbrica "AN1"	96
7.11.	Il corpo di fabbrica "AN2"	102
7.12.	Il corpo di fabbrica "AN3"	107
7.13.	Il corpo di fabbrica "SE1"	112
7.14.	Il corpo di fabbrica "SE2"	117
7.15.	Il corpo di fabbrica "G"	122
8.	ANALISI NUMERICHE NON LINEARI	128
8.1.	Caratterizzazione meccanica dei materiali	128
8.2.	Accelerogrammi	130
8.3.	Il corpo di fabbrica "F".....	134
8.4.	Il corpo di fabbrica "C"	150
8.5.	Il corpo di fabbrica "E"	159
8.6.	Il corpo di fabbrica "G"	172
9.	CONCLUSIONI	182
9.1.	Materiali.....	183
9.2.	Azioni	183
9.3.	Analisi Lineari: verifiche in forze & deformazioni.....	184
9.4.	Analisi non lineari: verifiche in forze & deformazioni	185
9.5.	Verifiche degli spostamenti.....	187
9.6.	Indicatori di Rischio.....	188
10.	PROPOSTE DI INTERVENTO.....	189
11.	BIBLIOGRAFIA	190



INDICE FIGURE

<i>Fig. 2.1 –Classificazione RD542/1909.....</i>	<i>11</i>
<i>Fig. 2.3 –Classificazione 1937.....</i>	<i>14</i>
<i>Fig. 2.4 –Parametro R in funzione di T(sec).....</i>	<i>16</i>
<i>Fig. 2.5 –Carte del territorio italiano.....</i>	<i>17</i>
<i>Fig. 2.6 –Mappa di riferimento – prima applicazione.....</i>	<i>19</i>
<i>Fig. 2.7 –Mappa di pericolosità sismica attualmente vigente.....</i>	<i>21</i>
<i>Fig. 3.1 – Forme spettrali.....</i>	<i>26</i>
<i>Fig. 5.1 – Esempio inserimento braccetti rigidi.....</i>	<i>30</i>
<i>Fig. 5.2 – Legami costitutivi non lineari dei materiali del CA.....</i>	<i>33</i>
<i>Fig. 5.3 – L'elemento a fibre.....</i>	<i>34</i>
<i>Fig. 6.1 – I corpi di fabbrica modellati agli EF.....</i>	<i>37</i>
<i>Fig. 6.2 – Il modello SAP 3D del corpo di fabbrica "A".....</i>	<i>38</i>
<i>Fig. 6.3 – Il modello SAP 3D del corpo di fabbrica "B".....</i>	<i>39</i>
<i>Fig. 6.4 – Il modello SAP 3D del corpo di fabbrica "C".....</i>	<i>40</i>
<i>Fig. 6.5 – Il modello SAP 3D del corpo di fabbrica "D".....</i>	<i>41</i>
<i>Fig. 6.6 – Il modello SAP 3D del corpo di fabbrica "E".....</i>	<i>42</i>
<i>Fig. 6.7 – Il modello SAP 3D del corpo di fabbrica "F".....</i>	<i>43</i>
<i>Fig. 6.8 – Il modello SAP 3D del corpo di fabbrica "AN1".....</i>	<i>44</i>
<i>Fig. 6.9 – Il modello SAP 3D del corpo di fabbrica "AN2".....</i>	<i>45</i>
<i>Fig. 6.10 – Il modello SAP 3D del corpo di fabbrica "AN3".....</i>	<i>40</i>
<i>Fig. 6.11 – Il modello SAP 3D del corpo di fabbrica "SE1".....</i>	<i>47</i>
<i>Fig. 6.12 – Il modello SAP 3D del corpo di fabbrica "SE2".....</i>	<i>48</i>
<i>Fig. 6.13 – Il modello SAP 3D del corpo di fabbrica "G".....</i>	<i>49</i>
<i>Fig. 7.1 – Deformate modali corpo "A" (I, II, III modo).....</i>	<i>55</i>
<i>Fig. 7.2 – Deformate modali corpo "B" (I, II, III modo).....</i>	<i>61</i>
<i>Fig. 7.3 – Deformate modali corpo "C" (I, II, III modo).....</i>	<i>67</i>
<i>Fig. 7.4 – Deformate modali corpo "D" (I, II, III modo).....</i>	<i>74</i>
<i>Fig. 7.5 – Deformate modali corpo "E" (I, II, III modo).....</i>	<i>84</i>
<i>Fig. 7.6 – Deformate modali corpo "F" (I, II, III modo).....</i>	<i>91</i>
<i>Fig. 7.7 – Deformate modali corpo "AN1" (I, II, III modo).....</i>	<i>97</i>
<i>Fig. 7.8 – Deformate modali corpo "AN2" (I, II, III modo).....</i>	<i>103</i>

<i>Fig. 7.9 – Deformate modali corpo “AN3” (I, II, III modo)</i>	<i>108</i>
<i>Fig. 7.10 – Deformate modali corpo “SE1” (I, II, III modo).....</i>	<i>113</i>
<i>Fig. 7.11 – Deformate modali corpo “SE2” (I, II, III modo).....</i>	<i>118</i>
<i>Fig. 7.12 – Deformate modali corpo “G” (I, II, III modo)</i>	<i>123</i>
<i>Fig. 8.1 – Legame costitutivo Calcestruzzo</i>	<i>128</i>
<i>Fig. 8.2 – Legame costitutivo Acciaio</i>	<i>129</i>
<i>Fig. 8.3 – Gruppo di accelerogrammi n.1</i>	<i>130</i>
<i>Fig. 8.4 – Spettro-compatibilità degli accelerogrammi gruppo n.1</i>	<i>131</i>
<i>Fig. 8.5 – Gruppo di accelerogrammi n.2</i>	<i>131</i>
<i>Fig. 8.6 – Spettro-compatibilità degli accelerogrammi gruppo n.2</i>	<i>132</i>
<i>Fig. 8.7 – Gruppo di accelerogrammi n.3</i>	<i>132</i>
<i>Fig. 8.8 – Spettro-compatibilità degli accelerogrammi gruppo n.3</i>	<i>133</i>
<i>Fig. 8.9 – Carpenteria I livello corpo F</i>	<i>134</i>
<i>Fig. 8.10 – Time-history dello spostamento dell’ultimo impalcato SLDS, gruppo n.3</i>	<i>135</i>
<i>Fig. 8.11 – Diagrammi tensioni-deformazioni acciaio e momento-curvatura Pilastro 4 SLDS, gruppo n.1.....</i>	<i>136</i>
<i>Fig. 8.12 – Diagrammi tensioni-deformazioni acciaio e momento-curvatura Pilastro 8 SLDS, gruppo n.1.....</i>	<i>136</i>
<i>Fig. 8.13 – Diagrammi tensioni-deformazioni acciaio e momento-curvatura Pilastro 16 SLDS, gruppo n.1.....</i>	<i>137</i>
<i>Fig. 8.14 – Time history sollecitazioni sezione di base Pilastro 16 SLDS, gruppo n.1</i>	<i>138</i>
<i>Fig. 8.15 – Time-history dello spostamento dell’ultimo impalcato SLCO, gruppo n.3.....</i>	<i>138</i>
<i>Fig. 8.16 – Diagrammi tensioni-deformazioni acciaio e momento-curvatura Pilastro 4 SLCO, gruppo n.1.....</i>	<i>139</i>
<i>Fig. 8.17 – Diagrammi tensioni-deformazioni acciaio e momento-curvatura Pilastro 8 SLCO, gruppo n.1.....</i>	<i>139</i>
<i>Fig. 8.18 – Diagrammi tensioni-deformazioni acciaio e momento-curvatura Pilastro 16 SLCO, gruppo n.1.....</i>	<i>140</i>
<i>Fig. 8.19 – Diagrammi taglio – deformazione Pilastro 16 SLCO, gruppo n.1</i>	<i>141</i>
<i>Fig. 8.20 – Diagrammi tensioni-deformazioni acciaio e momento-curvatura Pilastro 16 SLCO, gruppo n.1.....</i>	<i>141</i>
<i>Fig. 8.21 – Distribuzione delle differenze tra AL - AnL nella valutazione rotazioni rispetto alla corda</i>	<i>144</i>
<i>Fig. 8.22 – Profili delle forze esterne nell’analisi di spinta – Corpo F.....</i>	<i>145</i>
<i>Fig. 8.23 – Curve di Pushover Direzione X – Corpo F</i>	<i>146</i>
<i>Fig. 8.24 – Curve di Pushover Direzione Y – Corpo F</i>	<i>147</i>
<i>Fig. 8.25 – Valutazione dello smorzamento viscoso equivalente</i>	<i>148</i>
<i>Fig. 8.26 – Valutazione del Performance Point direzione X positivo- Corpo F.....</i>	<i>149</i>
<i>Fig. 8.27 – Valutazione del Performance Point direzione Y positivo- Corpo F.....</i>	<i>149</i>
<i>Fig. 8.28 – Carpenteria piano tipo corpo C da tavola di progetto originale.....</i>	<i>150</i>
<i>Fig. 8.29 – Modello piano corpo C</i>	<i>151</i>
<i>Fig. 8.30 – Time history dello spostamento della struttura allo SLCO</i>	<i>152</i>

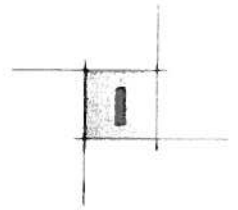


Fig. 8.31 – Diagrammi momento curvatura setto e pilastro di estremità SLDS.....	153
Fig. 8.32 – Diagrammi tensioni-deformazioni acciaio setto e pilastro di estremità SLDS	153
Fig. 8.33 – Diagrammi tensioni-deformazioni calcestruzzo setto e pilastro di estremità SLDS	154
Fig. 8.34 – Corpo C, deformata analisi di spinta	155
Fig. 8.35 – Corpo C carichi assiali base pilastri	155
Fig. 8.36 – Curve di push over telaio corpo C.....	150
Fig. 8.37 – Individuazione del performance point associato al profilo di forze proporzionale alle masse, Corpo C	157
Fig. 8.38 – Individuazione del performance point associato al profilo di forze proporzionale alle deformata modale, Corpo C.	157
Fig. 8.39 – Carpenteria I livello corpo E.....	159
Fig. 8.40 – Time-history dello spostamento dell'ultimo impalcato SLDS, gruppo n.1	160
Fig. 8.41 – Diagrammi tensioni-deformazioni acciaio e momento-curvatura Pilastro 17 SLDS, gruppo n.1.....	161
Fig. 8.42 – Time history sollecitazioni sezione di base Pilastro 17 SLDS, gruppo n.1	162
Fig. 8.43 – Diagrammi momento-curvatura Pilastro 18 e Pilastro 19 SLDS, gruppo n.1.....	162
Fig. 8.44 – Elementi plasticizzati (magenta) al livello 0 del Corpo di fabbrica E_SLDS.....	163
Fig. 8.45 – Elementi plasticizzati (magenta) al livello 0 del Corpo di fabbrica E_0.315g	163
Fig. 8.46 – Time-history dello spostamento dell'ultimo impalcato SLCO, gruppo n.1.....	164
Fig. 8.47 – Diagrammi tensioni-deformazioni acciaio, calcestruzzo e momento-curvatura Pilastro 17 SLCO, gruppo n.1 ...	165
Fig. 8.48 – Time history sollecitazioni sezione di base Pilastro 17 SLCO, gruppo n.1	165
Fig. 8.49 – Diagrammi tensioni-deformazioni acciaio e momento-curvatura Pilastro 16 SLCO, gruppo n.1.....	166
Fig. 8.50 – Profili delle forze esterne nell'analisi di spinta – Corpo E.....	168
Fig. 8.51 – Curve di Pushover Direzione X – Corpo E	169
Fig. 8.52 – Curve di Pushover Direzione Y – Corpo E.....	169
Fig. 8.53 – Valutazione del Performance Point direzione Y negativo– Corpo E	170
Fig. 8.54 – Valutazione del Performance Point direzione Y positivo– Corpo E	170
Fig. 8.55 – Carpenteria I livello corpo "G" ed individuazione dei telai analizzati con metodi non lineari.....	173
Fig. 8.56 – Time-history dello spostamento dell'ultimo impalcato corpo G, PGA_{DS} 0.263g.....	174
Fig. 8.57 – Time-history dello drift interpiano corpo G, PGA_{DS} 0.63g.....	175
Fig. 8.58 – Diagrammi momento curvatura al piede degli elementi della pilastrata 1 telaio A corpo G, PGA_{DS} 0.63g.....	176
Fig. 8.59 – Time-history dello spostamento dell'ultimo impalcato telaio B corpo G per PGA variabili.....	177
Fig. 8.60 – Profili delle forze esterne nell'analisi di spinta – Corpo G	177
Fig. 8.61 – Curve di Pushover telaio A – Corpo G.....	178
Fig. 8.62 – Curve di Pushover telaio B – Corpo G	179
Fig. 8.63 – Individuazione del Performance Point telaio A– Corpo G	179
Fig. 8.64 – Individuazione del Performance Point telaio B – Corpo G.....	180

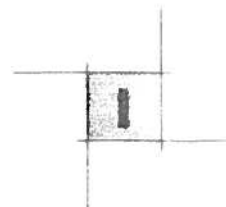
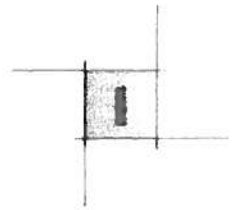


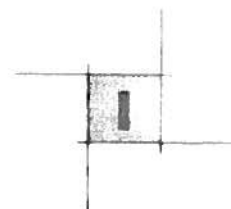
Fig. 9.1 – Indicazione dei giunti di dilatazione tra i corpi fabbrica 187

INDICE TABELLE

<i>Tabella 3.1 – Tabella riassuntiva dei parametri dell'input sismico</i>	28
<i>Tabella 5.1 – Coefficiente d'importanza secondo OPCM 3431/05</i>	35
<i>Tabella 5.2 – Coefficiente di combinazione dell'azione accidentale secondo OPCM3431/05</i>	35
<i>Tabella 7.1 – Valori di calcolo dei materiali</i>	50
<i>Tabella 7.2 – Combinazioni di carico</i>	51
<i>Tabella 7.3 – Analisi carichi corpo "A"</i>	54
<i>Tabella 7.4 – Analisi Modale corpo "A"</i>	55
<i>Tabella 7.5 – Sintesi delle verifiche sismiche – Corpo "A"</i>	56
<i>Tabella 7.6 – Spostamenti ultimo piano SL CO – DS - DL, corpo "A"</i>	58
<i>Tabella 7.7 – Analisi carichi corpo "B"</i>	60
<i>Tabella 7.8 – Analisi Modale corpo "B"</i>	61
<i>Tabella 7.9 – Sintesi delle verifiche sismiche – Corpo "B"</i>	62
<i>Tabella 7.10 – Spostamenti ultimo piano SL CO – DS - DL, corpo "B"</i>	64
<i>Tabella 7.11 – Analisi carichi corpo "C"</i>	66
<i>Tabella 7.12 – Analisi Modale corpo "C"</i>	67
<i>Tabella 7.13 – Sintesi delle verifiche sismiche – Corpo "C"</i>	69
<i>Tabella 7.14 – Spostamenti ultimo piano SL CO – DS - DL, corpo "C"</i>	71
<i>Tabella 7.15 – Analisi carichi corpo "D"</i>	73
<i>Tabella 7.16 – Analisi Modale corpo "D"</i>	74
<i>Tabella 7.17 – Sintesi delle verifiche sismiche – Corpo "D"</i>	75
<i>Tabella 7.18 – Spostamenti ultimo piano SL CO – DS - DL, corpo "D"</i>	81
<i>Tabella 7.19 – Analisi carichi corpo "E"</i>	83
<i>Tabella 7.20 – Analisi Modale corpo "E"</i>	84
<i>Tabella 7.21 – Sintesi delle verifiche sismiche – Corpo "E"</i>	85
<i>Tabella 7.22 – Spostamenti ultimo piano SL CO – DS - DL, corpo "E"</i>	88
<i>Tabella 7.23 – Analisi carichi corpo "F"</i>	90
<i>Tabella 7.24 – Analisi Modale corpo "F"</i>	91
<i>Tabella 7.25 – Sintesi delle verifiche sismiche – Corpo "F"</i>	93
<i>Tabella 7.26 – Spostamenti ultimo piano SL CO – DS - DL, corpo "F"</i>	95



<i>Tabella 7.27 – Analisi carichi corpo “AN1”</i>	96
<i>Tabella 7.28 – Analisi Modale corpo “AN1”</i>	97
<i>Tabella 7.29 – Sintesi delle verifiche sismiche – Corpo “AN1”</i>	98
<i>Tabella 7.30 – Spostamenti ultimo piano SL CO – DS - DL, corpo “AN1”</i>	100
<i>Tabella 7.31 – Analisi carichi corpo “AN2”</i>	102
<i>Tabella 7.32 – Analisi Modale corpo “AN2”</i>	103
<i>Tabella 7.33 – Sintesi delle verifiche sismiche – Corpo “AN2”</i>	104
<i>Tabella 7.34 – Spostamenti ultimo piano SL CO – DS - DL, corpo “AN2”</i>	106
<i>Tabella 7.35 – Analisi carichi corpo “AN3”</i>	107
<i>Tabella 7.36 – Analisi Modale corpo “AN3”</i>	108
<i>Tabella 7.37 – Sintesi delle verifiche sismiche – Corpo “AN3”</i>	109
<i>Tabella 7.38 – Spostamenti ultimo piano SL CO – DS - DL, corpo “AN3”</i>	111
<i>Tabella 7.39 – Analisi carichi corpo “SE1”</i>	112
<i>Tabella 7.40 – Analisi Modale corpo “SE1”</i>	113
<i>Tabella 7.41 – Sintesi delle verifiche sismiche – Corpo “SE1”</i>	115
<i>Tabella 7.42 – Spostamenti ultimo piano SL CO – DS - DL, corpo “SE1”</i>	116
<i>Tabella 7.43 – Analisi carichi corpo “SE2”</i>	117
<i>Tabella 7.44 – Analisi Modale corpo “SE2”</i>	118
<i>Tabella 7.45 – Sintesi delle verifiche sismiche – Corpo SE2”</i>	120
<i>Tabella 7.46 – Spostamenti ultimo piano SL CO – DS - DL, corpo “SE2”</i>	121
<i>Tabella 7.47 – Analisi carichi corpo “G”</i>	122
<i>Tabella 7.48 – Analisi Modale corpo “G”</i>	123
<i>Tabella 7.49 – Sintesi delle verifiche sismiche – Corpo “G”</i>	125
<i>Tabella 7.50 – Spostamenti ultimo piano SL CO - DS - DL, corpo “G”</i>	127
<i>Tabella 8.1 – Distribuzione delle plasticizzazioni al variare dell’intensità sismica.</i>	142
<i>Tabella 8.2 – Rotazioni rispetto alla corda analisi Lineari – analisi non Lineari.</i>	143
<i>Tabella 8.3 – Confronto PGAcò modello lineare – Corpo “C”</i>	158
<i>Tabella 8.4 – Distribuzione delle plasticizzazioni al variare dell’intensità sismica.</i>	167
<i>Tabella 9.1 – Tabella riassuntiva degli indicatori di rischio e relative accelerazioni al suolo.</i>	188



1. PREMESSA

Il presente documento va a sostituire la relazione di Fase II “Analisi Strutturale e Modellazioni Numeriche” emessa nel Marzo 2010. Rispetto al documento precedente, l’attuale contiene le analisi sismiche del corpo di fabbrica “G”, come d’accordo con il Tavolo Tecnico Consultivo.

In particolare sono stati inseriti i seguenti capitoli/paragrafi:

Cap. 6: Modello agli elementi finiti

Par. 6.15: Il corpo di fabbrica “G” (p. 49)

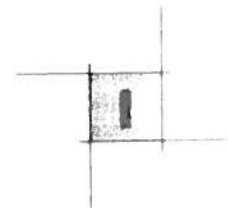
Cap. 7: Analisi numeriche lineari

Par. 7.15: Il corpo di fabbrica “G” (pp. 121-126)

Cap. 8: Analisi numeriche non lineari

Par. 8.6: Il corpo di fabbrica “G” (pp. 171-180)

Sono state apportate, inoltre, delle modifiche relativamente ad alcune parti generali della relazione ed in particolare al capitolo conclusivo.



2. INTRODUZIONE ALL’ANALISI SISMICA

2.1. L’evoluzione del panorama normativo italiano per la sismica

A seguito del disastroso terremoto, XI grado della scala Mercalli, che colpì lo stretto di Messina nel 1908, causando 80.000 vittime, ebbe inizio una abbondante legislazione in materia di edilizia antisismica indirizzata, almeno inizialmente, esclusivamente ai territori già colpiti da eventi sismici importanti.

- Il **R.D. 18 Aprile 1909, n.193 “Norme Tecniche per la riparazione e ricostruzione di edifici danneggiati dal sisma e per la costruzione di nuovi edifici”**, aprì di fatto il walzer normativo; le prescrizioni proposte dal citato Regio Decreto risultavano cogenti per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici ubicati nei Comuni colpiti dal terremoto del 28/12/1908.

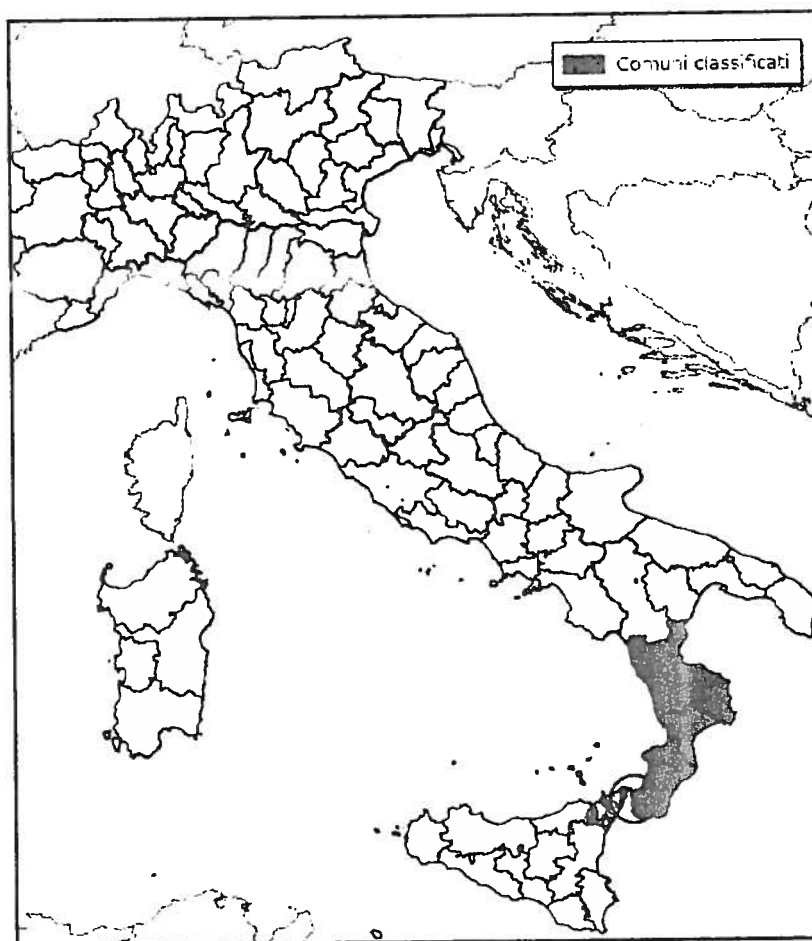
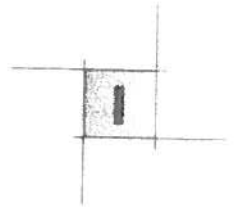


Fig. 2.1 – Classificazione RD542/1909



Gli aspetti riguardavano essenzialmente:

- i criteri di scelta dei siti edificabili, non consentendo di costruire su terreni franosi, paludosi, molto acclivi;
- le altezze massime e il numero dei piani degli edifici e alcune prescrizioni urbanistiche;
- una serie di indicazioni sull'idoneità dei sistemi costruttivi, individuando i sistemi resistenti con cui edificare nuovi edifici (muratura animata, squadrata, listata, telai in c.a.), sulle regole del buon costruire, richiedendo opportuni dettagli costruttivi (cordoli, luce degli sbalzi a 60-70cm, assenza di strutture spingenti), e su alcune prescrizioni inerenti i calcoli di stabilità.

In particolare, le azioni del moto ondulatorio dovevano essere simulate da forze orizzontali applicate alle masse del fabbricato nelle due direzioni, calcolate sapendo che i rapporti tra le forze applicate e le masse dovevano essere convenzionalmente uguali ad un ottavo per il piano terreno (0.125) e ad un sesto per i piani superiori (0.16). Il moto sussultorio veniva considerato aumentando del 50% le azioni statiche.

- I 4 eventi sismici di intensità superiore all'VIII grado della scala Mercalli, culminati con il terremoto di Avezzano del 13/01/1915 (XI grado), spingono le autorità competenti all'emanazione di un nuovo decreto: il **D.L. 1526/1916**. Le forze sismiche e la loro distribuzione lungo l'altezza dell'edificio vengono quantificate come segue:
 - le azioni statiche dovute al peso proprio e al sovraccarico vengono incrementate del 50% così da simulare l'effetto delle vibrazioni sussultorie (forze verticali);
 - le azioni dinamiche, dovute al moto sismico ondulatorio, simulate con accelerazioni applicate orizzontalmente alle masse del fabbricato nelle due direzioni (forze orizzontali).
- **Il RDL 23 ottobre 1924, n. 2089**, sancì essenzialmente i seguenti tre aspetti:
 - obbligatorietà della firma di un ingegnere per i calcoli;
 - introduzione di alcune prescrizioni circa le "dimensioni delle membrature dell'ossatura per gli edifici di comune abitazione";
 - non contemporaneità delle azioni sismiche orizzontali e verticali.
- **Col RD 13 marzo 1927, n. 431** le località colpite dai terremoti vennero suddivise in due categorie di differente pericolosità sismica, per le quali erano riservate delle prescrizioni specifiche anche per le azioni di progetto. Uscirono anche alcune regole sul dimensionamento delle armature, nuove limitazioni in altezza nonché alcune regole per il dimensionamento degli elementi strutturali.

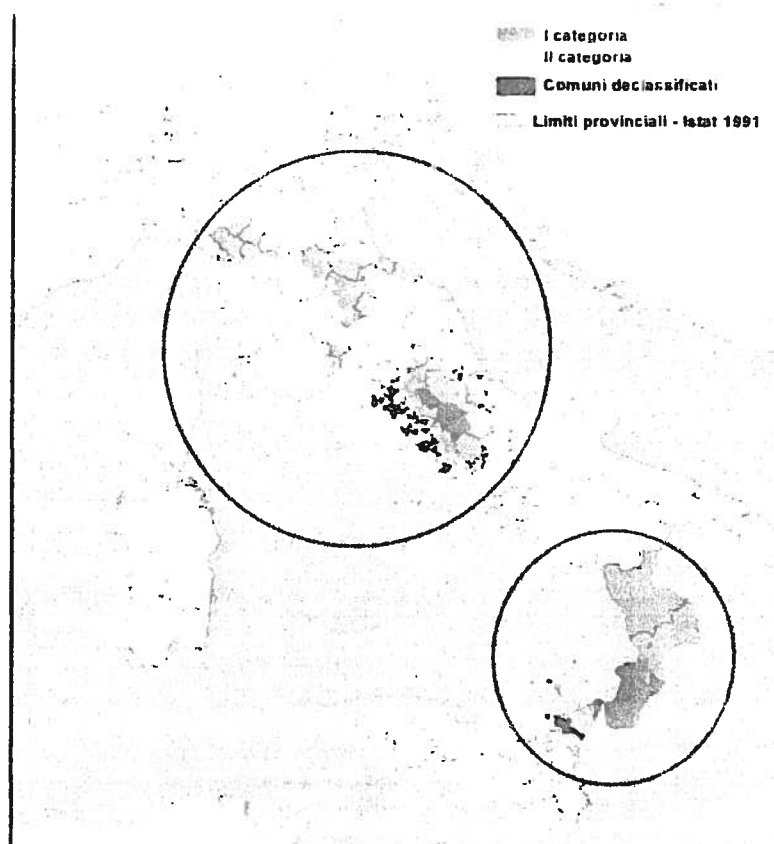


Fig. 2.2 – Classificazione 1927

- Tra il 1930 e il 1935 altri quattro violenti terremoti colpiscono i seguenti comuni italiani:
 - o 23-07-1930 – Irpinia (X° Mercalli)
 - o 30-10-1930 – Marche settentrionali (VIII°-IX° Mercalli)
 - o 19-02-1932 – Monte Baldo (VIII° Mercalli)
 - o 26-09-1933 – Maiella (IX° Mercalli)

Venne così emanato il **R.D.L. del 23 marzo 1935, n.640** "Norme Tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti". Venne così a delinearci un nuovo quadro normativo che costrinse le amministrazioni locali ad adottare regolamenti edilizi che specificassero le regole del buon costruire, in relazione anche ai materiali ed ai sistemi costruttivi tipici dei rispettivi territori. Venivano tra l'altro richiamate anche alcune specifiche necessità come quelle che indicavano di evitare strutture spingenti e di eseguire cordoli sui muri in corrispondenza dei piani, compreso quello di gronda.

- Il RDL del 1935 venne un po' modificato dal **RD n.2105 del 22/11/1937**; qui veniva specificato tra l'altro che l'incremento dei carichi verticali permanenti di progetto per tener conto degli effetti sussultori doveva essere limitato:

- o al 40% per le zone di I categoria;
- o al 25% per quelle di II;
- o gli accidentali dovevano essere considerati nella proporzione di 1/3 dei valori nominali.

Le forze orizzontali venivano calcolate tenendo conto del coefficiente per l'azione che valeva:

- o 0,1 per le zone di I categoria;
- o 0,07 per le zone II.

Si verificò dunque un decremento del rapporto tra forze orizzontali e masse di piano; tra l'altro, dovendosi considerare tali valori costanti per tutta l'altezza dell'edificio, di fatto si perse di vista la natura dinamica del sisma (amplificazione dinamica in altezza), concetto che venne ripreso solo nel 1975.

La mappa sismica, aggiornata al 1937 a seguito del terremoto del 18-10-1936 di Alpago-Cansiglio (IX° Mercalli), è qui di seguito riportata.

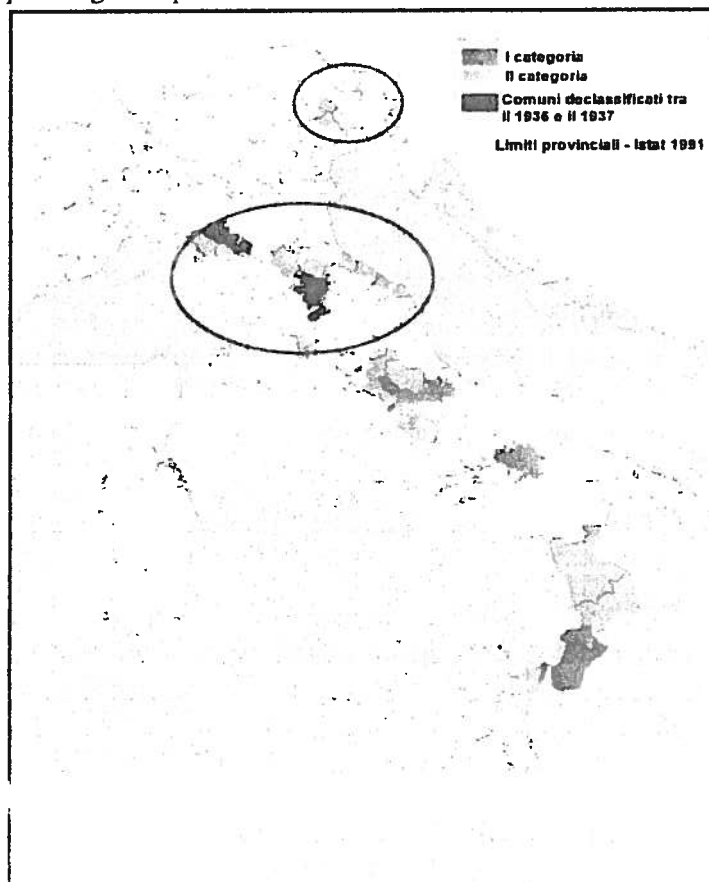
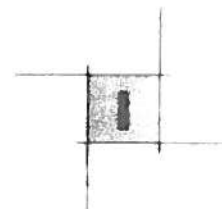


Fig. 2.3 - Classificazione 1937

Nei dieci anni successivi altri 3 terremoti di intensità superiore all'VIII grado Mercalli flagellano il Golfo di Palermo, l'Abruzzo e le Marche meridionali, la Calabria centrale. Ciononostante nelle liste



dei Comuni sismici vengono aggiunte solamente le province di Ascoli Piceno e Teramo (conseguenza del sisma del '43) e, in generale, si declassificano diversi siti.

Le norme specifiche sul cemento armato e sui leganti idraulici erano quelle dettate dal **RD 29 luglio 1933, n.1213** poi sostituito dal **RD del 16 novembre 1939, n.2229** e dal **RDL 16 novembre 1939, n.2228**.

- Tra il '48 e il 1962 si registrano altri 3 terremoti di intensità superiore all'VIII grado della scala Mercalli, nei comuni di Carnia, Valle del Velino e nuovamente in Irpinia; viene quindi emanata la **Legge 25 novembre 1962, n.1684**. Sebbene la cultura scientifica avesse fatto passi in avanti, non vennero apportate sostanziali modifiche alla legge del 1937, ad eccezione di piccole particolarità, come quelle riguardanti l'eliminazione degli effetti sismici verticali tranne che per strutture a sbalzo per le quale era previsto un incremento dei carichi permanenti ed accidentali del 40%.
- Altri tre intensi sismi flagellano i Monti Nebrodi, la Valle del Belice e Toscana tra il 1962 e il 1975: **la legge n.46 del 02/02/1974** stabilisce il nuovo quadro di riferimento per la normativa tecnica ed in particolare per quella sismica:
 1. per seguire meglio il progredire delle conoscenze si demanda a decreti ministeriali dei LL.PP. (e non più leggi) l'aggiornamento della normativa tecnica;
 2. si stabiliscono esattamente i campi in cui tali decreti dovranno essere emanati (edifici, ponti, dighe,...);
 3. anche per la classificazione viene stabilita una procedura analoga;
 4. la classificazione sismica del territorio italiano doveva procedere sulla base di comprovate motivazioni tecnico scientifiche

Vengono così emanate le **Norme Tecniche del D.M. 03-03-1975**. Il sisma viene ancora schematizzato con forze statiche equivalenti.

Per il sisma verticale valgono le seguenti 2 espressioni:

- o $F_v = 0.2 \cdot (G + sQ)$ grandi luci;
- o $F_v = 0.4 \cdot (G + sQ)$ sbalzi.

Il sisma orizzontale viene invece schematizzato come segue:

- o $F_{h_i} = C R \epsilon \beta \gamma_i W_i$ con $W_i = G_i + sQ_i$

Il suolo sismico è ancora diviso in 2 categorie per le quali i parametri S e, di conseguenza, C valgono

- o I Categoria --> $S = 12 - C = 0.10$
- o II Categoria --> $S = 9 - C = 0.07$

Il parametro R dipende invece dal periodo proprio della struttura secondo la legge qui sotto espressa.

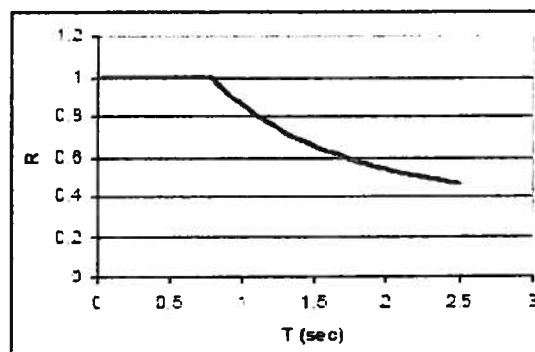
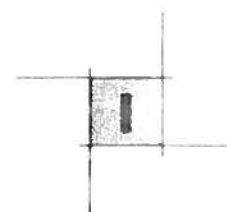


Fig. 2.4 - Parametro R in funzione di T(sec)

Il parametro s rappresenta invece il coefficiente di contemporaneità, definito in questa normativa in funzione della destinazione d'uso (0.33 per ed. residenziali, 0.50 per ospedali e luoghi affollati, 1.00 per magazzini e serbatoi).

Le norme del '75 contengono però altri aspetti innovativi:

- nuovi criteri geotecnici per le opere di fondazione (in riferimento alla circolare Min.LL.PP. 3797 del 1967);
- nuovi limiti per le altezze massime ed il numero di piani (per edifici in muratura, a pannelli portanti od in legno), altezza illimitata per le costruzioni in cemento armato o acciaio,
- possibilità di eseguire analisi sismica statica o dinamica;
- Fh da considerarsi in due direzioni non contemporanee;
- V e H combinati con S&R
- controllo degli spostamenti

In concomitanza vengono emanate le norme per il cemento armato (normale e precompresso) e per l'acciaio.

- Si può facilmente notare che fino a questo momento storico solo le zone dove avvenivano i terremoti venivano definite sismiche: il processo di classificazione stava durando da circa 80 anni e si erano quindi classificati sismici quei Comuni che avevano risentito di un evento distruttivo in questo lasso di tempo. L'idea poteva andare bene se il processo degli eventi avesse avuto un periodo di ritorno (T_r) dell'ordine dei 100 anni; tuttavia eventi di questa natura possono raggiungere $T_r=1000$ anni. Alla fine degli anni '70 si avvertì quindi la necessità di razionalizzare la zonazione sismica: è così che nel 1979 il "Progetto Finalizzato Geodinamica" del CNR redasse e sistematizzò i cataloghi storici contenenti i sismi a partire dall'anno 1000 valutando i risentimenti ad ogni Comune a partire da questi terremoti. Vennero realizzate le carte di scuotibilità del territorio italiano sulle quali, per quantificare il livello di esposizione del paese al

1. massima intensità macrosismica per ciascun sito come da catalogo storico (periodo di osservazione dal 1000 d.c. all'attuale);
2. l'intensità osservata all'interno di un periodo di tempo (per valori assegnati di 50, 100, 200, 500 e 1000 anni);
3. il valore del coefficiente C utilizzato nella normativa sismica per la verifica progettuale delle costruzioni.

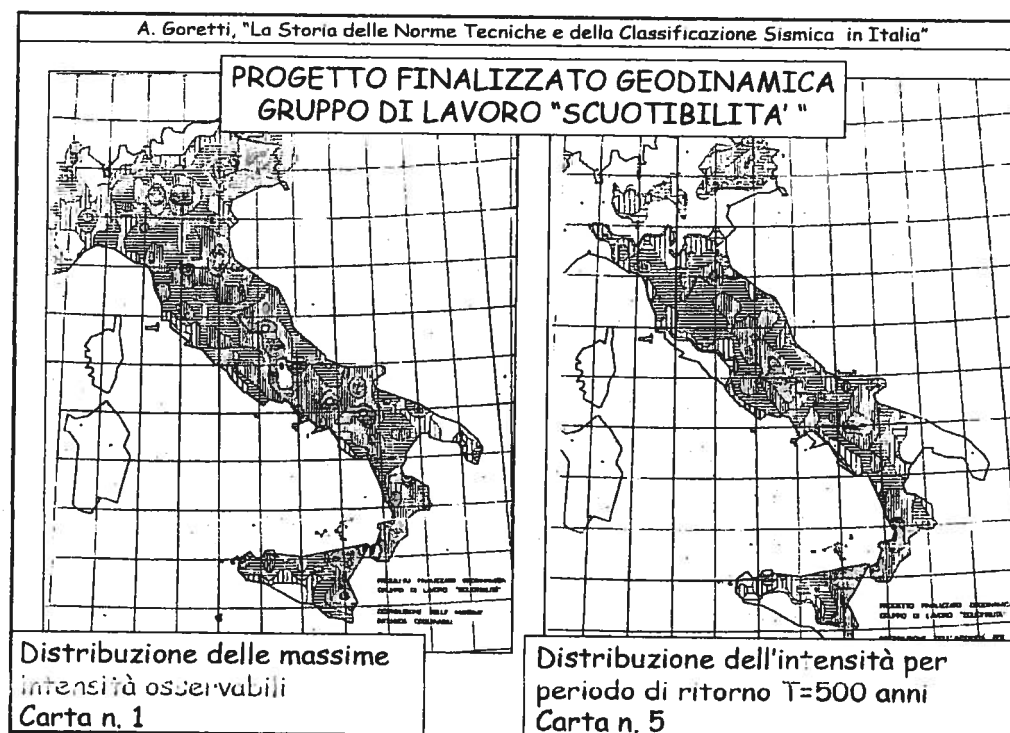
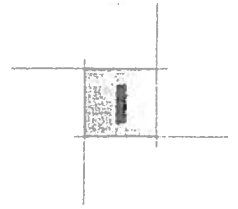


Fig. 2.5 – Carte del territorio italiano

- Tra il '76 e l'80 una violenta attività sismica interessa il territorio italiano da Nord a Sud; sopra l'VIII grado Mercalli si registrarono i seguenti eventi:
 - o 06-05-1976 – Friuli (X°)
 - o 15-09-1976 – Friuli (VIII-IX°)
 - o 11-03-1978 – Calabria meridionale (VIII°)
 - o 15-04-1978 – Golfo di Patti (VIII°)
 - o 19-09-1979 – Valnerina (VIII-IX°)
 - o 23-11-1980 – Irpinia Basilicata (X°)



Si giunge così all'emanazione del **D.M. del 03/06/1981, n.515**. Qui viene introdotta la zona sismica di III categoria (a minor sismicità rispetto alle altre) e per essa vengono fissati i corrispondenti limiti e coefficienti in accordo con la legge del 1975.

- C=0.10 – I categoria (1975)
 - C=0.07 – II categoria (1975)
 - C=0.04 – III categoria (1981)
- Nello stesso anno il **D.M. del 2 luglio 1981, n.593** fornisce indicazioni per riparazione e rafforzamento di edifici danneggiati da sisma del 1980, introducendo altresì il calcolo anche per gli
- Utilizzando le carte di scuotibilità sismica il Ministero emanò una serie di decreti di classificazione che culminarono nel **1984** alla classificazione che rimase in vigore per 20 anni circa (fino al 2003). Il procedimento seguito fu il seguente:
- definizione del metodo di scelta dei valori di soglia;
 - introduzione in zona sismica di tutti quei Comuni che:
 - eccedevano i valori di soglia per almeno due indicatori
 - eccedevano di molto un solo indicatore
- Nel 1996 viene emanato il **D.M. 16-01-1996** nel quale vengono introdotte modifiche rispetto alle precedenti norme sismiche:
- non si fa più riferimento al numero di piani di un edificio ma alla sua altezza massima;
 - anche nelle zone sismiche è possibile adottare il metodo di verifica agli stati limite oltre quello delle tensioni ammissibili;
 - vengono limitati i danneggiamenti alle parti non strutturali ed agli impianti attraverso il controllo degli spostamenti.
- La **Circolare n.65/AA.GG. del 10.04.1997** richiama in vari punti le specifiche riportate nell'Eurocodice EC8.
- L'evento sismico del Molise nel 2002 apre una nuova fase di intensa produzione normativa la cui cronologia è la seguente:
1. **20 marzo 2003 Ordinanza PCM 3274;**
 2. 17 aprile 2003: relazione;
 3. Mappe regionali della nuova classificazione dal sito del SSN;
 4. Nota esplicativa dell'Ufficio Servizio Sismico Nazionale (4 giugno 2003);
 5. **Errata Corrige (Ordinanza 3316 del 2 ottobre 2003);**
 6. Decreto 21 ottobre 2003;
 7. Normative regionali di recepimento;
 8. Documenti di studio del Consiglio superiore LL.PP;

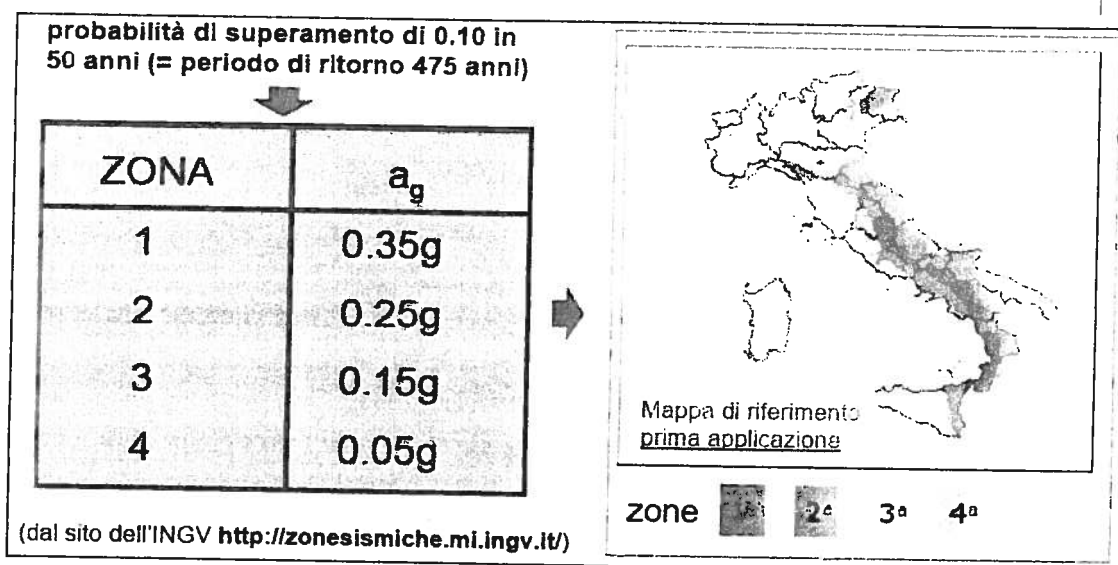


Fig. 2.6 -Mappa di riferimento - prima applicazione

9. **Ordinanza PCM n°3333 del 23 gennaio 2004.**
10. Costituzione della Commissione per la redazione del "Testo Unico della Normativa Tecnica";
11. Costituzione del Gruppo di Lavoro per l'aggiornamento della 3274;
12. Convenzione tra ANIDIS e Dipartimento Protezione Civile;
13. Nuova nota esplicativa dell'Ufficio Sismico nazionale (29 marzo 2004);
14. Nuova mappa di pericolosità sismica del territorio italiano;
15. **Decreto-Legge 28 Maggio 2004 n°136;**
16. **Proposte di modifica all.2 e 3 Ordinanza 3274 (settembre 2004);**
17. L'ordinanza 3379 di proroga dell'entrata in vigore della 3274;
18. Conclusione dei lavori del "tavolo tecnico ristretto delle Regioni";
19. "Modifiche ed integrazioni alla normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica di cui all'OPCM 3274/2003". Comunicazione alla regione Abruzzo da parte della Protezione Civile.
20. Conferenza dei Presidenti delle Regioni e delle Province Autonome del 3 febbraio 2005;
21. Riunione tecnica del 17 marzo 2005;
22. **Ordinanza di proroga 3431 (fino all'8/8/05);**

Al fine dell’applicazione di queste norme, il territorio nazionale viene suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g = accelerazione orizzontale massima prevista in categoria A (dato per il caso di un probabilità di superamento del 10% in 50 anni). I valori di a_g , espressi come frazione dell’accelerazione di gravità g , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale sono, salvo più accurate determinazioni, che possono portare a differenze comunque non superiori al 20% dell’accelerazione per le zone 1 e 2 e non superiori a 0,05g nelle altre zone:

Zona	Valore di a_g
1	0,35g
2	0,25g
3	0,15g
4	0,05g

23. Riunione tecnica di Conferenza Unificata del 19 luglio 2005;
24. Conferenza delle Regioni e delle Province autonome -Riunione della Commissione Ambiente e Protezione Civile del 26 Luglio 2005;
25. **D.M. 14/09/2005 “Norme Tecniche per le costruzioni”**

Tab. 3.2.1 - Valori di a_g

Zona	Valore di a_g
1	0,35g
2	0,25g
3	0,15g
4	0,05g

Le zone 1, 2 e 3 possono essere suddivise in sottozone caratterizzate da valori di a_g intermedi rispetto a quelli riportati nella tabella 3.2.1 e intervallati da valori non minori di 0,025. In tal caso, i vari territori saranno assegnati alle sottozone in base ai valori di a_g con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni.

26. **Ordinanza di proroga 3452**;
27. **Ordinanza 3519**;

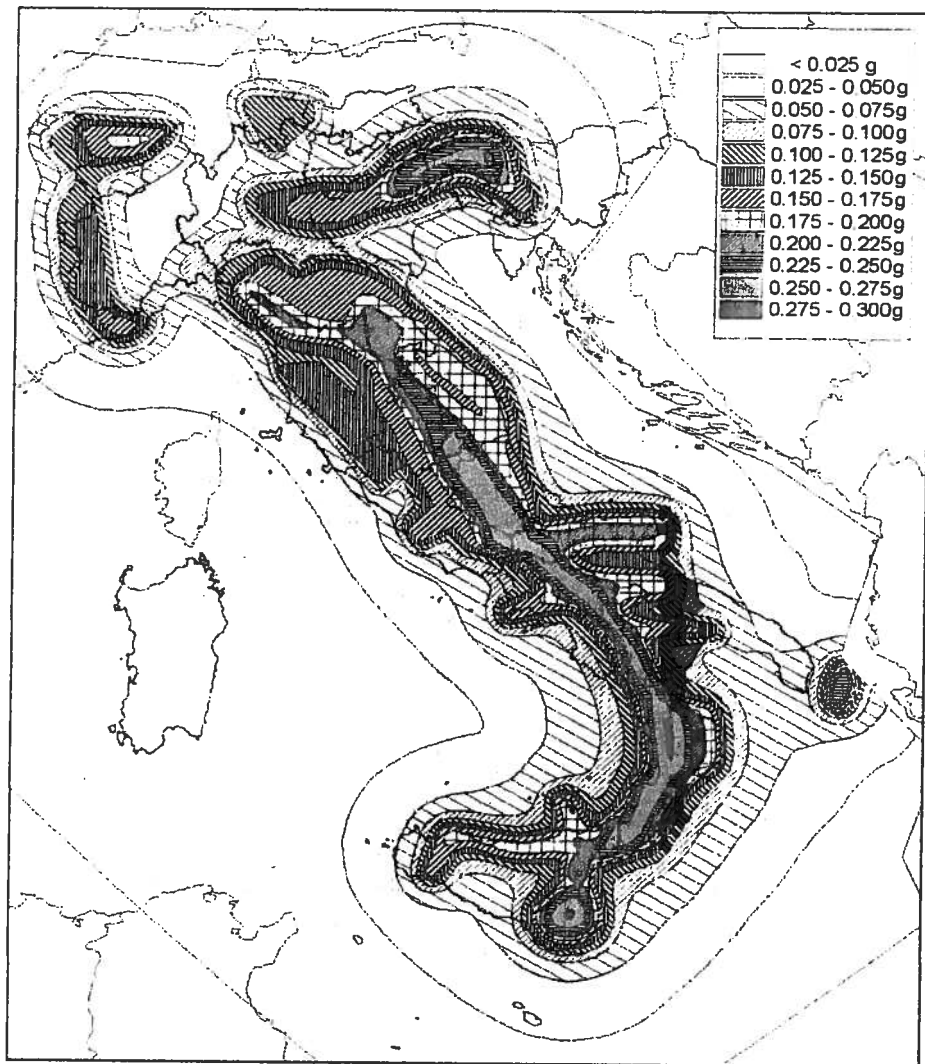
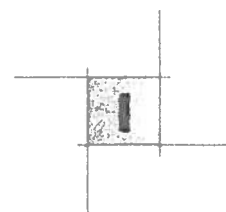


Fig. 2.7 -Mappa di pericolosità sismica attualmente vigente



2.2. Lo studio di vulnerabilità sismica

Lo studio di vulnerabilità sismica è volto all'individuazione della *capacità* sismica che la struttura in esame è in grado di offrire, nonché al confronto di questa con la *domanda* sismica richiesta all'edificio stesso (secondo i parametri normativi). Tale domanda dipende principalmente dalla pericolosità sismica di base del sito in cui l'opera sorge, dalle condizioni geomorfologiche locali ed anche dalla destinazione d'uso della costruzione.

Più precisamente, l'obiettivo da perseguire nello studio di vulnerabilità è la valutazione dei livelli di accelerazione al suolo (PGA) corrispondenti al raggiungimento da parte della struttura degli stati limite di collasso (CO), danno severo (DS) e danno limitato (DL) e dei loro rapporti con le rispettive accelerazioni di riferimento. Questi ultimi rappresentano in estrema sintesi gli indici di vulnerabilità o di rischio sismico della struttura.

È bene fin d'ora precisare che gli edifici esistenti risultano affetti da un notevole grado di incertezza, sicuramente superiore rispetto agli edifici di nuova costruzione, che il professionista chiamato a fornire una valutazione sulla sicurezza strutturale deve considerare. A tal proposito si riporta il testo dell'OPCM 3431/05 al p.to 11.1:

“Gli edifici esistenti si distinguono da quelli di nuova progettazione per gli aspetti seguenti:

- *Il progetto riflette lo stato delle conoscenze al tempo della loro costruzione;*
- *Il progetto può contenere difetti di impostazione concettuale e di realizzazione non evidenziabili.*

... tutti essi possono essere stati soggetti a terremoti passati o ad altre azioni accidentali i cui effetti non sono manifesti. Di conseguenza la valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi sono normalmente affetti da un grado di incertezza diverso da quello degli edifici di nuova progettazione. Ciò comporta l'impiego di adeguati fattori di confidenza nelle verifiche di sicurezza come pure metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile. Negli edifici esistenti le situazioni concrete riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche e dettagliate per tutti i casi[...].”

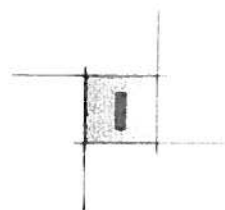
Pertanto le analisi sismiche oggetto del presente studio saranno sintetizzate mediante i seguenti coefficienti rappresentativi del rischio sismico:

$$\alpha_{CO} = \frac{PGA_{CO}}{PGA_{rif.CO}}$$

$$\alpha_{DS} = \frac{PGA_{DS}}{PGA_{rif.DS}}$$

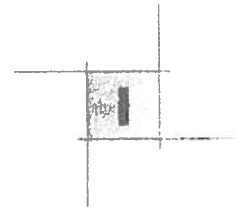
$$\alpha_{DL} = \frac{PGA_{DL}}{PGA_{rif.DL}}$$

$PGA_{CO/DS/DL}$ risulta essere la minima accelerazione al suolo che provoca il raggiungimento da parte della struttura dello stato limite considerato, mentre $PGA_{rif.CO/DS/DL}$ rappresenta l'accelerazione di picco al suolo corrispondente all'azione sismica di riferimento per lo stato limite considerato. Si noti che quest'ultima



deve tenere in conto dell'eventuale fattore di importanza della struttura (γ_I) e dell'eventuale coefficiente di amplificazione legato al terreno di fondazione (S), come meglio specificato nel seguito.

Nel proseguo del testo prima verranno definiti i parametri caratteristici dell'input sismico per i diversi stati limite e successivamente saranno descritte le metodologie di analisi adottate e le considerazioni che hanno condotto chi scrive a ritenerle come le più appropriate per gli edifici in questione. Infatti è bene sottolineare che l'efficacia dello studio di vulnerabilità risiede sostanzialmente nella capacità di riuscire schematizzare le strutture in modo tale da poter cogliere il comportamento e la capacità di resistenza in condizioni sismiche con il minor grado di incertezza possibile, incertezza che tuttavia risulta ineludibile.



3. INPUT SISMICO

3.1. Introduzione

La nuova normativa sismica OPCM 3274/03 e ss.mm.ii. con la rappresentazione dell'azione sismica sottoforma spettrale si allinea a quanto già comunemente adottato in ambiente internazionale (Eurocodici, FEMA, ATC). Lo spettro di risposta è un metodo di rappresentazione sintetico ed efficace con il quale si possono stabilire in maniera ragionevole i requisiti da richiedere nel progetto delle costruzioni. La rappresentazione spettrale più comunemente adottata è quella in termini di accelerazione – periodo: $S_a(T)$. Essa è ottenuta, per un assegnato accelerogramma del terreno, dai valori dei massimi picchi di accelerazione registrati nei vari sistemi elasto-viscosi ad un grado di libertà. Poiché, ai fini pratici, occorre anche mettere in conto le caratteristiche di smorzamento che le strutture in qualche modo possiedono, l'oscillatore semplice risulta caratterizzato, oltre che dal proprio periodo, dal suo smorzamento relativo ζ . Per via numerica le ordinate spettrali sono ottenibili dall'integrazione dell'equazione di moto del sistema SDOF:

$$\ddot{x}(t) + 2\zeta \dot{x}(t) + \omega_0^2 x(t) = -a(t)$$

Generalmente, a causa delle indeterminazioni associate agli effetti smorzanti delle costruzioni ed allo scopo di stabilire un riferimento unificato e significativo, gli spettri di risposta sono forniti per uno smorzamento relativo ζ pari a 0.05.

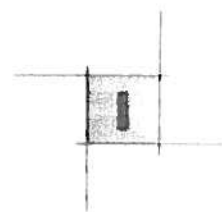
Come aspetto generale le forme degli spettri di accelerazione mostrano una notevole amplificazione, rispetto all'accelerazione del terreno, per periodi di oscillazione piuttosto brevi ($T < 1$ sec.), mentre le risposte tendono sempre più ad attenuarsi per periodi superiori.

Le equazioni dello spettro elastico della componente orizzontale adottata dalla normativa italiana sono le seguenti:

$$\begin{aligned} 0 < T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \\ T_B < T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \\ T_C < T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \frac{T_C}{T} \\ T > T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \frac{T_C T_D}{T} \end{aligned}$$

mentre le equazioni definenti lo spettro verticale risultano essere le seguenti:

$$\begin{aligned} 0 < T < T_B & S_e(T) = 0.9 a_g \cdot S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 3.0 - 1) \right] \\ T_B < T < T_C & S_e(T) = 0.9 a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3.0 \\ T_C < T < T_D & S_e(T) = 0.9 a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3.0 \frac{T_C}{T} \end{aligned}$$



$$T_D < T \quad S_e(T) = 0.9 a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3.0 \frac{T_C T_D}{T^2}$$

con η fattore riduttivo che tiene conto dello smorzamento relativo della struttura ($\eta=1$ se $\zeta=0.05$), S fattore amplificativo che tiene conto del tipo di suolo di fondazione.

Come accennato nel paragrafo precedente la norma, per gli edifici esistenti prevede, due diverse azioni sismiche di riferimento, corrispondenti a due stati limite :

- Stato Limite di Collasso (SL CO)
- Stato Limite di Danno Severo (SL DS)
- Stato Limite di Danno Limitato (SL DL)

L'azione sismica allo stato limite di Collasso, corrisponde ad una probabilità di superamento del 2% in 50 anni, mentre l'azione sismica allo stato limite di Danno Severo risulta legata ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni ed è pertanto caratterizzata da un periodo di ritorni di 475 anni. Infine l'azione sismica allo stato limite di Danno Limitato, è caratterizzata da un periodo di ritorno di 72 anni, pari ad una probabilità di superamento del 50% in 50 anni.

Ai fini delle verifiche allo stato limite CO e DS la nuova normativa ammette la possibilità di escursione in campo plastico delle strutture. Tale escursione mobilita le capacità dissipative delle strutture che vengono tenute in considerazione mediante un coefficiente, q , denominato *fattore di struttura*. Esso agisce abbattendo le ordinate dello spettro di risposta elastico. I valori numerici del fattore di struttura q sono determinabili in funzione dei materiali e delle tipologie strutturali.

Mentre ai fini delle verifiche allo stato limite DL la struttura non può ricorrere alle proprie risorse post-elastiche, sicché la sua risposta deve rimanere in campo elastico.

Nella figura sottostante si riporta le diverse forme spettrali utilizzate nelle analisi numeriche effettuate. Si rimanda ai paragrafi successivi per la valutazione dei parametri caratteristici della forma spettrale ed in particolare per quanto riguarda il fattore di struttura q si rimanda ai paragrafi relativi all'analisi dei singoli edifici.

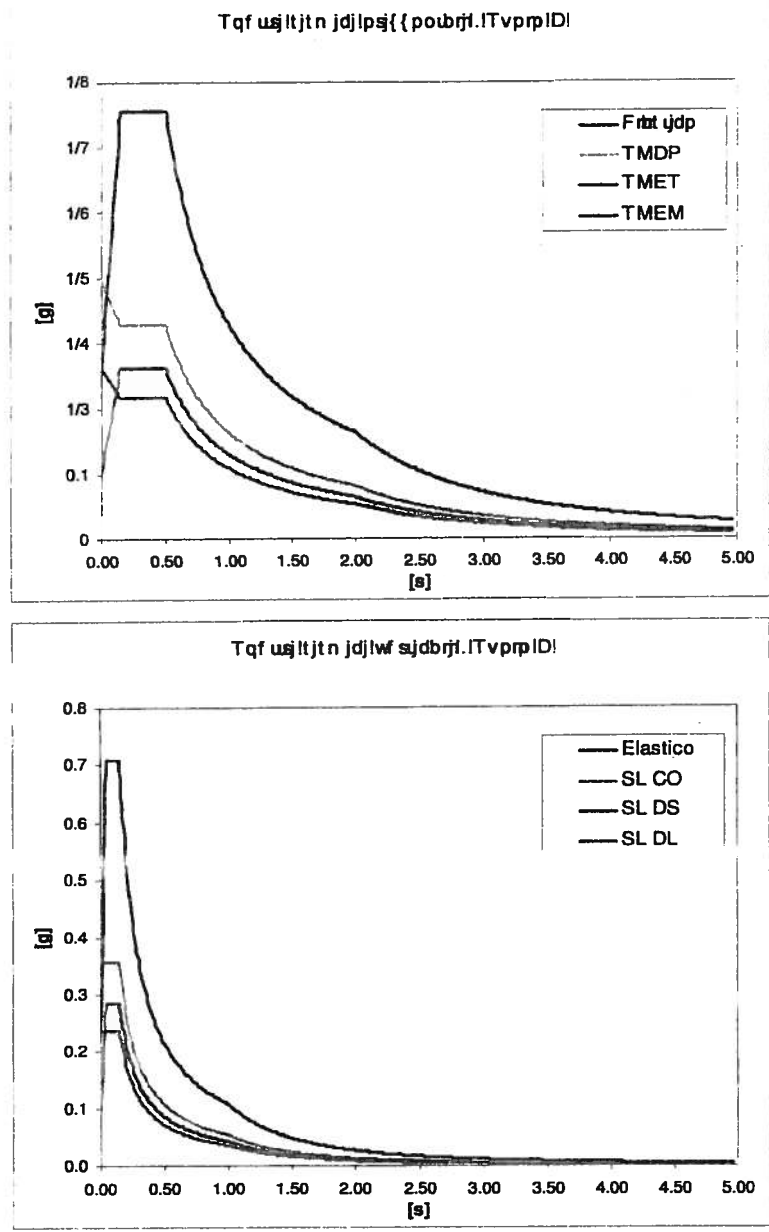
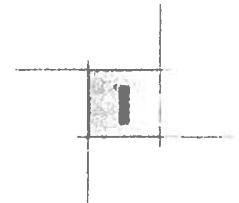
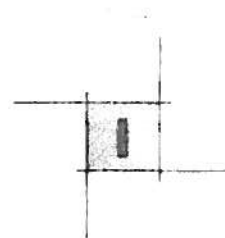


Fig. 3.1 - Forme spettrali



3.2. Caratterizzazione sismica del suolo

Il comune di Pescara ricade in zona di III categoria ai sensi della nuova classificazione del territorio nazionale (2003) pertanto è stata adottata come accelerazione di picco al suolo su roccia $ag = 0.15g$.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto l'Ordinanza sismica definisce le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione:

A- Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi; caratterizzati da valori di $V_{s30} > 800$ m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.

B- Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa).

C- Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < N_{SPT} < 50$, $70 < c_u < 250$ kPa).

D- Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 180$ m/s ($N_{SPT} < 15$, $c_u < 70$ kPa).

E- Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di V_{s30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{s30} > 800$ m/s.

Nelle definizioni precedenti V_{s30} è la velocità media di propagazione entro 30 metri di profondità delle onde di taglio, N_{SPT} è la resistenza allo Standard Penetration Test.

Dall'analisi dei dati in nostro possesso il suolo di fondazione su cui sorge l'ospedale può essere classificato come tipo C, pertanto il coefficiente di amplificazione del terreno è $S = 1.25$.

3.3. Fattore di importanza

Il fattore d'importanza dell'opera altri non è che un parametro che introduce una riserva di sicurezza per edifici con particolari funzioni. Tale fattore amplifica l'intensità della azione sismica di progetto rispetto al valore che si assume per costruzioni di importanza ordinaria (azione sismica di riferimento). Il fattore di importanza si applica in eguale misura all'azione sismica da adottare per lo stato limite ultimo e per lo stato limite di danno.

Nel caso in esame il fattore di importanza è stato assunto pari al massimo utilizzabile da normative e cioè $h = 1.4$.

3.4. Accelerazioni al suolo di riferimento (PGA_{rif})

Le accelerazioni di picco al suolo relative ottenibili in base ai parametri appena descritti risultano essere:

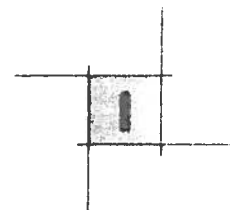
$$QHB_{qg-DP} > h_j / T / 2 / 6 / b_h > 1/4: 5h$$

$$QHB_{qg-ET} > h_j / T / b_h > 1/374h$$

$$QHB_{qg-EM} > h_j / T / \frac{b_h}{3/6} > 1/216h$$

Tabella 3.1 – Tabella riassuntiva dei parametri dell’input sismico

	a_g	h	S	$T_B[s]$	$T_C[s]$	$T_1[s]$
Azione orizzontale	0.15g	1.4	1.25	0.15	0.50	2.00
Azione verticale	0.15g	1.4	1.00	0.05	0.15	1.00



4.1 METODOLOGIE DI ANALISI SISMICA

La vigente normativa sismica OPCM 3274/03 e ss. mm. e ii. distingue le analisi sismiche in due grandi famiglie:

- ¶ ANALISI LINEARI
- ¶ ANALISI NON LINEARI

Il parametro discriminante risulta essere il comportamento nella risposta alle sollecitazioni degli elementi strutturali, qualora si adotti un comportamento indefinitamente elastico lineare si ricade nella prima tipologia di analisi, allorché invece si adotti un comportamento non indefinitamente elastico, sia che si adotti un comportamento “ideale” (ed esempio: elasto-plastico, elasto-incrudente) che un comportamento più vicino possibile a quello reale (ad esempio nei modelli in cui si fa uso del reale legame costitutivo dei materiali) si ricade nella seconda tipologia di analisi.

Nell'ambito dell'analisi lineare la norma distingue due gruppi :

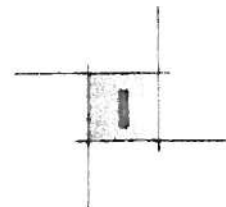
- ¶ ANALISI STATICA LINEARE
- ¶ ANALISI DINAMICA MODALE

Mentre nell'ambito delle analisi non lineari:

- ¶ ANALISI STATICA NON LINEARE
- ¶ ANALISI DINAMICA NON LINEARE

In entrambi i casi, lineare e non lineare, la norma prevede due livelli di approfondimento dell'analisi: un livello meno accurato: le analisi statiche, ed uno più approfondito: le analisi dinamiche. È bene precisare che fintantoché a livello di analisi statiche le due famiglie sono confrontabili, in campo non lineare l'analisi dinamica modale e l'analisi dinamica non lineare risultano profondamente differenti. Infatti definire l'analisi dinamica modale come un'analisi dinamica risulta essere più di una forzatura, dato che tale non viene eseguita sulla base di una sollecitazione dinamica (il sisma non è rappresentato da un'accelerogramma ma sottoforma spettrale). Sarebbe più corretto definire questa come un'analisi quasi-statica a sovrapposizione modale.

Nel presente lavoro si è fatto uso in maniera sistematica dell'analisi dinamica modale, ritenendola adeguatamente appropriata per la valutazione sismica degli edifici in oggetto, i quali risultano in larga maggioranza edifici multipiano a telai in c.a. Inoltre, per alcuni corpi di fabbrica significativi, l'analisi è stata approfondita in campo non lineare svolgendo sia analisi dinamiche time-history che analisi di spinta, le cosiddette analisi di pushover



5.1 CRITERI GENERALI DELLA MODELLAZIONE AGLI EF

5.1.1 La modellazione per le analisi elastiche

Le analisi eseguite sulla struttura in oggetto sono state condotte mediante appositi modelli matematici tridimensionale agli elementi finiti (E.F.); i modelli sono stati realizzati ed analizzati con l'ausilio del programma SAP2000+, con successiva elaborazione dei dati di output mediante l'utilizzo di fogli elettronici EXCEL+.

5.1.1.1 Modellazione degli elementi in c.a.

Travi, pilastri e cordoli sono stati modellati mediante elementi *frame* ai quali sono stati assegnati:

- ! le rispettive specifiche sezioni di carpenteria;
- ! le caratteristiche dei materiali.

Per tenere in conto le eccentricità tra i baricentri dei pilastri, ai diversi livelli, è stata conservata la verticalità dell'elemento modificandone però la posizione planimetrica. La connessione fra il pilastro inferiore e superiore è garantito da un "braccetto rigido": la elevata rigidità dell'elemento è stata ottenuta modificando sia la sezione che il modulo elastico del materiale.

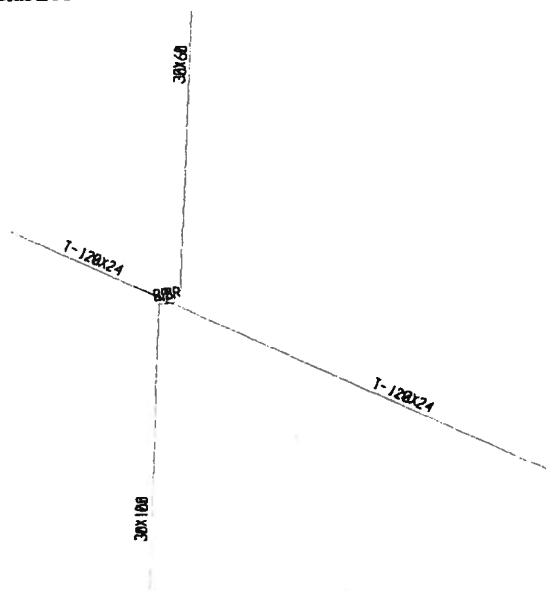
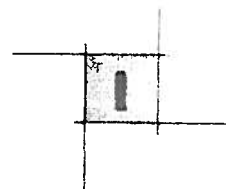


Fig. 5.1 - Esempio inserimento braccetti rigidi

Al fine di evitare un eccessivo incremento dell'onere computazionale, questa modellazione è stata introdotta solo quando la distanza fra i baricentri raggiunge i 15 cm. Così facendo si introduce, tuttavia, una distorsione spaziale non essendo sempre garantita la corretta posizione del pilastro: per tale ragione la maggior parte degli elementi trave, nel modello di calcolo, non risultano paralleli all'asse x o all'asse y.



Anche la presenza dell'eccentricità fra il baricentro delle travi e del pilastro è stata presa in considerazione riducendo la tolleranza massima a 5 cm.

Le pareti in cemento armato sono state modellate mediante l'utilizzo di elementi *shell* completi, elementi che consentono di schematizzare il comportamento lastra-piastra di tale tipologia di strutture: questo elemento permette di analizzare contemporaneamente il comportamento membranale (lastra) nel piano della parete e il comportamento flessionale (piastra) ortogonalmente al piano della parete.

5.1.2. Modellazione degli orizzontamenti

La presenza degli orizzontamenti è stata tenuta in conto nel modello assegnando ai nodi di ciascun piano

5.1.3. Modellazione dei vincoli

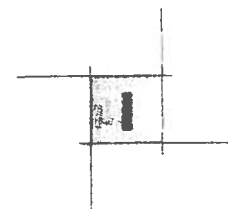
Le strutture in cemento armato sono state ipotizzate incastrate alla base, senza nessuna modellazione delle possibili strutture di fondazione e dell'interazione di queste ultime con il terreno. Tale assunzione risulta di maggiore severità per la struttura in elevazione.

5.1.4. Calcolo delle masse

Le masse sono state calcolate direttamente dai seguenti carichi:

- ! Peso proprio degli elementi strutturali;
- ! Peso proprio solaio (attribuito alle travi in funzione della tessitura del solaio stesso);
- ! Permanenti portati (attribuiti alle travi in funzione della tessitura del solaio);
- ! Peso tamponatura esterne (attribuito alle solo travi esterne);
- ! Carichi accidentali (attribuiti alle travi in funzione della tessitura del solaio);

Esse generalmente sono state attribuite al centro di massa di ciascun piano, facendo uso di un nodo master, al fine di ottenere una risposta dinamica della struttura dominata da pochi modi .



5.2. La modellazione per le analisi non lineari

La modellazione e le analisi in campo non lineare sono state sviluppate mediante il programma FIBRE. Esso è un programma 3D agli Elementi Finiti per l'analisi non-lineare delle strutture civili sviluppato negli ultimi quindici anni a partire dalla famiglia di codici americani noti con il nome di DRAIN3D e quindi ANSR (Mondkar, D.P., Powell, G.H., 1975). Lo sviluppo di questo programma ha riguardato diversi aspetti, secondo i maggiori risultati siano stati ottenuti con la messa a punto di elementi non-lineari mono-dimensionali (travi e bielle) per l'analisi sismica (Petrangeli, M., et al., 1999) e per l'analisi di strutture soggette a grandi spostamenti (non linearità geometrica) (Petrangeli, M., Petrangeli, M., 2000). Soprattutto il primo filone di ricerca ha portato allo sviluppo di un elemento capace di modellare il comportamento tagliante e la sua interazione con sforzo assiale e momento (Petrangeli, M., 1999). Questo elemento è particolarmente efficace nella modellazione della risposta sismica di ponti e strutture intelaiate in cemento armato e cemento armato precompresso oltre il limite elastico. Specificatamente la capacità di modellazione del comportamento tagliante risulta essere di una certa utilità nella modellazione di tutti quegli elementi (travi, pilastri) che presentano una snellezza ridotta e possono quindi presentare risposte fragili od, in ogni modo, con sensibilità al taglio. FIBRE è formulato in Lagrangiane totali con soluzione in spostamenti. Tutti gli elementi di trave non lineare sono formulati in flessibilità, permettendo una modellazione molto efficiente (con pochi macro-elementi) delle strutture in cemento armato e cemento armato precompresso. Il programma dispone, ovviamente, di una libreria completa di elementi elastici.

Il programma è in grado di analizzare la risposta nel dominio del tempo per storie imposte di spostamenti e/o forze, distintamente per tutti i nodi, nonché accelerogrammi sincroni a tutti i gradi di libertà vincolati.

5.2.1. I legami costitutivi dei materiali

Per quanto riguarda il calcestruzzo il suo legame costitutivo risulta essere quello proposto prima da Popovic (1973) e successivamente migliorato da Mander et al. (1988). Tale legge risulta essere ciclica, simulando il progressivo danneggiamento del materiale. Inoltre si sottolinea che il calcestruzzo è considerato resistente a trazione in prima fase (prima della fessurazione).

Mentre il legame costitutivo dell'acciaio è basato sul lavoro di Menegotto, Pinto (1977), il quale risulta caratterizzato da un comportamento elastico perfettamente plastico seguito da un ramo di hardening. È possibile inoltre specificare un diverso comportamento dell'acciaio a trazione e a compressione, possibilità utile ad esempio per considerare il decremento di resistenza per instabilità a carico di punta delle barre.

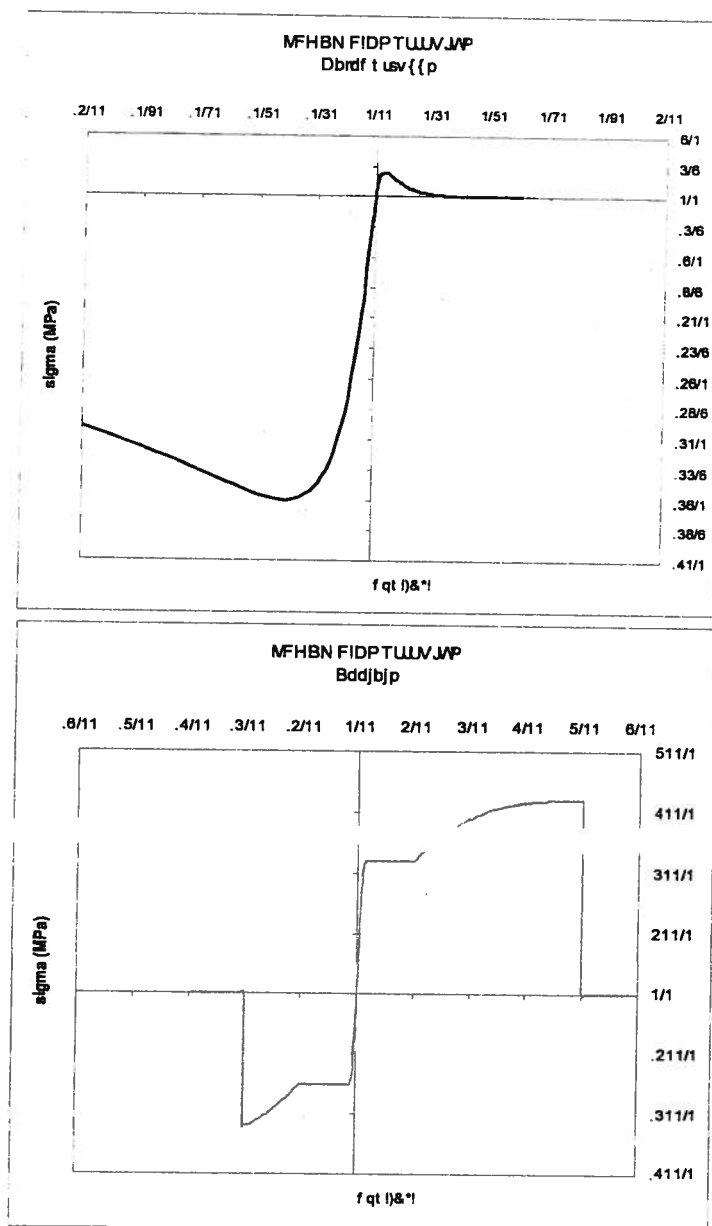
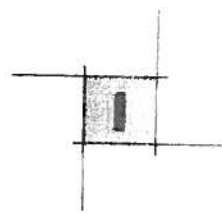


Fig. 5.2 – Legami costitutivi non lineari dei materiali del CA

5.2.2. *Gli elementi finiti a fibre*

Esistono tre livelli che caratterizzano il comportamento dell’elemento finito a fibre: l’elemento, la sezione e le fibre. A livello di fibra agisce il legame costitutivo, a livello di sezione avviene l’integrazione dei



contributi delle singole fibre al fine di ottenere le sollecitazioni, infine a livello di elemento avviene la determinazione delle forze e spostamenti nodali.

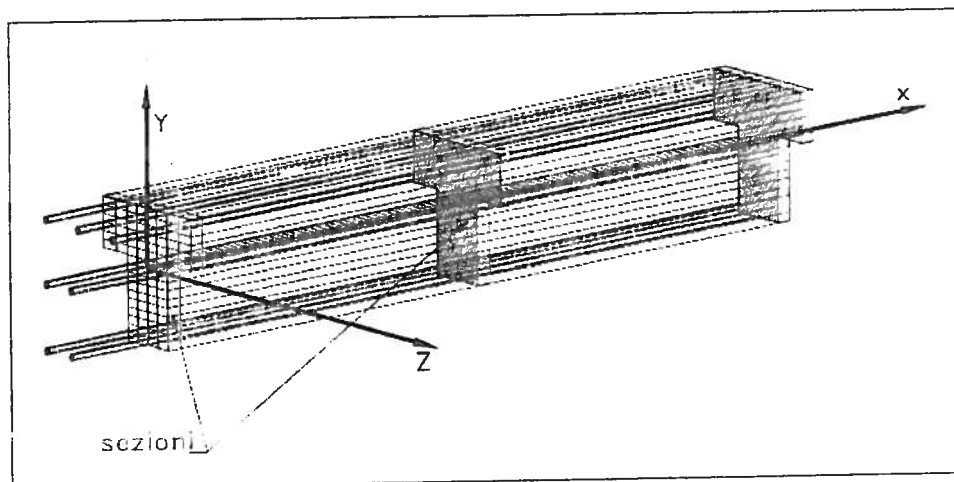


Fig. 5.3 - L'elemento a fibre

Nelle modellazioni non lineari sono stati utilizzati due tipi di elementi a fibre: l'elemento beam 3D e l'elemento beam 2Dshear.

I due oltre alla immediata differenza di essere uno un elemento tridimensionale e l'altro bidimensionale (la sua risposta è solo nel piano), si distinguono per il fatto che il primo ha un comportamento non lineare presso (o tenso)-flessionale, che risultano riconducibili solamente agli sforzi normali. Mentre la non linearità del secondo elemento interessa, oltre la presso flessione (nel piano), anche l'azione tagliante.

5.2.3. Modellazione dei vincoli

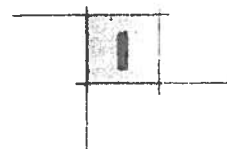
Si è proceduto analogamente al caso lineare.

5.2.4. Modellazione degli orizzontamenti

La presenza degli orizzontamenti è stata tenuta in conto nel modello assegnando alle una rigidezza nel piano orizzontale molto elevata (piani rigidi)

5.2.5. Calcolo delle masse

Le masse sono state calcolate analogamente alla modellazione elastica. Mentre sono state applicate in maniera esatta a tutti i nodi del modello.



5.3. Le prescrizioni normative riguardo ai carichi e alle masse

5.3.1. Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

$$\gamma I E + G_k + \sum_i (\Psi_{2i} Q_{ki})$$

E è l'azione sismica per lo stato limite considerato

!

γI è il fattore di importanza per la cui determinazione si rimanda alla tabella sottostante:

Tabella 5.1 – Coefficiente d'importanza secondo OPCM 3431/05

Categoria	Edifici	Fattore di importanza
I	Edifici la cui funzionalità durante il terremoto ha importanza fondamentale per la protezione civile (ad esempio ospedali, municipi, caserme dei vigili del fuoco)	1.4
II	Edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (ad esempio scuole, teatri)	1.2
III	Edifici ordinar. non compresi nelle categorie precedenti	1.0

G_k è l'azione dei carichi permanenti presi con il loro valore caratteristico.

Q_{ki} è il valore caratteristico dei carichi accidentali

Ψ_{2i} è un coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente della azione variabile Q_{ki} , per la sua determinazione si rimanda alla tabella sottostante

Tabella 5.2 – Coefficiente di combinazione dell'azione accidentale secondo OPCM3431/05

Destinazione d'uso	Ψ_{2i}
Abitazioni, Uffici	0.30
Uffici aperti al pubblico, Scuole, Negozi, Autorimesse	0.60
Tetti e coperture con neve	0.20
Magazzini, Archivi, Scale	0.80
Vento, variazione termica	0.00



5.3.2. Determinazione delle masse sismiche

Gli effetti dell’azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali

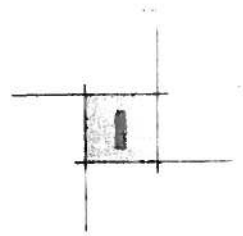
$$G_k + \sum_i (\Psi_{Ei} Q_{ki})$$

dove i simboli G_k e Q_{ki} hanno il significato illustrato al paragrafo precedente mentre

$$\Psi_{Ei} = \Psi_{2i} * \phi$$

è il coefficiente di combinazione dell’azione variabile Q_i che tiene conto della probabilità che tutti i carichi siano presenti sull’intera struttura contemporaneamente in occasione del sisma. I valori di ϕ sono riportati nella tabella sottostante

Carichi ai piani	ϕ
Copertura	1.0
Archivi	1.0
Carichi correlati	0.8
Carichi indipendenti	0.5



6.1 MODELLI AGLI EF

6.1.1 Premessa

Il complesso edilizio che costituisce l'ospedale "Spirito Santo" di Pescara, risulta composto da numerosi corpi di fabbrica, è apparso ragionevole ritenere che la valutazione sismica del complesso dovesse interessare solamente i corpi di fabbrica le cui caratteristiche strutturali (in particolare l'altezza) rilevassero una certa sensibilità all'evento sismico. Pertanto sono stati analizzati con modelli agli elementi finiti i 14 corpi di fabbrica che presentano almeno due piani fuori terra.

Le modellazioni agli elementi finiti per analisi non lineari sono state condotte su un numero più ristretto di edifici, in base alle conoscenze raggiunte della struttura ed ai risultati delle preliminari analisi elastiche.

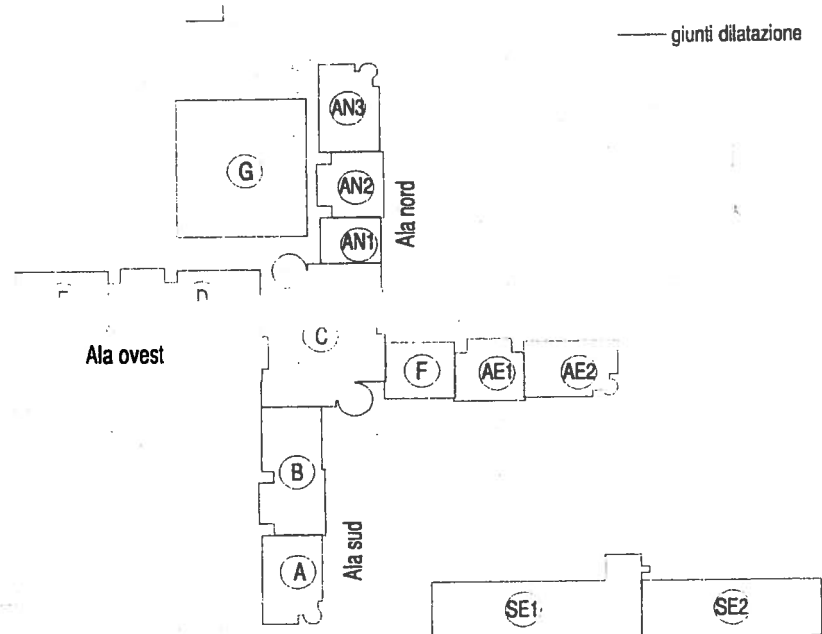
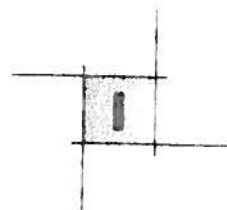


Fig. 6.1 - I corpi di fabbrica modellati agli EF



6.2. III corpo di fabbrica "A"

Il corpo di fabbrica "A" è collocato all'estremità sud del complesso centrale dell'ospedale. La struttura presenta una geometria regolare sia in pianta che in altezza, dove però è presente, all'ultimo livello, una sopraelevazione relativa al corpo scala angolare. Tale sopraelevazione copre circa 1/6 della superficie di piano.

Grazie agli elaborati di progetto (I stralcio) e alle indagini sperimentali è stato possibile procedere ad una ricostruzione attendibile delle carpenterie, piano per piano.

Le fondazioni sono di tipo profonde costituite da pali $\varnothing 2111n$, di profondità variabile; il collegamento fra i diversi testa-pila è assicurato da travi di sezione 40×120 cm.

E' stata effettuata una analisi lineare e dinamica modale realizzando un modello agli elementi finiti analizzato con il SAP200 NL, il modello conta 1118 elementi (861 frame e 254 shell).

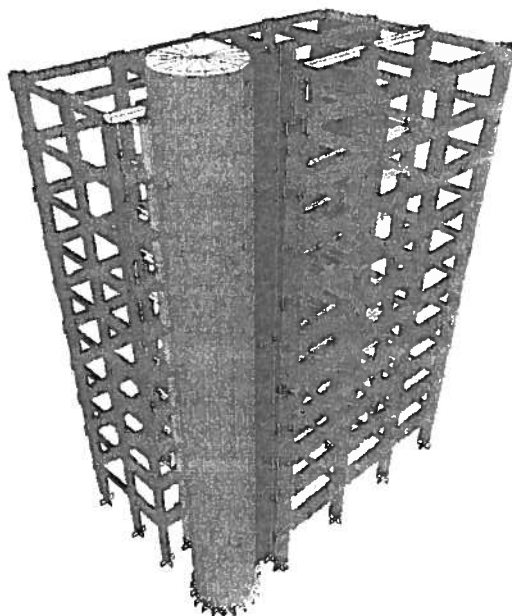
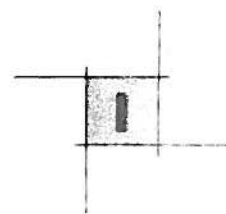


Fig. 6.2 - Il modello SAP 3D del corpo di fabbrica "A"



6.3. Il corpo di fabbrica “B”

Il corpo di fabbrica “B” è collocato nell’ala sud del complesso centrale a contatto con il corpo C e A. La struttura presenta una geometria regolare sia in pianta che in altezza, dove però è presente, all’ultimo livello, una sopraelevazione che copre circa 1/5 della superficie di piano.

Grazie agli elaborati di progetto (I stralcio), ai rilievi ed alle indagini sperimentali effettuate in sito è stato possibile procedere ad una ricostruzione attendibile delle carpenterie, piano per piano.

Le fondazioni sono di tipo profonde costituite da pali $\varnothing 2111$ n, di profondità variabile; il collegamento fra i diversi testa-pila è assicurato da travi di sezione 40x120cm.

E’ stata effettuata una analisi lineare e dinamica modale realizzando un modello agli elementi finiti analizzato con il SAP200 NL, il modello conta 1880 elementi (1586 frame e 294 shell).

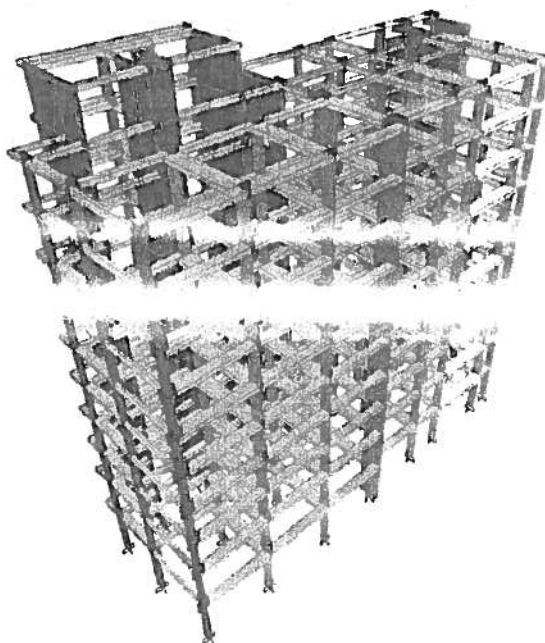
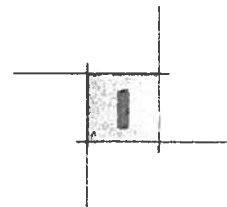


Fig. 6.3 – Il modello SAP 3D del corpo di fabbrica “B”



6.4.III corpo di fabbrica "C"

Il corpo di fabbrica "C" è il corpo di smistamento dell'intero complesso centrale. E' il blocco di dimensioni maggiori rispetto agli altri e ingloba al suo interno 4 corpi scala in cemento armato.

Grazie agli elaborati di progetto (I stralcio), ai rilievi ed alle indagini sperimentali effettuate in sito è stato possibile procedere ad una ricostruzione attendibile delle carpenterie, piano per piano.

Le fondazioni sono di tipo profonde costituite da pali $\varnothing 2111n$, di profondità variabile; collegamento fra i diversi testa-pila è assicurato da travi di sezione 40x120cm.

E' stata effettuata una analisi lineare e dinamica modale realizzando un modello agli elementi finiti analizzato con il SAP200 NL, il modello conta 6861 elementi (4041 frame e 2820 shell).

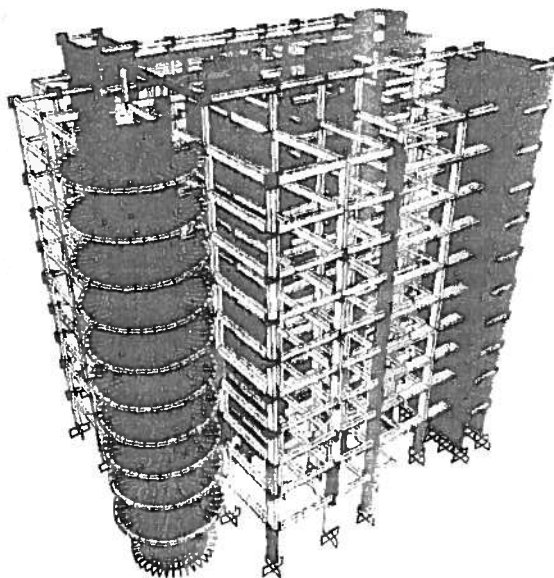
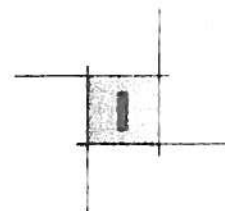


Fig. 6.4 - Il modello SAP 3D del corpo di fabbrica "C"



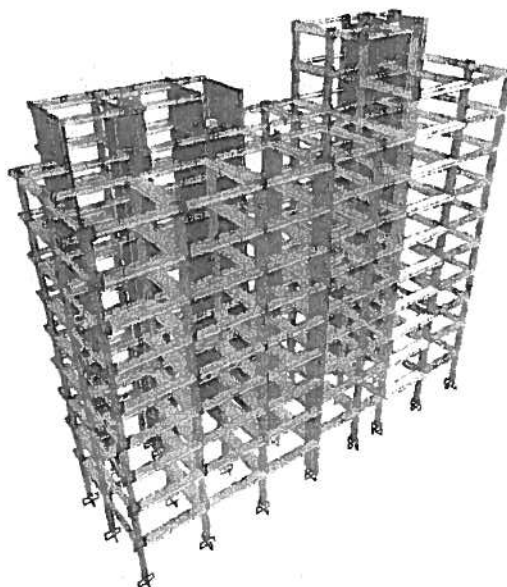
6.5. Il corpo di fabbrica "D"

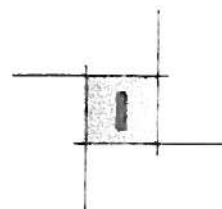
Il corpo di fabbrica "D" è collocato nell'ala ovest del complesso a contatto con il corpo C e con il corpo E. La struttura presenta una geometria regolare sia in pianta che in altezza, dove però sono presenti, all'ultimo livello, due sopraelevazioni, rispettivamente di uno e due piani che coprono, insieme, circa 2/5 della superficie di piano.

Grazie agli elaborati di progetto (I stralcio), ai rilievi ed alle indagini sperimentali effettuate in sito è stato possibile procedere ad una ricostruzione attendibile delle carpenterie, piano per piano.

Le fondazioni sono di tipo profonde costituite da pali Ø2111n n, di profondità variabile; il collegamento fra i diversi testa-pila è assicurato da travi di sezione 40x120cm.

E' stata effettuata una analisi lineare e dinamica modale realizzando un modello agli elementi finiti





6.6. III corpo di fabbrica "E"

Il corpo di fabbrica "E" è collocato all'estremità dell'ala sud est complesso, a contatto con il corpo D. La struttura presenta una geometria regolare sia in pianta che in altezza, dove però è presente, all'ultimo livello, una sopraelevazione relativa al corpo scala angolare. Tale sopraelevazione copre circa 1/6 della superficie di piano. Il blocco ha minore altezza globale rispetto altri.

Grazie agli elaborati di progetto (I stralcio), ai rilievi ed alle indagini sperimentali effettuate in sito è stato possibile procedere ad una ricostruzione attendibile delle carpenterie, piano per piano.

Le fondazioni sono di tipo profondo costituite da pali C21110 n. di profondità variabile; il collegamento tra i diversi testa-pila è assicurato da travi di sezione 40x120cm.

E' stata effettuata una analisi lineare e dinamica modale realizzando un modello agli elementi finiti analizzato con il SAP200 NL, il modello conta 1007 elementi (775 frame e 232 shell).

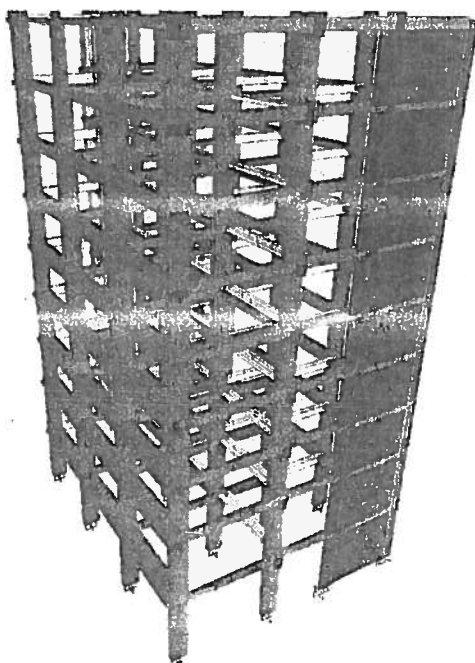
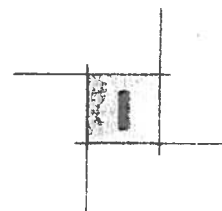


Fig. 6.6 – Il modello SAP 3D del corpo di fabbrica "E"



6.7. Il corpo di fabbrica "F"

Il corpo di fabbrica "F" fa parte dell'ala est della "croce" e ne costituisce l'edificio più interno (attiguo al corpo di smistamento "C"). La documentazione reperita è particolarmente ricca: sono a disposizione i principali disegni del progetto esecutivo, con evidenziate le modifiche apportate in sede realizzativa, ed i particolari dei solai forniti dalla ditta C.A.P.P.A. S.r.l.. Grazie agli elaborati di progetto (I stralcio), ai rilievi ed alle indagini sperimentali effettuate in sito, è stato possibile procedere ad una ricostruzione attendibile delle carpenterie, piano per piano.

Le fondazioni sono di tipo profonde costituite da pali $\varnothing 2111$ n n, di lunghezza variabile, identificati da un codice numerico progressivo (da 178 a 193) il collegamento fra i diversi testa-pila è assicurato da travi di sezione 40x120cm. !

In elevazione la struttura risulta caratterizzata dalla presenza di una parete in c.a. (20x400cm) ubicata all'estremo nord-est della struttura, che risulta attirare a sé il centro di rigidezza; infatti l'unico elemento controbilanciante risulta il vano ascensore le cui pareti però hanno uno spessore di 10cm, ubicato leggermente ad ovest del centro geometrico della struttura. I pilastri sono tutti orientati con l'asse di maggior rigidezza nella medesima direzione, quella nord. Le travi di collegamento risultano in larga maggioranza a spessore di solaio (24cm), mentre le travi reggi-solaio, quelle che collegano i pilastri nella direzione di maggior rigidezza, risultano di dimensioni 40x60 cm.

Data l'ottima conoscenza raggiunta della struttura è parso opportuno effettuare le analisi inelastiche su questo corpo di fabbrica. Tuttavia, come del resto invita la norma, è stata prevista una preliminare analisi lineare. Sono stati effettuati due modelli: un modello tridimensionale con il programma agli elementi finiti SAP2000NL ed uno, anch'esso tridimensionale, con il programma FIBRE. Il modello SAP conta 575 elementi, mentre il modello FIBRE conta 499 elementi. La modellazione non lineare ha riguardato solamente i pilastri della struttura (176 elementi) al fine di snellire l'onere computazionale nonché di facilitare l'input dei dati.

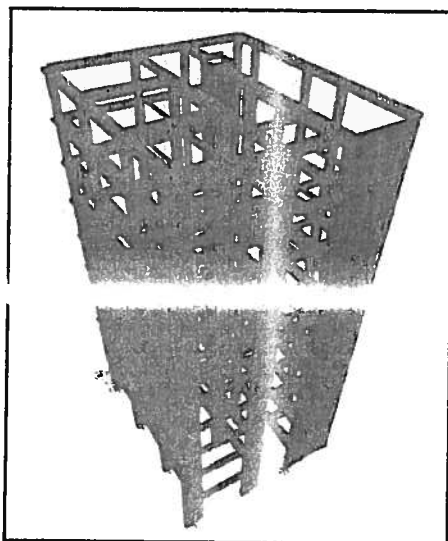
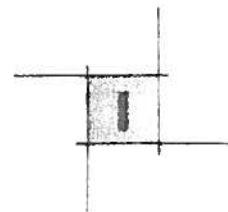


Fig. 6.7 – Il modello SAP 3D del corpo di fabbrica "F"



6.8.1 Il corpo di fabbrica "AN1"

Il corpo di fabbrica "AN1" fa parte del secondo stralcio di progetto, esso è collocato nell'ala nord del complesso, a contatto con il corpo C e con il corpo AN2. La struttura presenta una geometria regolare sia in pianta che in altezza.

Grazie ai rilievi ed alle indagini sperimentali effettuate in sito è stato possibile procedere ad una ricostruzione attendibile delle carpenterie, piano per piano.

Le fondazioni sono di tipo profonde costituite da pali Ø2111n n , di lunghezza variabile; il collegamento fra i diversi testa-pila è assicurato da travi di sezione 40x120cm.

E' stata effettuata una analisi lineare e dinamica modale realizzando un modello agli elementi finiti analizzato con il SAP200 NL, il modello conta 1000 elementi (870 frame e 130 shell).

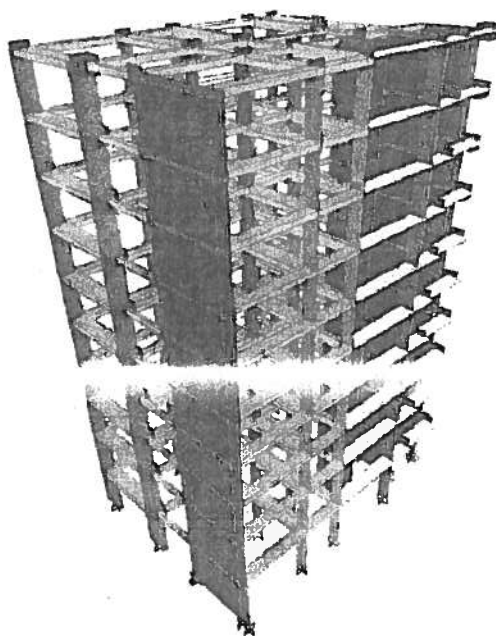
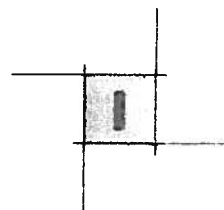


Fig. 6.8 - Il modello SAP 3D del corpo di fabbrica "AN1"



6.9. Il corpo di fabbrica "AN2"

Il corpo di fabbrica "AN2" fa parte del secondo stralcio di progettazione, esso è collocato nell'ala nord della "croce" a contatto con il corpo AN1 e AN3. La struttura presenta una geometria regolare sia in pianta che in altezza, dove però è presente, all'ultimo livello, una sopraelevazione che copre circa 1/3 della superficie di piano.

Grazie ai rilievi ed alle indagini sperimentali effettuate in sito è stato possibile procedere ad una ricostruzione attendibile delle carpenterie, piano per piano.

Le fondazioni sono di tipo profonde costituite da pali $\varnothing 211$ mm, di profondità variabile; il collegamento fra i diversi testa-pila è assicurato da travi di sezione 40x120 cm.

E' stata effettuata una analisi lineare e dinamica modale realizzando un modello agli elementi finiti analizzato con il SAP200 NL, il modello conta 1000 elementi (836 frame e 164 shell).

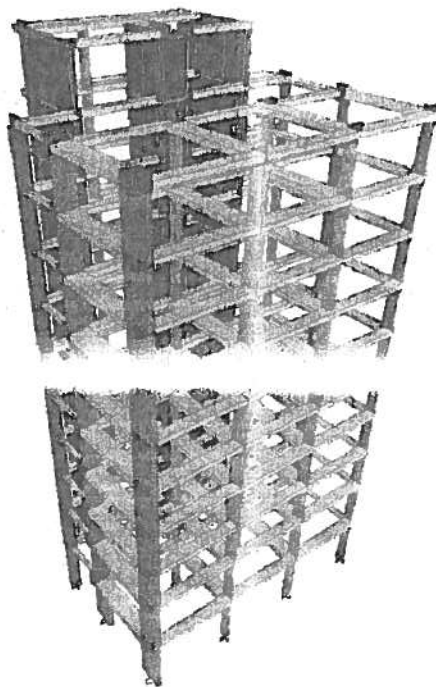
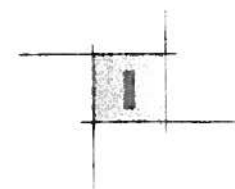


Fig. 6.9 - Il modello SAP 3D del corpo di fabbrica "AN2"



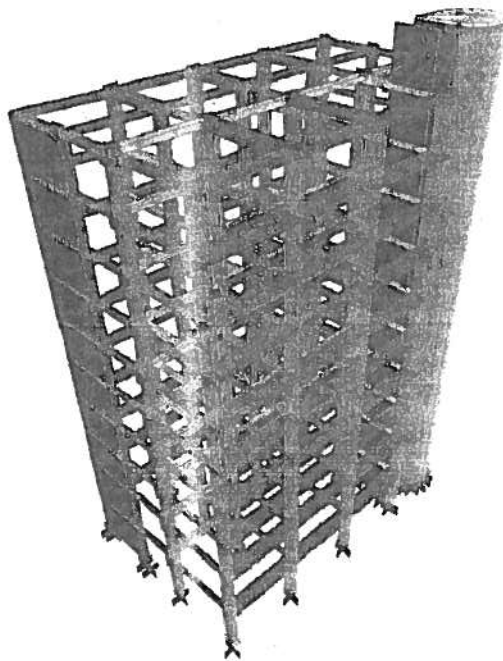
6.10.1 Il corpo di fabbrica “AN3”

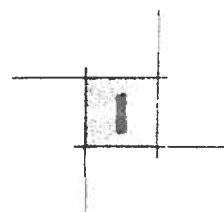
Il corpo di fabbrica “AN3” fa parte del secondo stralcio di progettazione, esso è collocato all'estremità dell'ala nord della croce a contatto con il corpo AN2. La struttura presenta una geometria regolare sia in pianta che in altezza; risulta, all'ultimo livello, una sopraelevazione relativa al corpo scala angolare che copre circa 1/8 della superficie di piano.

Grazie ai rilievi ed alle indagini sperimentali effettuate in sito è stato possibile procedere ad una ricostruzione attendibile delle carpenterie, piano per piano.

Le fondazioni sono di tipo profonde costituite da pali Ø2111n n, di lunghezza variabile; il collegamento fra i diversi testa-pila è assicurato da travi di sezione 40x120cm.

E' stata effettuata una analisi lineare e dinamica modale realizzando un modello agli elementi finiti analizzato con il SAP200 NL, il modello conta 1114 elementi (861 frame e 253 shell).





6.11.! Il corpo di fabbrica "AE1"

Il corpo di fabbrica "AE1" fa parte del II stralcio di progettazione, è collocato nell'ala est della "croce" a contatto con il corpo "F" e il corpo "AE2". Presenta le stesse caratteristiche geometriche e strutturali del corpo "AN2", pertanto non è stato necessario approntare alcun modello agli EF specifico.

6.12.! Il corpo di fabbrica "AE2"

Il corpo di fabbrica "AE2" fa parte del II stralcio di progettazione, è collocato all'estremità dell'ala est della "croce" a contatto con il corpo "AE1". Presenta le stesse caratteristiche geometriche e strutturali del corpo "AN3", pertanto non è stato necessario approntare alcun modello agli EF specifico.

6.13.! Il corpo di fabbrica "SE1"

Il corpo di fabbrica "SE1", insieme al corpo "SE2", è distaccato dal complesso principale dell'ospedale risultando localizzato rispetto ad esso, in direzione sud-est. E' adibito ai poliambulatori e condivide il corpo scala con l'edificio "SE2".

La documentazione di progetto originale reperita è molto scarsa. Una ricostruzione attendibile è stata realizzata tuttavia, grazie a un rilievo diretto ed alle indagini sperimentali effettuate in sito.

Data la scarsa conoscenza di informazioni sulla carpenteria, si è deciso di affrontare solo analisi elastico - lineari, tramite un modello tridimensionale elaborato con il programma agli elementi finiti SAP2000NI il modello conta 850 elementi (690 frame e 160 shell).

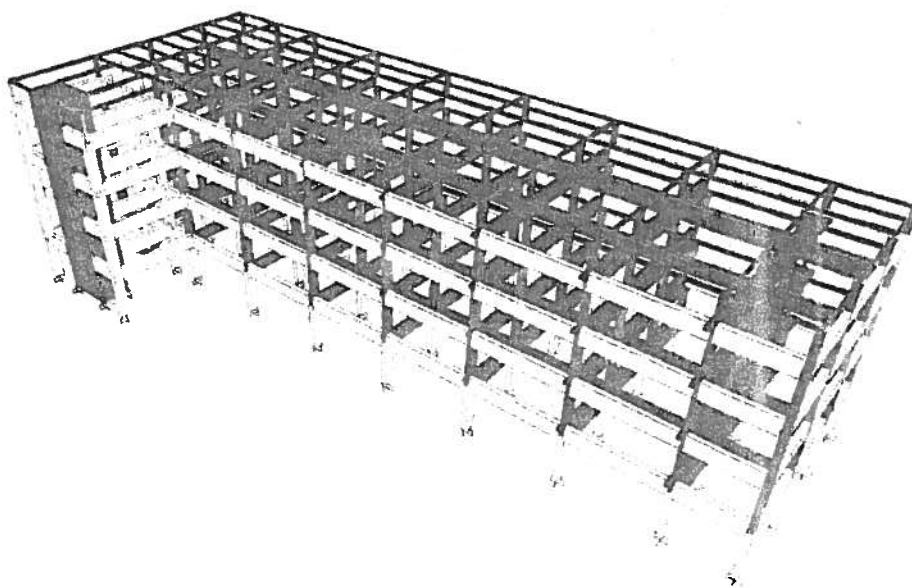
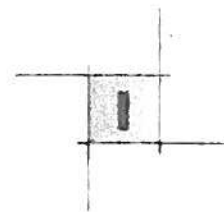


Fig. 6.11 - Il modello SAP 3D del corpo di fabbrica "SE1"



6.14.1 Il corpo di fabbrica "SE2"

Il corpo di fabbrica "SE2" è adiacente a corpo SE1 anch'esso adibito ai poliambulatori e risulta localizzato ad est.

Anche per questo edificio la documentazione reperita è pressoché nulla. Una ricostruzione attendibile è stata possibile tuttavia, grazie a un rilievo diretto e alle indagini sperimentali effettuate in sito..

Le analisi sono, anche in questo caso, di tipo elastico lineare con il programma di calcolo SAP200NL, il modello conta 454 elementi frame.

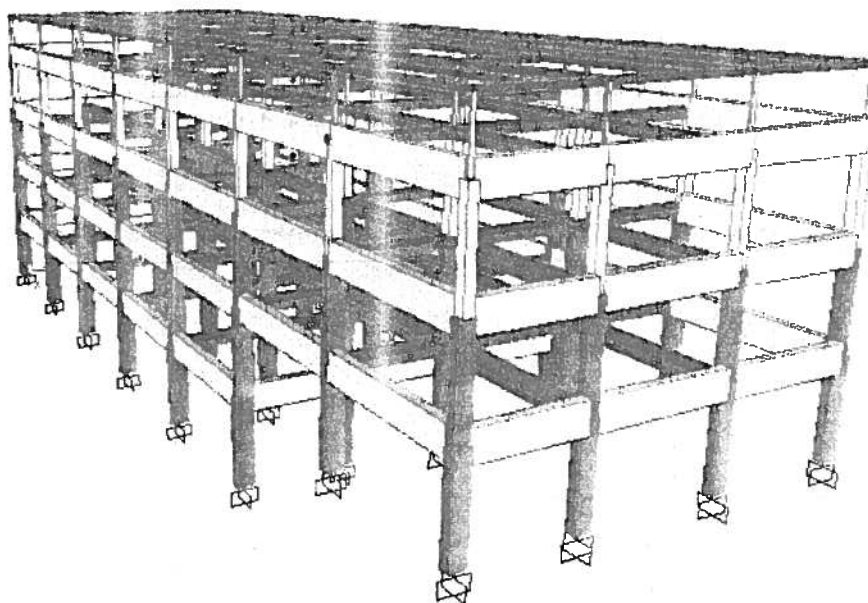
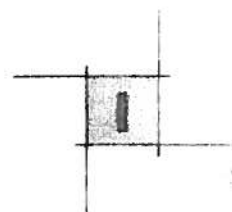


Fig. 6.12 - Il modello SAP 3D del corpo di fabbrica "SE2"



6.15.1 Il corpo di fabbrica "G"

Il corpo di fabbrica "G" non fa parte degli edifici della croce principale ma si trova nelle immediate adiacenze (tra l'ala ovest e quella nord), il fabbricato ospita le sale operatorie. L'edificio si compone di un piano terra, un primo ed un secondo piano e la copertura. Le fondazioni sono di tipo diretto a trave rovescia, l'elevazione è costituita da telai unidirezionali collegati trasversalmente tra loro dai solai e dalle travi perimetrali.

La documentazione di progetto reperita per questo edificio è completa sia per la parte grafica (carpenterie ed armature) che per quella di calcolo (relazioni).

Data la principale destinazione d'uso dell'edificio (sale operatorie) non è stato possibile accedervi né per eseguire un sopralluogo né per effettuare eventuali saggi conoscitivi sulle strutture. Tuttavia data l'ottima qualità delle informazioni progettuali reperite, si è deciso di svolgere sia analisi elastico-lineari che non lineari.

Le analisi di tipo elastico lineare sono state effettuate con il programma di calcolo SAP2000NL, il modello conta 454 elementi frame.

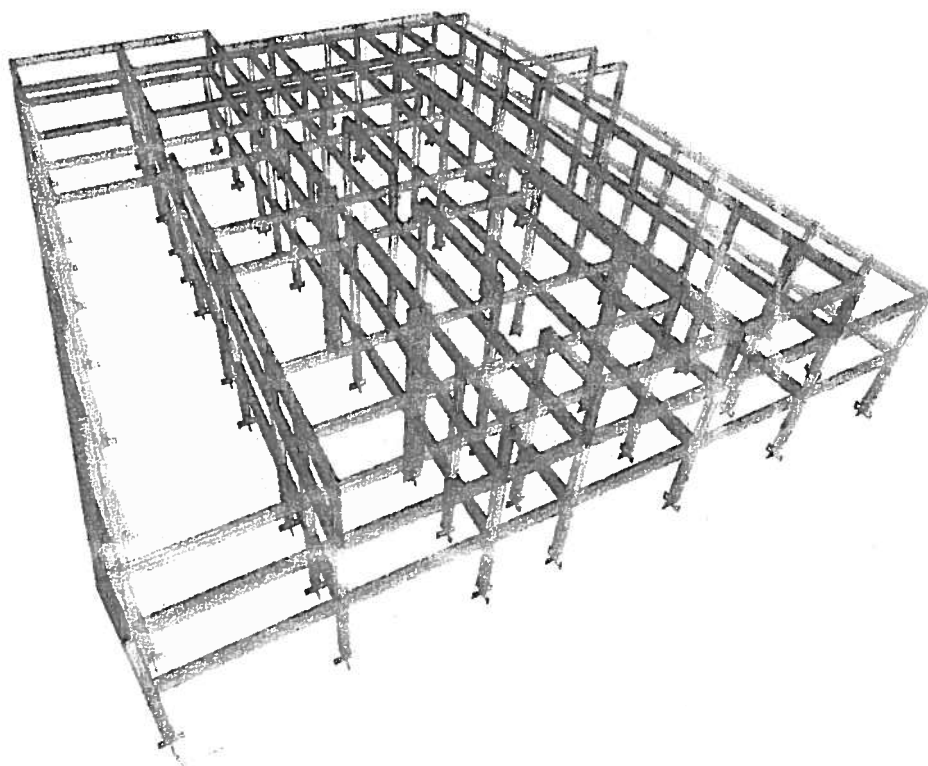
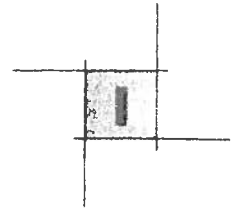


Fig. 6.13 – Il modello SAP 3D del corpo di fabbrica "G"



7.1 ANALISI NUMERICHE LINEARI

7.1.1 Caratterizzazione meccanica dei materiali

In base alle indagini sperimentali sui materiali effettuate è stato possibile caratterizzare i materiali degli elementi in cemento armato come segue, rimandando alla relazione di sintesi delle indagini sperimentali per ulteriori approfondimenti.

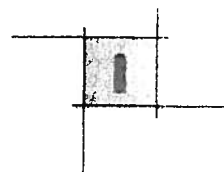
Calcestruzzo	$R_m = 31$	MPa
(tutti i corpi di fabbrica)	$f_{cm} = 25.7$	MPa
	$E_c = 16\ 000$	MPa (fessurato)
Acciaio tipo Aq50	$f_{ym} = 320$	MPa
(corpi A,B,C,E,F,G)	$f_{tm} = 420$	MPa
	$E_s = 200\ 000$	MPa
Acciaio tipo FeB44k	$f_{ym} = 440$	MPa
(altri corpi)	$f_{tm} = 550$	MPa
	$E_s = 200\ 000$	MPa

A tali valori andranno applicati i relativi coefficienti parziali di sicurezza ed i fattori di confidenza, secondo quanto specificato dalla norma , *OPCM 3431/05 p.to 11.2.6*.

A beneficio del lettore si riporta la tabella delle resistenze di calcolo dei materiali in funzione della tipologia di verifica e del fattore di confidenza raggiunto.

Tabella 7.1 – Valori di calcolo dei materiali

Tipologia di verifica	Fattore di confidenza	Valore di calcolo
Verifica a rottura	1.0	2/1
n f dd/evujrjn	g _e	32/5 N Qb
n f dd/gbhjrn	g _e	24/5 N Qb
Bddbjp!Br 61	ht	2/26
n f dd/evujrjn	g _e	377/8 N Qb
n f dd/gbhjrn	g _e	342/ N Qb
Bddbjp!Gf C55l	ht	2/26
n f dd/evujrjn	g _e	477/8 N Qb
n f dd/gbhjrn	g _e	429/9 N Qb



7.2. Le combinazioni delle azioni

Nelle analisi e verifiche presenti in questo capitolo sono state considerate le seguenti combinazioni delle azioni agenti sulla struttura, in accordo con le prescrizioni delle nuove norme tecniche sulle costruzioni (DM 14 gennaio 2008).

Tabella 7.2 – Combinazioni di carico

Combinazione	Espressione	Descrizione
Comb.1	$G_1 + G_2 + Q_1$	Combinazione statica SLE
Comb.2	$1.3G_1 + 1.5G_2 + 1.5Q_1$	Combinazione statica SLU
Comb.3	$G_1 + G_2 + 0.6Q_1 + E_{x_{CO}} + 0.3E_{y_{CO}} + E_{z_{CO}}$	Combinazione sismica SLCO n.1
Comb.4	$G_1 + G_2 + 0.6Q_1 + 0.3E_{x_{CO}} + E_{y_{CO}} + E_{z_{CO}}$	Combinazione sismica SLCO n.2
Comb.5	$G_1 + G_2 + 0.6Q_1 + E_{x_{DS}} + 0.3E_{y_{DS}} + E_{z_{DS}}$	Combinazione sismica SLDS n.1
Comb.6	$G_1 + G_2 + 0.6Q_1 + 0.3E_{x_{DS}} + E_{y_{DS}} + E_{z_{DS}}$	Combinazione sismica SLDS n.2
Comb.7	$G_1 + G_2 + 0.6Q_1 + E_{x_{DL}} + 0.3E_{y_{DL}} + E_{z_{DL}}$	Combinazione sismica SLDL n.1
Comb.8	$G_1 + G_2 + 0.6Q_1 + 0.3E_{x_{DL}} + E_{y_{DL}} + E_{z_{DL}}$	Combinazione sismica SLDL n.2

dove:

- G_1 peso proprio elementi strutturali
- G_2 peso proprio elementi non strutturali
- Q_1 carico accidentale orizzontamenti
- $E_{i,j}$ azione sismica (i direzione applicazione, j stato limite considerato)



7.3. Quadro delle analisi effettuate

Per ogni corpo di fabbrica considerato sono state svolte le seguenti analisi:

- ! Analisi dei carichi
- ! Analisi modale
- ! Analisi sismiche

Nell'analisi dei carichi vengono esplicitati i carichi verticali agenti sulla struttura.

Nell'analisi modale vengono riportati i periodi e la percentuale di massa eccitata modi di vibrare. Sono stati considerati ai fini delle analisi sismiche un numero di modi tali da eccitare complessivamente oltre l'85% della massa della struttura in accordo col *p.to 4.5.3 OPCM3431/05*.

Le analisi sismiche sono state condotte per le tre azioni sismiche di Collasso (CO), Danno Severo (DS) e Danno Lieve (DL), secondo gli spettri di risposta precedentemente dichiarati nella presente relazione. Per i due stati limite in di CO e DS si è fatto uso del fattore di struttura q .

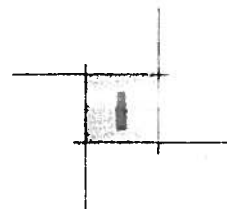
La norma, riguardo alle strutture in cemento armato (OPCM3431/05 *p.to 11.3*), prevede che le verifiche di sicurezza avvengano distinguendo elementi/meccanismi fragili ed elementi/meccanismi duttili. Nel primo caso (le verifiche a taglio) è necessario confrontare la domanda sismica con la capacità della struttura in termini di forze, mentre per i meccanismi duttili risulta necessario confrontare la richiesta sismica con la capacità in termini di spostamenti e/o deformazioni. Si è ritenuto altresì utile effettuare le classiche verifiche a flessione e presso flessione.

Pertanto sono state effettuate le seguenti verifiche atte a determinare i coefficienti di rischio sismico della struttura:

- ! VERIFICHE IN SPOSTAMENTI (SL CO, DS , DL):
 - p! Rotazioni rispetto alla corda
- ! VERIFICHE IN FORZE (SL CO):
 - p! Verifiche a (presso-)flessione
 - p! Verifiche a taglio

Le verifiche in spostamenti si riassumono nella controllo delle rotazioni all'estremità degli elementi. La valutazione della capacità di rotazione ai vari stati limite è stata eseguita in conformità al *p.to 11.3.2.1 OPCM3341/05*.

Relativamente alle verifiche in forze si precisa che sono state condotte secondo la teoria del III stadio del cemento armato, pertanto si è ritenuto corretto applicarle solamente per lo SL CO. Le verifiche a taglio



ottenuto da considerazioni statiche in base ai momenti resistenti di estremità a seconda che l'elemento

Le verifiche hanno interessato un campione significativo di elementi strutturali di ogni corpo di fabbrica.



7.4. Il corpo di fabbrica "A"

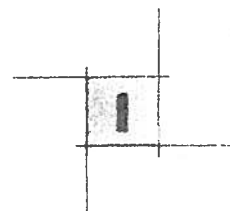
7.4.1. Analisi dei carichi

Per l'analisi dei carichi sono stati utilizzati i valori (kg/mq) desunti dal progetto costruttivo dei solai e riportati nel collaudo dell'Ing. Sablone.

Tabella 7.3 – Analisi carichi corpo "A".

Solaio degenze (h 24cm)	(kg/m ²):
Peso proprio	397
Permanente portato	150
Accidentale	300
Solaio cop. praticabili (h 28cm)	(kg/m ²):
Peso proprio	370
Permanente portato	100
Accidentale	200
Tamponature esterne (s=30cm)	(kg/m):
H _{interpiano} = 3.6m	850
H _{interpiano} = 4.4m	1040

I valori dei carichi accidentali corrispondono a quanto previsto dalle norme tecniche sulle costruzioni, di recente emissione, per gli ambienti interni, appartenenti alla categoria 2, sono previsti $q_k = 300$ kg/mq. Pertanto, in base all'orditura dei solai alle travi portanti sono stati attribuiti i carichi lineari in funzione all'area di solaio gravante. Inoltre, alle travi di bordo, è stato attribuito il carico delle murature perimetrali, ove presenti, stimando uno spessore di 30 cm un'altezza interpiano di 3.6m e una densità forfetaria di 800kg/mc. Mentre le tramezzature interne, sono state considerate incluse nei permanenti portati dai solai, come da documentazione reperita (vedi collaudo dell'ing. Mario Sablone).



7.4.2. *Analisi Modale*

Si riportano nella tabella seguente i dati che caratterizzano il comportamento elastico della struttura.

Tabella 7.4 – Analisi Modale corpo "A".

Modo	Periodo (sec)	Ceff. Part. Ux	Ceff. Part. Uy	Ceff. Part. Rz
1	2.67	0.6190	0.0049	0.6440
2	1.76	0.0100	0.6530	0.0033
3	1.34	0.0280	0.0490	0.0160
4	0.63	0.1910	0.0007	0.1940
5	0.42	0.0049	0.1500	0.0021
6	0.30	0.0047	0.0200	0.0022
	0.22	0.0740	0.0002	0.0730
	somma	0.9310	0.8778	0.7510

La risposta della struttura risulta dominata dai primi modi, infatti oltre l'80% della massa complessiva viene eccitata per tutte le componenti di spostamento di interesse principale ai fini dell'azione sismica (le due traslazioni orizzontali e la rotazione rispetto all'asse verticale). Il primo è un modo traslazionale puro in direzione x, il secondo è prevalentemente traslazionale lungo y. Il terzo è prevalentemente rotazionale.

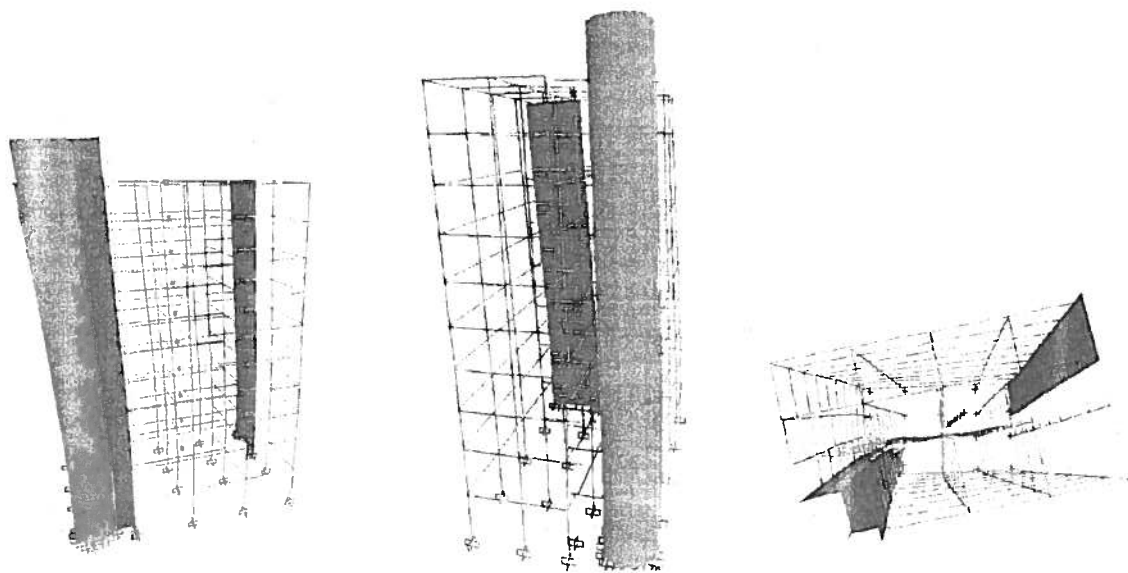


Fig. 7.1 – Deformate modali corpo "A" (I, II, III modo)

7.4.3. *Analisi Sismiche*

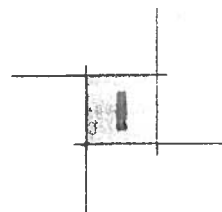
Per gli stati limite di CO e DS, in accordo con le prescrizioni normative il valore del fattore riduttivo dell'azione sismica per tener conto delle capacità dissipative che la struttura mette in campo in caso di sisma violento è stato assunto pari a $q=3$.

Nella tabella seguente vengono riportati i coefficienti di vulnerabilità dei singoli elementi emersi dalle verifiche effettuate.

Tabella 7.5 – Sintesi delle verifiche sismiche – Corpo "A".

CORPO "A"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α)				
				SL CO			SL DS	SL DL
Piano	Elem.	Tipo	Sez.	Verifica a Rotaz.	Verifica a Pre.Fless.	Verifica a Taglio	Verifica a Rotaz.	Verifica a Rotaz.
0	A1	setto	400x20		1.42			
0	A2	setto	D230		7.90			
0	A3	setto	185x20		0.60			
0	A5	setto	590x20		0.32			
0	117	pil	100x40		3.08	2.40		
0	118	pil	100x40		2.41			
0	119	pil	100x40		2.95			
0	120	pil	100x40		2.10			
0	121	pil	100x40		2.84			
0	122	pil	100x40		3.23			
0	123	pil	100x40	4.54	3.37		5.11	5.94
0	124	pil	100x40		3.06			
0	125	pil	100x40		3.05			
0	126	pil	100x40		2.50			
0	127	pil	100x40		1.96			
0	128	pil	100x40		2.38			
0	129	pil	80x40		2.44			
0	130	pil	80x40		2.55			
0	131	pil	80x40		2.57			
0	132	pil	73x40		4.90			
0	133	pil	D60		20.23			
1	134	pil	100x40		2.58	1.57		
1	135	pil	100x40		2.75			
1	136	pil	100x40		3.21			
1	137	pil	80x40		2.80			
1	138	pil	80x40		3.51			
1	139	pil	80x40		3.69			
1	140	pil	73x40		6.11			
1	141	pil	D60		10.56			
2	142	pil	100x40	1.96	2.78		2.21	2.79
2	143	pil	80x40		2.82	1.26		
2	144	pil	80x40		2.89			

CORPO "A"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α)				
				SL CO			SL DS	SL DL
Piano	Elem.	Tipo	Sez.	Verifica a Rotaz.	Verifica a Pre.Fless.	Verifica a Taglio	Verifica a Rotaz.	Verifica a Rotaz.
2	145	pil	80x40		2.27			
2	146	pil	73x40		4.57			
2	147	pil	D60		21.11			
3	148	pil	100x40		2.90			
3	149	pil	80x40		2.64			
3	150	pil	80x40	1.30	2.81		1.47	1.80
3	151	pil	80x40		2.22	1.08		
3	153	pil	D60		21.09			
4	154	pil	100x40		2.97			
4	155	pil	80x40		0.99			
4	156	pil	80x40		1.01			
4	157	pil	80x40		0.99			
4	158	pil	73x40	1.10	3.10		2.24	1.50
4	159	pil	D60		23.72	1.11		
4	160	tr	120x24		0.98			
5	161	pil	100x40		2.97			
5	162	pil	80x40		1.72			
5	163	pil	73x40		2.97			
5	164	pil	D60		27.06			
6	165	pil	100x40		3.00			
6	166	pil	80x40		1.72			
6	167	pil	73x40	1.00	2.79		1.13	1.36
6	168	pil	D60		38.35	1.11		
7	169	pil	100x40		3.06			
7	170	pil	80x40		1.17			
7	171	pil	73x40		1.08			
7	172	pil	D60		37.92			
8	173	pil	100x40	0.95	3.88		1.07	1.29
8	174	pil	80x40		1.26	1.07		
8	175	pil	73x40		0.96			
8	176	pil	D60		88.26			
8	177	tr	60x20		0.33			
9	178	pil	100x40		1.66			
9	179	pil	80x40	0.93	0.98		1.05	1.26
9	180	pil	73x40		1.70	1.04		
9	181	pil	D60		2.02			
9	182	tr	120x38		0.77			
n.verifiche				7	71	8	7	7
valori minimi				0.93	0.32	1.04	1.05	1.26
Frattile 5%				0.93	0.77		1.06	1.27



Infine vengono riportati gli spostamenti assoluti valutati in sommità della costruzione, che dimostrano la completa inefficacia dei giunti presenti anche per il sisma di progetto allo stato limite di danno lieve (si ricorda che la direzione X risulta quella in cui si hanno i giunti):

Tabella 7.6 – Spostamenti ultimo piano SL CO – DS - DL, corpo "A".

	SL CO		SL DS		SL DL	
	comb.3 (m)	comb.4 (m)	comb.5 (m)	comb.6 (m)	comb.7 (m)	comb.8 (m)
<i>Dir. X</i>	0.390	0.240	0.260	0.160	0.104	0.064
<i>Dir. Y</i>	0.300	0.042	0.200	0.028	0.080	0.011



7.4.4. Valutazione del rischio sismico

E' apparso ragionevole individuare come soglia determinante il raggiungimento del prefissato stato limite non il valore minimo bensì il frattile 5% sulle verifiche sismiche effettuate.

Ricordando che le accelerazioni di ancoraggio al suolo per i diversi stati limite sono le seguenti:

$$QHB_{\text{sg-DP}} > 1/4: 5h$$

$$QHB_{\text{sg-ET}} > 1/374h$$

$$QHB_{\text{sg-EM}} > 1/216h$$

i coefficienti di rischio sismico per il corpo di fabbrica considerato e le accelerazioni che determinano il raggiungimento dei diversi stati limite sono:

-! Stato limite **Collasso e danno Severo**

$$\alpha_{\text{DP}} > 1/88$$

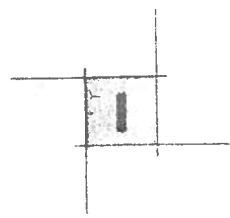
$$QHB_{\text{DP}} > 1/414h$$

$$QHB_{\text{ET}} > 1/313h$$

-! Stato limite **Danno Lieve:**

$$\alpha_{\text{EM}} > 2/38$$

$$QHB_{\text{EM}} > 1/244h$$



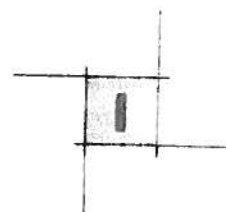
7.5.III corpo di fabbrica "B"

7.5.1. Analisi dei carichi

I carichi considerati sono i seguenti:

Tabella 7.7 – Analisi carichi corpo "B".

Solaio degenze (h 24cm)	(kg/m ²):
Peso proprio	397
Permanente portato	150
Accidentale	300
Solaio cop. praticabili(h 28cm)	(kg/m ²):
Peso proprio	370
Permanente portato	100
Accidentale	200
Tamponature esterne (s=30cm)	(kg/m):
H _{interpiano} =3.6m	850
H _{interpiano} =4.4m	1040



7.5.2. *Analisi Modale*

Si riportano nella tabella seguente i dati che caratterizzano il comportamento elastico della struttura.

Tabella 7.8 – Analisi Modale corpo "B".

Modo	Periodo (sec)	Ceff. Part. Ux	Ceff. Part. Uy	Ceff. Part. Rz
1	3.0986	0.7720	0.0002	0.0560
2	2.0519	0.0007	0.3420	0.0330
3	1.7656	0.0021	0.3550	0.6290
4	0.8958	0.1140	0.0000	0.0085
6	0.4335	0.0410	0.0055	0.0120
7	0.4162	0.0003	0.1290	0.1170
	somma	0.9333	0.8728	0.8805

La risposta della struttura risulta dominata dai primi modi, infatti oltre l'80% della massa complessiva viene eccitata per tutte le componenti di spostamento di interesse principale ai fini dell'azione sismica (le componenti x , y e z). Il primo è prevalentemente traslazionale lungo x . Il secondo è prevalentemente traslazionale lungo y , il terzo è prevalentemente rotazionale.

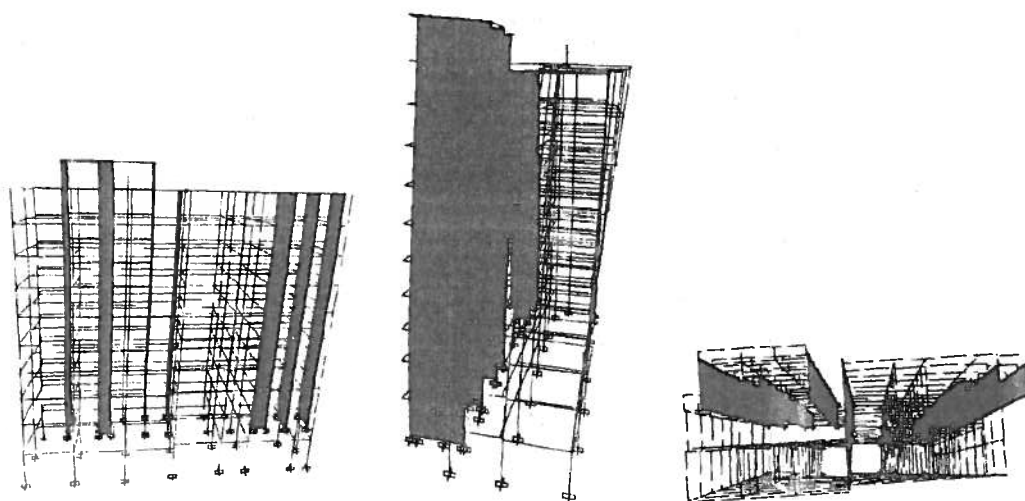
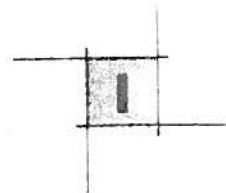


Fig. 7.2 – Deformate modali corpo "B" (I, II, III modo)



Per gli stati limite di CO e DS, in accordo con le prescrizioni normative il valore del fattore riduttivo dell'azione sismica per tener conto delle capacità dissipative che la struttura mette in campo in caso di sisma violento è stato assunto pari a $q=3$.

Nella tabella seguente vengono riportati i coefficienti di vulnerabilità dei singoli elementi emersi dalle verifiche effettuate.

Tabella 7.9 – Sintesi delle verifiche sismiche – Corpo "B".

CORPO "B"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α)				
				SL CO			SL DS	SL DL
Piano	Elem.	Tipo	Sez.	Verifica a Rotaz.	Verifica a Pre.Fless.	Verifica a Taglio	Verifica a Rotaz.	Verifica a Rotaz.
0	B1	setto	365x20		3.67			
0	B2	setto	590x20		1.26			
0	B3	setto	160x20		0.51			
0	B4	setto	365x20		2.64			
0	B5	setto	330x20		0.69			
0	B6	setto	590x20		2.67			
0	B7	setto	590x20		1.07			
0	B8	setto	195x20		0.97			
0	B9	setto	380x20		0.65			
0	B10	setto	380x20		2.07			
0	B11	setto	195x20		1.80			
0	B12	setto	195x20		0.49			
0	1134	pil	60x30	3.36	1.81		3.78	3.59
0	1135	pil	60x30		1.85			
0	1146	pil	60x30		2.19			
0	1150	pil	60x30		1.81			
0	1153	pil	60x30		3.81			
0	1157	pil	60x30		2.10			
0	1139	pil	60x40		1.89			
0	1140	pil	60x40		1.57			
0	1141	pil	60x40		1.56			
0	1143	pil	60x40		1.55			
0	1144	pil	60x40		1.59			
0	1145	pil	60x40		1.73			
0	1149	pil	60x40		1.94			
0	1152	pil	60x40		1.84			
0	1154	pil	60x40		1.68			
0	1155	pil	60x40		1.65			
0	1156	pil	60x40		1.40			
0	1137	pil	75x30		2.71			
0	1138	pil	75x30		2.80			

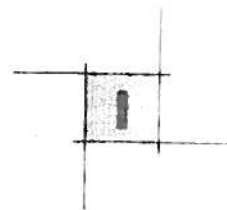
CORPO "B"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α)				
				SL CO			SL DS	SL DL
Piano	Elem.	Tipo	Sez.	Verifica a Rotaz.	Verifica a Pre.Fless.	Verifica a Taglio	Verifica a Rotaz.	Verifica a Rotaz.
0	1142	pil	190x30		3.08			
0	1151	pil	190x30		3.03			
1	1182	pil	60x30	1.56	1.01		1.75	1.67
1	1183	pil	60x30		1.05			
1	1194	pil	60x30		1.42			
1	1198	pil	60x30		0.89			
1	1201	pil	60x30		8.16			
1	1205	pil	60x30		1.22			
1	1187	pil	60x40		1.22			
1	1188	pil	60x40		0.96			
1	1189	pil	60x40		0.94			
1	1185	pil	75x30		1.44			
1	1186	pil	75x30		1.42			
1	1190	pil	190x30		2.55			
1	1199	pil	190x30		3.16			
2	1206	pil	60x30	1.21	0.74		1.36	1.26
2	1207	pil	60x30		0.86			
2	1217	pil	60x30		0.63			
2	1214	pil	60x40		0.91			
2	1209	pil	75x30		1.30			
2	1210	pil	75x30		1.28			
2	1215	pil	190x30		1.88			
2	1216	pil	190x30		2.40			
3	1230	pil	60x30	1.08	0.67		1.21	1.23
3	1238	pil	60x40		0.64			
3	1233	pil	75x30		1.21	0.51		
3	1234	pil	75x30		1.23			
3	1239	pil	190x30		1.86			
3	1240	pil	190x30		2.39			
4	1254	pil	60x30	0.99	0.88		1.11	1.18
4	1262	pil	60x40		0.95			
4	1257	pil	75x30			1.20		
4	1258	pil	75x30		0.59			
4	1263	pil	190x30		1.87			
4	1264	pil	190x30		2.41			
5	1278	pil	60x30	0.94	0.89		1.05	1.12
5	1286	pil	60x40		1.37			
5	1281	pil	75x30		0.59			
5	1282	pil	75x30		0.64	1.08		
5	1287	pil	190x30		1.91			
5	1288	pil	190x30		2.44			

CORPO "B"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α)				
				SL CO			SL DS	SL DL
Piano	Elem.	Tipo	Sez.	Verifica a Rotaz.	Verifica a Pre.Fless.	Verifica a Taglio	Verifica a Rotaz.	Verifica a Rotaz.
6	1302	pil	60x30	0.91	0.97		1.02	1.09
6	1310	pil	60x40		1.06			
6	1305	pil	75x30		0.63	1.00		
6	1306	pil	75x30		0.70			
6	1311	pil	190x30		2.01			
6	1312	pil	190x30		2.58			
7	1326	pil	60x30	0.90	0.81		1.01	1.07
7	1329	pil	75x30			0.93		
7	1330	pil	75x30		0.58			
8	1354	pil	60x30		0.69			
8	1353	pil	75x30			0.87		
8	1358	pil	60x40		0.63			
8	1360	pil	190x30		0.96			
9	1374	pil	60x30	0.91	0.67		1.02	1.09
9	1377	pil	75x30		0.63	0.81		
9	1378	pil	75x30		0.82			
9	1384	pil	190x30		0.84			
10	1021	pil	75x30		0.71	0.85		
n.verifiche				9	88	8	9	9
valori minimi				0.90	0.49	0.51	1.01	1.07
Frattile 5%				0.90	0.62		1.01	1.08

Infine vengono riportati gli spostamenti assoluti valutati in sommità della costruzione, che dimostrano la completa inefficacia dei giunti presenti anche per il sisma di progetto allo stato limite di danno lieve (si ricorda che la direzione X risulta quella in cui si hanno i giunti):

Tabella 7.10 – Spostamenti ultimo piano SL CO – DS - DL, corpo "B".

	SL CO		SL DS		SL DL	
	comb.3 (m)	comb.4 (m)	comb.5 (m)	comb.6 (m)	comb.7 (m)	comb.8 (m)
Dir. X	0.642	0.017	0.428	0.180	0.171	0.004
Dir. Y	0.270	0.375	0.011	0.250	0.072	0.100



7.5.4. Valutazione del rischio sismico

E' apparso ragionevole individuare come soglia determinante il raggiungimento del prefissato stato limite non il valore minimo bensì il frattile 5% sulle verifiche sismiche effettuate.

Ricordando che le accelerazioni di ancoraggio al suolo per i diversi stati limite sono le seguenti:

$$QHB_{sg-DP} > 1/4: 5h$$

$$QHB_{sg-ET} > 1/374h$$

$$QHB_{sg-EM} > 1/216h$$

i coefficienti di rischio sismico per il corpo di fabbrica considerato e le accelerazioni che determinano il raggiungimento dei diversi stati limite sono:

-! **Stato limite Collasso e Danno Severo:**

$$\alpha_{DP} > 1/73$$

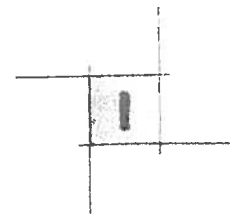
$$QHB_{DP} > 1/355h$$

$$QHB_{ET} > 1/273h$$

-! **Stato limite Danno Lieve:**

$$\alpha_{EM} > 2/19$$

$$QHB_{EM} > 1/224h$$



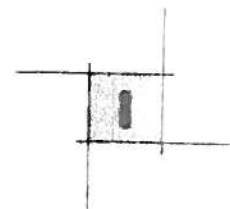
7.6.III corpo di fabbrica "C"

7.6.1. Analisi dei carichi

I carichi considerati sono i seguenti:

Tabella 7.11 – Analisi carichi corpo "C".

Solaio degenze (h 24cm)	(kg/m ²):
Peso proprio	397
Permanente portato	150
Accidentale	300
Solaio cop. praticabili (h 28cm)	(kg/m ²):
Peso proprio	370
Permanente portato	100
Accidentale	200
Tamponature esterne (s=30cm)	(kg/m):
H _{interpiano} = 3.6m	850
H _{interpiano} = 4.4m	1040



7.6.2. *Analisi Modale*

Si riportano nella tabella seguente i dati che caratterizzano il comportamento elastico della struttura.

Tabella 7.12 – *Analisi Modale corpo "C"*.

Modo	Periodo (sec)	Ceff. Part. Ux	Ceff. Part. Uy	Ceff. Part. Rz
1	2.6579	0.6374	0.0633	0.3644
2	2.4505	0.0652	0.6212	0.0941
3	2.2215	0.0000	0.0002	0.2310
4	0.6077	0.1646	0.0065	0.0740
5	0.5465	0.0069	0.1775	0.0218
6	0.5019	0.0000	0.0091	0.0904
7	0.2641	0.0574	0.0006	0.0220
	somma	0.9316	0.8783	0.8978

La risposta della struttura risulta dominata dai primi modi, infatti oltre l'80% della massa complessiva viene eccitata per tutte le componenti di spostamento di interesse principale ai fini dell'azione sismica (le due traslazioni orizzontali e la rotazione rispetto all'asse verticale). Il primo è un modo traslazionale puro in direzione x ma a causa dell'eccentricità del centro di rigidità in questa direzione è associato anche una rotazione, il secondo è prevalentemente traslazionale lungo y, il terzo è prevalentemente rotazionale.

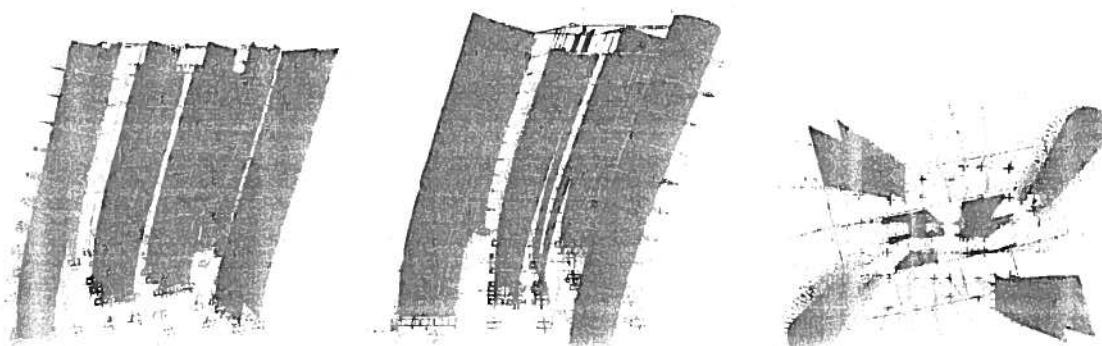
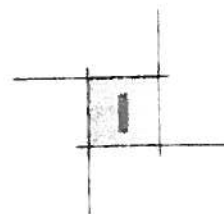


Fig. 7.3 – *Deformate modali corpo "C" (I, II, III modo)*



7.6.3. *Analisi Sismiche*

Per gli stati limite di CO e DS, in accordo con le prescrizioni normative il valore del fattore riduttivo dell'azione sismica per tener conto delle capacità dissipative che la struttura mette in campo in caso di sisma violento è stato assunto pari a $q=3$.

VERIFICHE IN SPOSTAMENTI

La valutazione delle rotazioni allo SL CO, DS e DL risulta seguire le indicazioni di *p.to 11.3.2.1 OPCM3341/05*.

Le verifiche hanno interessato la pilastrata che ha mostrato i maggiori spostamenti assoluti e la sezioni di base della parete in c.a.

I risultati ottenuti hanno mostrato come gli elementi maggiormente sensibili alla richiesta di duttilità data dall'azione sismica siano i setti /pareti.

VERIFICHE IN FORZE

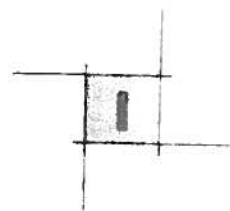
In analogia con le verifiche delle rotazioni anche le verifiche in forze indicano come elementi che determinano la crisi della struttura gli elementi setti/parete.

Nella tabella seguente vengono riportati i coefficienti di vulnerabilità dei singoli elementi emersi dalle verifiche effettuate:

Tabella 7.13 – Sintesi delle verifiche sismiche – Corpo "C".

CORPO "C"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α)				
				SL CO			SL DS	SL DL
Piano	Elem.	Tipo	Sez.	Verifica a Rotaz.	Verifica a Pre.Fless.	Verifica a Taglio	Verifica a Rotaz.	Verifica a Rotaz.
0	63	pil	40x120		1.41	3.17		
0	75	pil	40x120	2.59	1.43	0.70	2.92	2.85
0	64	pil	40x100	3.06	1.78	1.22	3.45	3.15
0	73	pil	40x100		1.77	1.75		
0	76	pil	40x120		1.41	1.34		
0	96	pil	40x120		1.38	1.11		
0	47	pil	40x120		1.32			
0	58	pil	40x120		1.40			
0	C1	setto	770x20	0.49	0.54		0.56	1.10
0	C2	setto	770x20		0.54			
0	C3	setto	540x20	0.93	0.86		1.05	1.67
0	C4	setto	540x20		0.66			
0	C6	setto	540x20	0.92	0.91		1.02	1.62
1	20	pil	100x40		1.88	1.63		
1	154	pil	100x40		1.90	1.59		
1	115	pil	40x100		2.87	1.49		
1	127	pil	40x100		3.02			
1	129	pil	40x120		1.87			
1	130	pil	40x120		1.99			
1	94	pil	120x40		1.64			
1	138	pil	120x40		1.63			
1	139	pil	128x30		1.36			
2	193	pil	40x100		1.65	1.36		
2	197	pil	40x100		1.56	1.34		
2	203	pil	40x100		1.92	1.29		
2	191	pil	40x100		1.56			
2	192	pil	40x100		2.73			
2	185	pil	40x120		1.90			
2	188	pil	40x120		1.84			

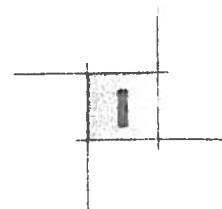
CORPO "C"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α)				
				SL CO			SL DS	SL DL
Piano	Elem.	Tipo	Sez.	Verifica a Rotaz.	Verifica a Pre.Fless.	Verifica a Taglio	Verifica a Rotaz.	Verifica a Rotaz.
2	200	pil	120x40		1.64			
2	204	pil	40x120		1.82			
3	367	pil	100x40		1.36	0.65		
3	360	pil	40x100		2.51	1.15		
3	186	pil	40x100		1.96			
3	363	pil	128x30		1.10			
3	345	pil	120x40		1.17			
4	586	pil	100x40		1.19	1.00		
4	607	pil	128x30		0.72	3.49		
4	605	pil	100x40		1.40	1.17		
4	594	pil	128x30		1.32			
4	588	pil	120x40		1.35			
4	610	pil	120x40		1.35			
5	732	pil	128x30		1.15	0.56		
5	744	pil	128x30		0.71	1.06		
5	727	pil	100x40		1.04	1.21		
5	894	pil	100x40		1.20	1.12		
5	1795	pil	100x40		1.23			
6	879	pil	128x30		1.15	1.01		
6	891	pil	128x30		0.69	1.45		
7	1017	pil	128x30		0.61			
8	1152	pil	128x30		0.67			
9	1174	pil	128x30		0.60			
n.verifiche				5	52	23	5	5
valori minimi				0.49	0.54	0.56	0.56	1.10
Fratte 5%				0.58	0.61		0.65	1.20



Infine vengono riportati gli spostamenti assoluti valutati in sommità della costruzione, che dimostrano la completa inefficacia dei giunti presenti anche per il sisma di progetto allo stato limite di danno lieve (si ricorda che la direzione X risulta quella in cui si hanno i giunti).

Tabella 7.14 – Spostamenti ultimo piano SL CO – DS - DL, corpo "C".

	SL CO		SL DS		SL DL	
	comb.3 (m)	comb.4 (m)	comb.5 (m)	comb.6 (m)	comb.7 (m)	comb.8 (m)
Dir. X	0.381	0.186	0.254	0.124	0.102	0.050
Dir. Y	0.191	0.382	0.127	0.255	0.051	0.102



7.6.4. Valutazione del rischio sismico

E' apparso ragionevole individuare come soglia determinante il raggiungimento del prefissato stato limite non il valore minimo bensì il frattile 5% sulle verifiche sismiche effettuate.

Ricordando che le accelerazioni di ancoraggio al suolo per i diversi stati limite sono le seguenti:

$$QHB_{gg-DP} > 1/4: 5h$$

$$QHB_{gg-ET} > 1/374h$$

$$QHB_{gg-EM} > 1/216h$$

i coefficienti di rischio sismico per il corpo di fabbrica considerato e le accelerazioni che determinano il raggiungimento dei diversi stati limite sono:

- ! **Stato limite Collasso:** avendo assunto come verifica determinante quella in spostamenti, peraltro pienamente in sintonia con le verifiche classiche in forze, si ha:

$$\alpha_{DP} > 1/69$$

$$QHB_{DP} > 1/339h$$

- ! **Stato limite Danno Severo:**

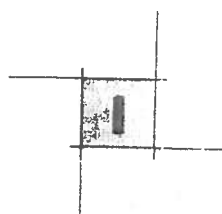
$$\alpha_{EM} > 1/76$$

$$QHB_{ET} > 1/282h$$

- ! **Stato limite Danno Lieve:**

$$\alpha_{EM} > 2/31$$

$$QHB_{EM} > 1/237h$$



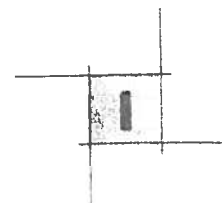
7.7. III corpo di fabbrica "D"

7.7.1. Analisi dei carichi

I carichi considerati sono i seguenti:

Tabella 7.15 – Analisi carichi corpo "D".

Solaio degenze (h 24cm)	(kg/m ²):
Peso proprio	397
Permanente portato	150
Accidentale	300
Solaio cop. praticabili (h 28cm)	(kg/m ²):
Peso proprio	370
Permanente portato	100
Accidentale	200
Tamponature esterne (s=30cm)	(kg/m):
H _{interpiano} = 3.6m	850
H _{interpiano} = 4.4m	1040



7.7.2. Analisi Modale

Si riportano nella tabella seguente i dati che caratterizzano il comportamento elastico della struttura.

Tabella 7.16 – Analisi Modale corpo “D”.

Modo	Periodo (sec)	Ceff. Part. U _x	Ceff. Part. U _y	Ceff. Part. R _z
1	2.82	0.770	0.000	0.049
2	1.70	0.000	0.295	0.035
3	1.66	0.003	0.403	0.633
4	0.81	0.115	0.000	0.007
5	0.41	0.001	0.038	0.129
6	0.40	0.042	0.012	0.024
7	0.36	0.001	0.126	0.000
	somma	0.932	0.875	0.878

La risposta della struttura risulta dominata dai primi modi, infatti oltre l’80% della massa complessiva (che include tutte le componenti di spostamento di interesse principale ai fini dell’azione sismica (le due traslazioni orizzontali e la rotazione rispetto all’asse verticale)). Il primo è un modo traslazionale puro in direzione x, il secondo è prevalentemente traslazionale lungo y. Il terzo è prevalentemente rotazionale.

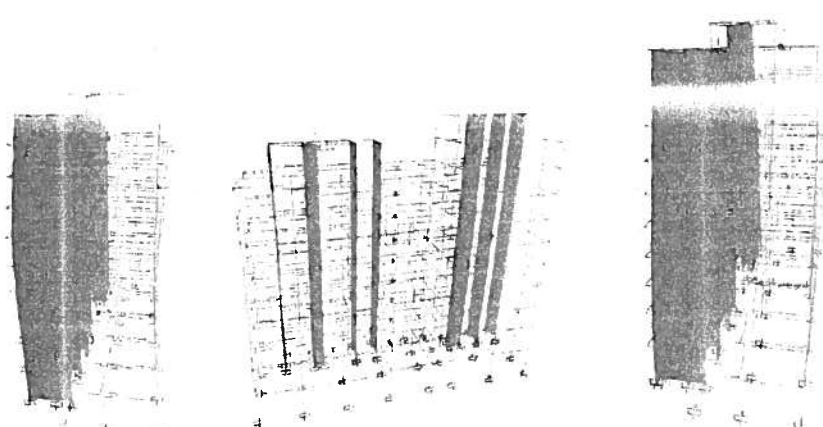
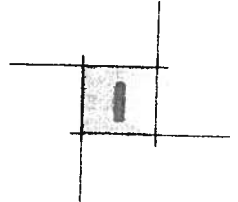


Fig. 7.4 – Deformate modali corpo “D” (I, II, III modo)



7.7.3. *Analisi Sismiche*

Per gli stati limite di CO e DS, in accordo con le prescrizioni normative il valore del fattore riduttivo dell'azione sismica per tener conto delle capacità dissipative che la struttura mette in campo in caso di sisma violento è stato assunto pari a $q=3$.

Nella tabella seguente vengono riportati i coefficienti di vulnerabilità dei singoli elementi emersi dalle verifiche effettuate.

Tabella 7.17 – Sintesi delle verifiche sismiche – Corpo "D".

CORPO "D"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α^*)				
N.prog	Elem.	Tipo	Sez.	SL CO			SL DS	SL DL
				Verifica a Rotaz.	Verifica a Pre.Fless.	Verifica a Taglio	Verifica a Rotaz.	Verifica a Rotaz.
0	1142	pil	190x30		4.04	0.49		
0	1151	pil	190x30		4.43	2.87		
0	1139	pil	60x40		3.42			
0	1140	pil	60x40		2.65			
0	1141	pil	60x40		2.52			
0	1143	pil	60x40		2.03			
0	1144	pil	60x40		2.27			
0	1145	pil	60x40		4.81			
0	1148	pil	60x40		10.04			
0	1149	pil	60x40		4.34			
0	1152	pil	60x40		3.19			
0	1154	pil	60x40		4.24			
0	1155	pil	60x40	6.08	2.45		6.84	2.54
0	1156	pil	60x40		1.90			
0	1191	pil	60x40		0.90			
0	1137	pil	75x30		2.60			
0	1138	pil	75x30		2.44			
0	1134	pil	60x30		4.39	4.52		
0	1135	pil	60x30		7.33	3.92		
0	1146	pil	60x30		14.32	3.82		
0	1150	pil	60x30		2.89	3.38		
0	1153	pil	60x30		10.85	3.63		
0	1157	pil	60x30		5.71	5.20		
0	1712	pil	60x30		2.72	5.17		
1	D1	setto	580x20	0.65	0.97		0.74	1.32
1	D2	setto	580x20	1.08	1.41		1.21	2.17
1	D3	setto	580x20		1.27			
1	D4	setto	380x20	2.38	0.64		2.67	4.14
1	D5	setto	380x20		0.55			

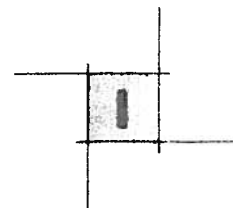
CORPO "D"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (a*)				
				SL CO			SL DS	SL DL
N. pila	Elem.	Tipo	Sez.	Verifica a Rotaz.	Verifica a Prv. Fless.	Verifica a Tralic.	Verifica a Rotaz.	Verifica a Rotaz.
1	1199	pil	190x30	1.43	2.77	2.78	1.70	1.16
1	1187	pil	60x40		1.35			
1	1188	pil	60x40		1.10			
1	1189	pil	60x40		1.06			
1	1191	pil	60x40		0.90			
1	1192	pil	60x40		0.98			
1	1193	pil	60x40		1.63			
1	1196	pil	60x40		3.38			
1	1197	pil	60x40		1.58			
1	1200	pil	60x40		1.28			
1	1202	pil	60x40		1.57			
1	1203	pil	60x40	3.08	1.04		3.80	1.41
1	1204	pil	60x40		0.86			
1	1185	pil	75x30		1.20			
1	1186	pil	75x30		1.15			
1	1182	pil	60x30		1.91	3.98		
1	1183	pil	60x30		2.82	4.37		
1	1194	pil	60x30		4.43	3.85		
1	1198	pil	60x30		1.35	3.84		
1	1201	pil	60x30		1.92	3.21		
1	1205	pil	60x30		2.40	2.56		
1	1711	pil	60x30		1.64	2.13		
2	1215	pil	190x30		1.55	0.57		
2	1216	pil	190x30	1.77	1.94	2.06	1.99	1.54
2	1211	pil	60x40		0.94			
2	1212	pil	60x40		0.98			
2	1213	pil	60x40		0.79			
2	1214	pil	60x40		0.77			
2	1220	pil	60x40	3.84	0.76		4.32	1.64
2	1221	pil	60x40		1.12			
2	1222	pil	60x40		1.12			
2	1223	pil	60x40		0.71			
2	1224	pil	60x40		0.66			
2	1225	pil	60x40		1.13			
2	1226	pil	60x40		1.84			
2	1243	pil	60x40		0.67			
2	1209	pil	75x30		0.87			
2	1210	pil	75x30		0.85			
2	1206	pil	60x30		1.37	2.06		

CORPO "D"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α^*)				
N.prog	Elem.	Tipo	Sez.	SL CO			SL DS	SL DL
				Verifica a Rotaz.	Verifica a Pre.Fless.	Verifica a Taglio	Verifica a Rotaz.	Verifica a Rotaz.
2	1207	pil	60x30		2.01	1.78		
2	1217	pil	60x30		0.99	2.65		
2	1218	pil	60x30		19.23	305.00		
2	1227	pil	60x30		1.49	2.84		
2	1228	pil	60x30		2.43	1.93		
2	1707	pil	60x30		1.33	2.45		
3	1239	pil	190x30		1.62	0.50		
3	1240	pil	190x30	1.93	2.07	1.62	2.18	1.68
3	1235	pil	60x40		0.99			
3	1236	pil	60x40		1.04			
3	1237	pil	60x40		0.82			
3	1238	pil	60x40		0.79			
3	1243	pil	60x40		0.67			
3	1244	pil	60x40	3.99	0.80		1.48	1.70
3	1245	pil	60x40		1.12			
3	1246	pil	60x40		1.13			
3	1247	pil	60x40		0.74			
3	1248	pil	60x40		0.69			
3	1273	pil	60x40		1.22			
3	1274	pil	60x40		1.77			
3	1233	pil	75x30		0.69			
3	1234	pil	75x30		0.68			
3	1230	pil	60x30		1.22	1.39		
3	1231	pil	60x30		1.82	1.71		
3	1706	pil	60x30		1.18	1.43		
3	1241	pil	60x30		0.87	1.96		
3	1242	pil	60x30		20.96	1.45		
3	1251	pil	60x30		1.29	1.16		
3	1252	pil	60x30		2.20	1.12		
4	1263	pil	190x30		1.35	0.59		
4	1264	pil	190x30	1.80	1.74	1.59	2.02	1.56
4	1259	pil	60x40		1.03			
4	1260	pil	60x40		1.09			
4	1261	pil	60x40		0.86			
4	1262	pil	60x40		0.82			
4	1267	pil	60x40		0.70			
4	1268	pil	60x40	3.75	0.84		4.22	1.60
4	1269	pil	60x40		1.09			
4	1270	pil	60x40		1.09			

CORPO "D"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α^*)				
				SL CO			SL DS	SL DL
N. prog	Elem.	Tipo	Sez.	Verifica a Rotaz.	Verifica a Pre.Fless.	Verifica a Taglio	Verifica a Rotaz.	Verifica a Rotaz.
4	1272	pil	60x40		0.72			
4	1273	pil	60x40		1.22			
4	1274	pil	60x40		1.77			
4	1257	pil	75x30		0.72			
4	1258	pil	75x30		0.72			
4	1254	pil	60x30		1.27	0.93		
4	1255	pil	60x30		1.90	1.13		
4	1705	pil	60x30		1.24	0.79		
4	1265	pil	60x30		0.91	0.80		
4	1266	pil	60x30		20.38	1.06		
4	1275	pil	60x30		1.26	0.90		
4	1276	pil	60x30		2.22	1.49		
5	1287	pil	190x30		1.45	0.74		
5	1288	pil	190x30	1.73	1.88	1.59	1.95	1.50
5	1283	pil	60x40		1.12			
5	1284	pil	60x40		1.18			
5	1285	pil	60x40		0.92			
5	1286	pil	60x40		0.88			
5	1291	pil	60x40		0.76			
5	1292	pil	60x40	3.67	0.91		4.13	1.57
5	1293	pil	60x40		1.10			
5	1294	pil	60x40		1.08			
5	1295	pil	60x40		0.85			
5	1296	pil	60x40		0.78			
5	1297	pil	60x40		1.31			
5	1298	pil	60x40		1.77			
5	1281	pil	75x30		0.77			
5	1282	pil	75x30		0.78			
5	1278	pil	60x30		1.37	1.24		
5	1704	pil	60x30		1.35	1.49		
5	1289	pil	60x30		0.99	1.79		
5	1290	pil	60x30		20.07	1.14		
5	1300	pil	60x30		2.28	1.12		
6	1311	pil	190x30		1.58	0.69		
6	1312	pil	190x30		2.08	1.23		
6	1307	pil	60x40		1.23			
6	1308	pil	60x40		1.31			
6	1309	pil	60x40		1.01			

CORPO "D"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α^*)				
				SL CO			SL DS	SL DL
Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica			
6	1310	pil	60x40		0.96			
6	1315	pil	60x40		0.85			
6	1316	pil	60x40	3.68	1.02		4.14	1.57
6	1317	pil	60x40		1.12			
6	1318	pil	60x40		1.09			
6	1319	pil	60x40		0.94			
6	1320	pil	60x40		0.86			
6	1321	pil	60x40		1.43			
6	1322	pil	60x40		1.80			
6	1305	pil	75x30		0.84			
6	1306	pil	75x30		0.87			
6	1302	pil	60x30		0.96	0.46		
6	1303	pil	60x30		1.40	0.47		
6	1304	pil	60x30		0.96	0.69		
6	1313	pil	60x30		0.70	1.25		
6	1314	pil	60x30		12.69	0.90		
6	1347	pil	60x30		0.89	0.74		
6	1348	pil	60x30		1.65	1.15		
7	1335	pil	190x30		1.08	1.05		
7	1336	pil	190x30	1.72	1.45	1.35	1.94	1.50
7	1331	pil	60x40					
7	1332	pil	60x40		1.00			
7	1333	pil	60x40		0.76			
7	1334	pil	60x40		0.72			
7	1339	pil	60x40		0.67			
7	1340	pil	60x40	3.74	0.77		4.21	1.60
7	1341	pil	60x40		0.80			
7	1342	pil	60x40		0.75			
7	1343	pil	60x40		0.70			
7	1344	pil	60x40		0.65			
7	1345	pil	60x40		1.04			
7	1346	pil	60x40		1.21			
7	1329	pil	75x30		0.56			
7	1330	pil	75x30		0.59			
7	83	pil	60x30		0.95	1.01		
7	84	pil	60x30		1.80	0.96		
7	1326	pil	60x30		1.09	0.82		
7	1327	pil	60x30		1.47	0.79		
7	1328	pil	60x30		1.10	0.70		
7	1337	pil	60x30		0.80	0.45		

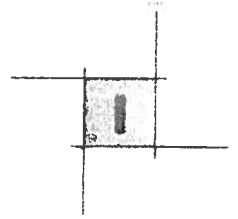
CORPO "D"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α^*)				
				SL CO			SL DS	SL DL
				Verifica a Rotaz.	Verifica a Pro Fless.	Verifica a Taglio	Verifica a Rotaz.	Verifica a Rotaz.
7	1338	pil	60x30		1.02			
8	71	pil	190x30		1.05	1.67		
8	72	pil	190x30		1.40	1.00		
8	67	pil	60x40		0.92			
8	68	pil	60x40		0.98			
8	69	pil	60x40		0.76			
8	70	pil	60x40		0.71			
8	75	pil	60x40		0.71			
8	76	pil	60x40	3.84	0.87		4.32	1.64
8	77	pil	60x40		0.85			
8	78	pil	60x40		0.77			
8	79	pil	60x40		0.80			
8	80	pil	60x40		0.65			
8	81	pil	60x40		1.20			
8	82	pil	60x40		1.41			
8	65	pil	75x30		0.63			
8	66	pil	75x30		0.68			
8	62	pil	60x30		1.09	0.66		
8	63	pil	60x30		1.26	0.81		
8	64	pil	60x30		1.09	0.87		
8	73	pil	60x30		0.84	0.71		
8	74	pil	60x30		6.21	1.14		
8	1034	pil	60x30		0.82	0.98		
8	1035	pil	60x30		1.46	1.03		
9	1020	pil	75x30		0.63			
9	1021	pil	75x30		0.70			
n.verifiche				18	215	33	18	18
valori minimi				0.65	0.55	0.50	0.74	1.16
Frattile 5%				1.02	0.65		1.14	1.30



Infine vengono riportati gli spostamenti assoluti valutati in sommità della costruzione, che dimostrano la completa inefficacia dei giunti presenti anche per il sisma di progetto allo stato limite di danno lieve (si ricorda che la direzione X risulta quella in cui si hanno i giunti):

Tabella 7.18 – Spostamenti ultimo piano SL CO – DS - DL, corpo “D”.

	SL CO		SL DS		SL DL	
	<i>comb.3</i> (m)	<i>comb.4</i> (m)	<i>comb.5</i> (m)	<i>comb.6</i> (m)	<i>comb.7</i> (m)	<i>comb.8</i> (m)
<i>Dir. X</i>	0.20	0.05	0.13	0.03	0.05	0.012
<i>Dir. Y</i>	0.08	0.11	0.05	0.07	0.02	0.03



7.7.4. Valutazione del rischio sismico

E' apparso ragionevole individuare come soglia determinante il raggiungimento del prefissato stato limite non il valore minimo bensì il frattile 5% sulle verifiche sismiche effettuate.

Ricordando che le accelerazioni di ancoraggio al suolo per i diversi stati limite sono le seguenti:

$$QHB_{\text{qg-DP}} > 1/4: 5h$$

$$QHB_{\text{qg-ET}} > 1/374h$$

$$QHB_{\text{qg-EM}} > 1/216h$$

i coefficienti di rischio sismico per il corpo di fabbrica considerato e le accelerazioni che determinano il raggiungimento dei diversi stati limite sono:

-! Stato limite **Collasso e Danno Severo:**

$$\alpha_{\text{DP}} > 1/76$$

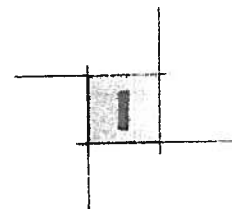
$$QHB_{\text{DP}} > 1/369h$$

$$QHB_{\text{ET}} > 1/282h$$

-! Stato limite **Danno Lieve:**

$$\alpha_{\text{EM}} > 2/41$$

$$QHB_{\text{EM}} > 1/248h$$

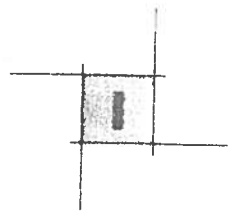


7.8. III corpo di fabbrica "E"

7.8.1. Analisi dei carichi

Tabella 7.19 – Analisi carichi corpo "E".

Solaio degenze (h 24cm)	(kg/m ²):
Peso proprio	397
Permanente portato	150
Accidentale	300
Solaio cop. praticabili (h 28cm)	(kg/m ²):
Peso proprio	370
Permanente portato	100
Accidentale	200
Tamponature esterne (s=30cm)	(kg/m):
H _{interpiano} = 3.6m	850
H _{interpiano} = 4.4m	1040



7.8.2. *Analisi Modale*

Si riportano nella tabella seguente i dati che caratterizzano il comportamento elastico della struttura.

Tabella 7.20 – *Analisi Modale corpo "E"*.

Modo	Periodo (sec)	Ceff. Part. Ux	Ceff. Part. Uy	Ceff. Part. Rz
1	2.88	0.809	0.000	0.806
2	1.62	0.000	0.498	0.000
3	0.93	0.000	0.267	0.004
4	0.85	0.099	0.000	0.098
5	0.49	0.000	0.063	0.000
6	0.45	0.004	0.000	0.004
7	0.43	0.000	0.000	0.031
	somma	0.912	0.828	0.943

La risposta della struttura risulta dominata dai primi modi, infatti oltre l'80% della massa complessiva viene eccitata per tutte le componenti di spostamento di interesse principale ai fini dell'azione sismica (le due traslazioni orizzontali e la rotazione rispet

o all'asse verticale). Il primo è un modo traslazionale puro in direzione y ma a causa dell'eccentricità del centro di rigidezza in questa direzione è associato anche una rotazione, il secondo è prevalentemente rotazionale. Il terzo è prevalentemente traslazionale lungo y.

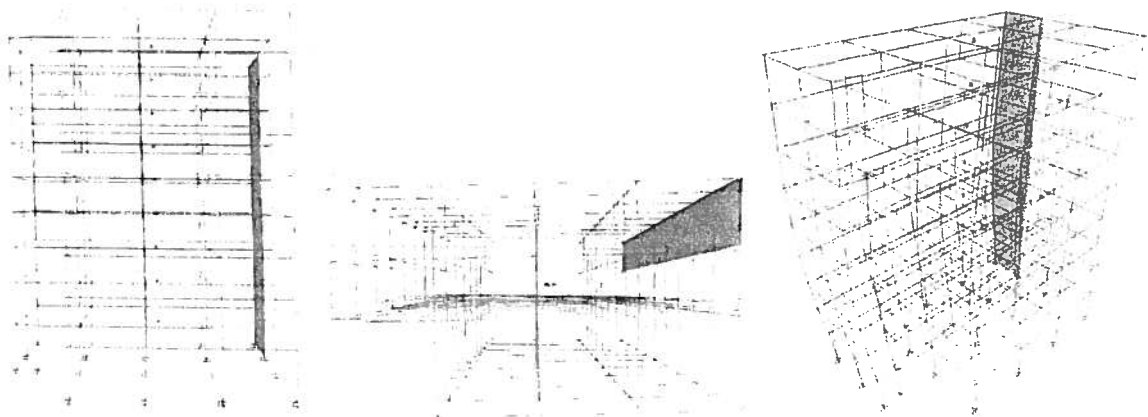


Fig. 7.5 – *Deformate modali corpo "E" (I, II, III modo)*

7.8.3. Sintesi Sismica

Per gli stati limite di CO e DS, in accordo con le prescrizioni normative il valore del fattore riduttivo dell'azione sismica per tener conto delle capacità dissipative che la struttura mette in campo in caso di sisma violento è stato assunto pari a $q=3$.

Nella tabella seguente vengono riportati i coefficienti di vulnerabilità dei singoli elementi emersi dalle verifiche effettuate.

Tabella 7.21 – Sintesi delle verifiche sismiche – Corpo "E".

CORPO "E"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α^*)				
				SL CO			SL DS	SL DL
Piano	Elem.	Tipo	Sez.	Verifica a Rotaz.	Verifica a Pre.Fless.	Verifica a Taglio	Verifica a Rotaz.	Verifica a Rotaz.
0	117	pil	100x40	1.5	0.77	1.32	1.68	0.82
0	118	pil	100x40		0.71	1.87		
0	119	pil	100x40		0.71	2.77		
0	120	pil	100x40		0.78	2.10		
0	121	pil	100x40		0.72			
0	123	pil	100x40		0.76	1.26		
0	127	pil	100x40		0.76	2.17		
0	128	pil	100x40		0.79			
0	129	pil	100x40		0.82	3.37		
0	130	pil	100x40		0.88	3.81		
0	134	pil	100x40		0.73	2.75		
0	131	pil	80x40		0.53			
0	132	pil	80x40		0.53			
0	133	pil	80x40		0.53			
0	-	setto	20x600	0.73	0.80	1.18	0.83	1.41
1	135	pil	100x40	0.85	1.27	2.80	1.03	0.50
1	136	pil	100x40		0.87			
1	137	pil	100x40		0.87	2.14		
1	138	pil	100x40		1.29			
1	139	pil	100x40		0.89	2.11		
1	140	pil	100x40		0.88	2.10		
1	141	pil	100x40		1.26	1.35		
1	145	pil	100x40		1.11	2.06		
1	146	pil	100x40		1.23			
1	147	pil	100x40		1.50			
1	148	pil	100x40		2.28			
1	152	pil	100x40		0.91			
1	126	pil	73x40	1.99	0.61		2.24	1.76
1	149	pil	80x40		1.54			

CORPO "E"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α^*)				
Piano	Elem.	Tipo	Sez.	SL CO			SL DS	SL DL
				Verifica a Rotaz.	Verifica a Pre.Fless.	Verifica a Taglio	Verifica a Rotaz.	Verifica a Rotaz.
1	150	pil	80x40		1.51			
1	151	pil	80x40		1.48			
2	153	pil	100x40	1.16	2.08	2.74	1.31	0.67
2	157	pil	100x40		2.04	1.31		
2	158	pil	100x40		1.56			
2	160	pil	100x40		1.12	1.31		
2	161	pil	100x40		1.89			
2	163	pil	100x40		1.13	1.75		
2	164	pil	100x40		1.16	1.77		
2	166	pil	100x40		3.39			
2	167	pil	100x40		2.08			
2	168	pil	100x40		2.70			
2	169	pil	100x40		1.10	1.77		
2	170	pil	100x40		1.11	1.78		
2	144	pil	73x40	1.12	0.75		1.37	0.73
2	159	pil	80x40		1.61			
2	162	pil	80x40		2.35			
2	165	pil	80x40		3.46			
3	171	pil	100x40	1.35	2.34	1.32	1.51	0.78
3	176	pil	100x40		1.71	0.89		
3	178	pil	100x40		1.22			
3	179	pil	100x40		2.11	0.81		
3	181	pil	100x40		1.23	0.91		
3	182	pil	100x40		1.26			
3	184	pil	100x40		3.27	1.67		
3	185	pil	100x40		2.33	0.65		
3	186	pil	100x40		3.07	1.78		
3	187	pil	100x40		1.20			
3	188	pil	100x40		1.21	1.05		
3	154	pil	73x40	1.53	0.89		1.72	0.80
3	177	pil	80x40		1.63			
3	180	pil	80x40		2.36			
4	189	pil	100x40	1.49	2.82	1.42	1.67	0.86
4	193	pil	100x40		2.76	0.76		
4	194	pil	100x40		1.99	0.97		
4	196	pil	100x40		1.40			
4	197	pil	100x40		2.52	0.90		
4	199	pil	100x40		1.41	0.97		
4	200	pil	100x40		1.44	1.19		

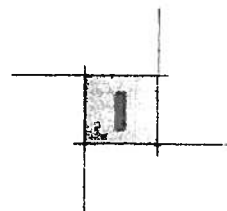
CORPO "E"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α^*)				
				SL CO			SL DS	SL DL
Numero	Ident.	tipo	secc.	α Rotaz.	α Pre.Fless.	α Taglio	α Rotaz.	α Rotaz.
4	202	pil	100x40		3.29	1.72		
4	203	pil	100x40		2.81			
4	204	pil	100x40		3.78			
4	205	pil	100x40		1.38			
4	206	pil	100x40		1.40	1.15		
4	172	pil	73x40	1.7	1.17		1.91	0.85
4	195	pil	80x40		1.77			
4	198	pil	80x40		2.53			
4	201	pil	80x40		3.23			
5	207	pil	100x40	1.71	3.55	1.52	1.92	0.99
5	211	pil	100x40		3.48	0.86		
5	212	pil	100x40		2.45	1.11		
5	214	pil	100x40		1.71			
5	215	pil	100x40		3.19	1.02		
5	217	pil	100x40		1.71	1.06		
5	218	pil	100x40		1.76			
5	220	pil	100x40		3.31	1.73		
5	221	pil	100x40		3.55	0.60		
5	222	pil	100x40		4.82	1.70		
5	224	pil	100x40	2.06	1.70	1.32	2.31	1.18
5	190	pil	73x40	1.88	1.23		2.11	0.94
5	213	pil	80x40		2.00			
5	216	pil	80x40		2.79			
5	219	pil	80x40		3.00			
6	225	pil	100x40		3.27	1.71		
6	229	pil	100x40		3.09	0.98		
6	230	pil	100x40		2.26	1.23		
6	232	pil	100x40		1.57			
6	233	pil	100x40		3.02			
6	235	pil	100x40		1.57			
6	236	pil	100x40		1.61	1.66		
6	238	pil	100x40		2.48	1.78		
6	239	pil	100x40		3.31			
6	240	pil	100x40		4.35	1.77		
6	241	pil	100x40		1.55	1.40		
6	242	pil	100x40		1.58	1.65		
6	208	pil	73x40	2.14	1.07		2.41	1.07
6	231	pil	80x40		1.56			
6	234	pil	80x40		1.45			

CORPO "E"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α^*)				
				SL CO			SL DS	SL DL
Piano	Elem.	Tipo	Sez.	Verifica a Rotaz.	Verifica a Pre.Fless.	Verifica a Taglio	Verifica a Rotaz.	Verifica a Rotaz.
7	243	pil	100x40	2.6	4.05	1.93	2.92	1.50
7	247	pil	100x40		3.58			
7	248	pil	100x40		3.12	1.31		
7	250	pil	100x40		2.20	0.80		
7	251	pil	100x40		4.48	1.39		
7	253	pil	100x40		2.23	1.41		
7	254	pil	100x40		2.27	1.91		
7	256	pil	100x40		2.46	1.68		
7	257	pil	100x40		4.14			
7	258	pil	100x40		5.67			
7	259	pil	100x40		2.20			
7	226	pil	73x40	2.53	0.68		2.84	1.26
7	249	pil	80x40		1.94			
7	252	pil	80x40		2.01			
7	255	pil	80x40		1.55			
8	260	pil	100x40		2.13	1.92		
8	261	pil	100x40		22.98	3.00		
8	265	pil	100x40		11.82			
8	266	pil	100x40		10.16	8.78		
8	244	pil	73x40	3.07	0.88		3.45	1.53
8	2	pil	80x40		2.06			
n.verifiche				9.00	132	48	9	9
valori minimi				0.73	0.53	0.60	0.83	0.50
Fratte 5%				0.83	0.72		0.99	0.64

Infine vengono riportati gli spostamenti assoluti valutati in sommità della costruzione, che dimostrano la completa inefficacia dei giunti presenti anche per il sisma di progetto allo stato limite di danno lieve (si ricorda che la direzione X risulta quella in cui si hanno i giunti):

Tabella 7.22 – Spostamenti ultimo piano SL CO – DS – DL, corpo "E".

	SL CO		SL DS		SL DL	
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
Dir. X	0.471	0.205	0.314	0.136	0.125	0.054
Dir. Y	0.054	0.152	0.036	0.101	0.014	0.040



7.8.4. Valutazione del rischio sismico

E' apparso ragionevole individuare come soglia determinante il raggiungimento del prefissato stato limite non il valore minimo bensì il frattile 5% sulle verifiche sismiche effettuate.

Ricordando che le accelerazioni di ancoraggio al suolo per i diversi stati limite sono le seguenti:

$$QHB_{\text{sig-DP}} > 1/4: 5h$$

$$QHB_{\text{sig-ET}} > 1/374h$$

$$QHB_{\text{sig-EM}} > 1/216h$$

i coefficienti di rischio sismico per il corpo di fabbrica considerato e le accelerazioni che determinano il raggiungimento dei diversi stati limite sono:

-! Stato limite Collasso:

$$\alpha_{\text{DP}} > 1/83$$

$$QHB_{\text{DP}} > 1/394h$$

-! Stato limite Danno Severo:

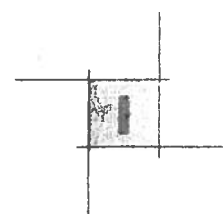
$$\alpha_{\text{DP}} > 1/:$$

$$QHB_{\text{DP}} > 1/371h$$

-! Stato limite Danno Lieve:

$$\alpha_{\text{EM}} > 1/75$$

$$QHB_{\text{EM}} > 1/178h$$



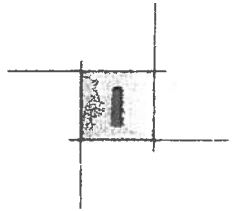
7.9. Il corpo di fabbrica "F"

7.9.1. Analisi dei carichi

I carichi sono riportati nella seguente tabella

Tabella 7.23 – Analisi carichi corpo "F".

Solaio degenze (h 24cm)	(kg/m ²):
Peso proprio	280
Permanente portato	150
Accidentale	300
Solaio cop. praticabili (h 28cm)	(kg/m ²):
Peso proprio	370
Permanente portato	100
Accidentale	200
Tamponature esterne (s=30cm)	(kg/m):
H _{interpiano} = 3.6m	850
H _{interpiano} = 4.4m	1040



7.9.2. Analisi Modale

Si riportano nella tabella seguente i dati che caratterizzano il comportamento elastico della struttura.

Tabella 7.24 – Analisi Modale corpo "F".

Modo	Periodo (sec)	Ceff. Part. Ux	Ceff. Part. Uy	Ceff. Part. Rz
1	3.38	0.76	0.00	0.17
2	1.96	0.01	0.36	0.00
3	1.86	0.00	0.37	0.57
4	1.00	0.11	0.00	0.02
5	0.58	0.00	0.05	0.00
6	0.49	0.04	0.01	0.04
7	0.47	0.00	0.07	0.09
	somma	0.92	0.86	0.89

La risposta della struttura risulta dominata dai primi modi, infatti oltre l'80% della massa complessiva viene eccitata per tutte le componenti di spostamento di interesse principale ai fini dell'azione sismica (le due traslazioni orizzontali e la rotazione rispetto all'asse verticale). Il primo è un modo traslazionale puro in direzione x, il secondo è prevalentemente traslazionale lungo y, ma a causa dell'eccentricità del centro di rigidità in questa direzione è associato anche una rotazione. Il terzo è prevalentemente rotazionale.

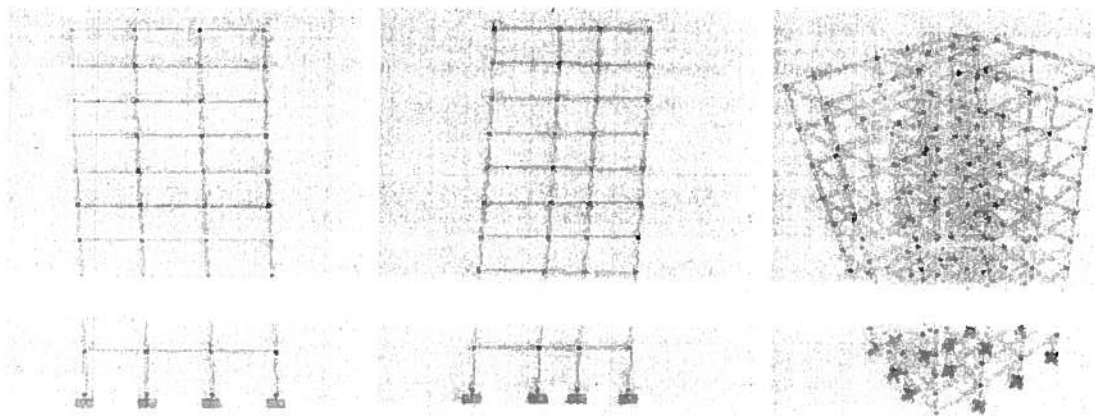
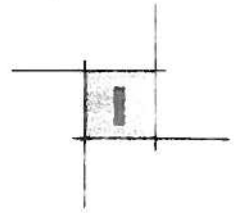


Fig. 7.6 – Deformate modali corpo "F" (I, II, III modo)



7.9.3. *Analisi Sismiche*

Per gli stati limite di CO e DS, in accordo con le prescrizioni normative il valore del fattore riduttivo dell'azione sismica per tener conto delle capacità dissipative che la struttura mette in campo in caso di sisma violento è stato assunto pari a $q=3$.

VERIFICHE IN SPOSTAMENTI

La valutazione delle rotazioni allo SL CO, DS e DL risulta seguire le indicazioni di *p.to 11.3.2.1 OPCM3341/05*.

Le verifiche hanno interessato la pilastrata che ha mostrato i maggiori spostamenti assoluti e la sezioni di base della parete in c.a.

I risultati ottenuti hanno mostrato come l'elemento che determina la risposta strutturale sia la parete in c.a., la quale risulta avere un comportamento a mensola e conseguentemente non risulta soddisfare le verifiche rotazionali nella propria sezione di base sia per lo SL CO che lo SL DS. Inoltre si ha che gli elementi ad essa più distanti risultano avere i massimi spostamenti strutturali che producono localizzate crisi per lo SL CO.

VERIFICHE IN FORZE

Le verifiche hanno confermato quanto emerso dalle precedenti verifiche in deformazione, cioè che l'elemento critico risulti essere la parete in c.a. (elem.13) , la quale non soddisfa né la verifica a presso progettati e soddisfano le verifiche sismiche nelle condizioni più severe.

Nella tabella seguente vengono riportati i coefficienti di vulnerabilità dei singoli elementi emersi dalle verifiche effettuate.

Tabella 7.25 – Sintesi delle verifiche sismiche – Corpo “F”.

CORPO "F"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α^*)				
Piano	Elem.	Tipo	Sez.	SL CO			SL DS	SL DL
				Verifica a Rotaz.	Verifica a Pre.Fless.	Verifica a Taglio	Verifica a Rotaz.	Verifica a Rotaz.
0	13	setto	20x400	0.84	0.54	0.82	0.95	1.29
0	2	pil	40x110		1.37			
0	3	pil	40x110		1.74			
0	17	pil	40x110		1.74			
0	5	pil	40x100		1.50	1.85		
0	12	pil	40x100		2.48	5.58		
0	15	pil	40x100		1.78	3.75		
0	16	pil	40x100		2.10	4.20		
0	6	pil	40x140		1.64	2.35		
0	7	pil	40x140		2.07	3.36		
0	4	pil	40x190		1.32	1.80		
0	8	pil	40x190		1.35	1.79		
1	44	pil	40x110		2.82			
1	45	pil	40x110		2.80			
1	59	pil	40x110		2.89			
1	47	pil	40x100		2.05	1.57		
1	54	pil	40x100		3.08	5.17		
1	57	pil	40x100		2.95	7.21		
1	58	pil	40x100		3.12	4.28		
1	48	pil	40x140		3.16	2.96		
1	49	pil	40x140		3.43	3.78		
1	46	pil	40x190		2.14	2.11		
1	50	pil	40x190		2.17	2.13		
2	89	pil	40x100		2.40	1.10		
2	96	pil	40x100		4.05	3.07		
2	99	pil	40x100		3.27	5.40		
2	98	pil	40x100		3.56	3.41		
2	90	pil	40x140		5.00	2.34		

CORPO "F"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α^*)				
				SL CO			SL DS	SL DL
Piano	Elem.	Tipo	Sez.	Verifica a Rotaz.	Verifica a Pre.Fless.	Verifica a Taglio	Verifica a Rotaz.	Verifica a Rotaz.
2	91	pil	40x140		4.76	2.28		
2	88	pil	40x190		3.40	2.25		
2	92	pil	40x190		3.45	2.01		
3	137	pil	40x80		1.51	2.40		
3	145	pil	40x80		0.81	1.22		
3	150	pil	40x80		1.53	2.32		
3	135	pil	30x90	0.87	3.63	2.35	0.98	1.14
3	113	tr	80x24		0.61			
3	112	tr	30x60		0.41			
4	195	pil	40x80		0.90	1.38		
					0.88	2.02	1.05	1.10
5	245	pil	40x80		0.97			
6	287	pil	40x80		1.70			
6	295	pil	40x80		1.09			
6	285	pil	30x70	1.16	1.78	1.39	1.30	1.45
6	258	tr	40x50		0.58			
7	345	pil	40x80		1.16			
7	335	pil	30x70	1.36	1.90	1.36	1.53	1.64
8	395	pil	40x80		1.39			
8	385	pil	30x70	1.69	2.27	1.38	1.90	1.97
9	437	pil	40x80		1.62			
9	445	pil	40x80		1.25			
9	435	pil	30x70	1.97	2.38	1.15	2.22	2.28
n.verifiche				7	51	35	7	7
valori minimi				0.84	0.41	0.82	0.95	1.14
Frattile 5%				0.85	0.81		0.96	1.15

Infine vengono riportati gli spostamenti assoluti valutati in sommità della costruzione, che dimostrano la completa inefficacia dei giunti presenti anche per il sisma di progetto allo stato limite di danno lieve (si ricorda che la direzione X risulta quella in cui si hanno i giunti):

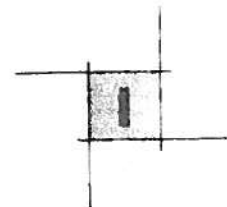


Tabella 7.26 – Spostamenti ultimo piano SL CO – DS – DL, corpo "F".

	SL CO		SL DS		SL DL	
	comb.3 (m)	comb.4 (m)	comb.5 (m)	comb.6 (m)	comb.7 (m)	comb.8 (m)
Dir. X	0.333	0.144	0.222	0.096	0.185	0.080
Dir. Y	0.114	0.312	0.076	0.208	0.063	0.173

7.9.4. Valutazione del rischio sismico

E' apparso ragionevole individuare come soglia determinante il raggiungimento del prefissato stato limite non il valore minimo bensì il frattile 5% sulle verifiche sismiche effettuate.

Ricordando che le accelerazioni di ancoraggio al suolo per i diversi stati limite sono le seguenti:

$$QHB_{sg-DP} > 1/4: 5h$$

$$QHB_{sg-ET} > 1/374h$$

$$QHB_{sg-EM} > 1/216h$$

raggiungimento dei diversi stati limite sono:

-! Stato limite Collasso:

$$\alpha_{DP} > 1/92$$

$$QHB_{DP} > 1/42: h$$

-! Stato limite Danno Severo:

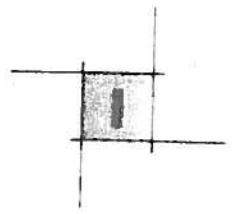
$$\alpha_{ET} > 1/7$$

$$QHB_{ET} > 1/363h$$

-! Stato limite Danno Lieve:

$$\alpha_{EM} > 2/26$$

$$QHB_{EM} > 1/232h$$



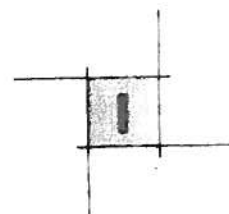
7.10.1 Il corpo di fabbrica “ANI”

7.10.1.1. Analisi dei carichi

I carichi considerati sono i seguenti:

Tabella 7.27 – Analisi carichi corpo “ANI”.

Solaio degenze (h 24cm)	(kg/m ²):
Peso proprio	397
Permanente portato	150
Accidentale	300
Solaio cop. praticabili(h 28cm)	(kg/m ²):
Peso proprio	370
Permanente portato	100
Accidentale	200
Tamponature esterne (s=30cm)	(kg/m):
$H_{interpiano} = 3.6m$	850
$H_{interpiano} = 4.4m$	1040



7.10.2. Analisi Modale

Si riportano nella tabella seguente i dati che caratterizzano il comportamento elastico della struttura.

Tabella 7.28 – Analisi Modale corpo "ANI".

Modo	Periodo (sec)	Ceff. Part. Ux	Ceff. Part. Uy	Ceff. Part. Rz
1	2.96	0.78	0.00	0.08
2	1.71	0.00	0.69	0.43
3	1.41	0.00	0.00	0.71
4	0.87	0.11	0.00	0.01
5	0.43	0.04	0.00	0.01
6	0.41	0.00	0.16	0.09
7	0.34	0.00	0.01	0.05
	somma	0.94	0.88	0.88

La risposta della struttura risulta dominata dai primi modi, infatti oltre l'80% della massa complessiva viene eccitata per tutte le componenti di spostamento di interesse principale ai fini dell'azione sismica (le due traslazioni orizzontali e la rotazione rispetto all'asse verticale). Il primo è un modo traslazionale puro in direzione x, il secondo è prevalentemente traslazionale lungo y. Il terzo è prevalentemente rotazionale.

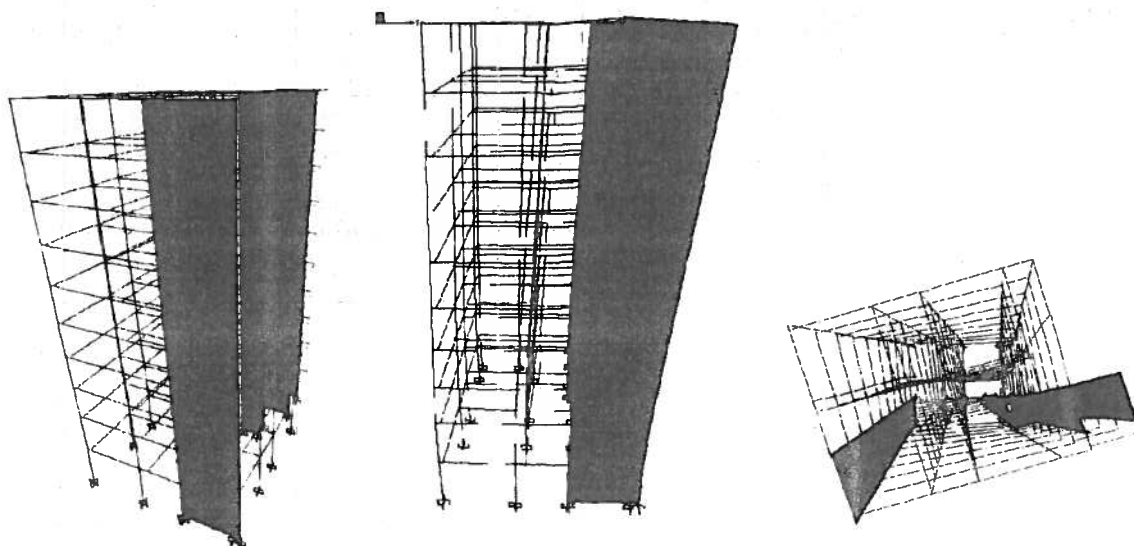
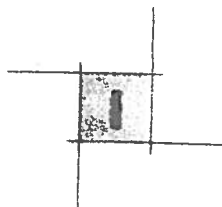


Fig. 7.7 – Deformate modali corpo "ANI" (I, II, III modo)



Nella tabella seguente vengono riportati i coefficienti di vulnerabilità dei singoli elementi emersi dalle verifiche effettuate.

Tabella 7.29 – Sintesi delle verifiche sismiche – Corpo "ANI".

CORPO "ANI"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α)				
Piano	Elem.	Tipo	Sez.	SL CO			SL DS	SL DL
				Verifica a Rotaz.	Verifica a Pre.Fless.	Verifica a Taglio	Verifica a Rotaz.	Verifica a Rotaz.
0	1134	pil	190x30		1.85			
0	1135	pil	60x40		1.87			
0	1136	pil	60x40		2.00			
0	1137	pil	60x40		2.15			
0	1138	pil	60x30		2.02			
0	1139	pil	80x40		1.92			
0	1140	pil	60x40		3.06			
0	1141	pil	60x40		2.35			
0	1142	pil	60x30		1.51			
0	1143	pil	190x30		1.89			
0	1145	pil	60x30		3.33			
0	1146	pil	60x40		2.09			
0	1147	pil	60x40		2.04	2.85		
0	1148	pil	60x40		1.73			
0	AN1,1	setto	380x20		1.82			
0	AN1,2	setto	380x20		0.50			
0	AN1,3	setto	202x20		2.13			
0	AN1,4	setto	202x20		0.90			
0	AN1,5	setto	195x20		0.95			
1	1157	pil	190x30		2.53			
1	1158	pil	60x40		1.10			
1	1159	pil	60x40		1.23			
1	1160	pil	60x40		1.43			
1	1161	pil	60x30		1.39			
1	1162	pil	80x40		1.16			
1	1163	pil	60x40		3.41			
1	1164	pil	60x40		1.66			
1	1165	pil	60x30		0.78			
1	1166	pil	190x30		2.62			
1	1168	pil	60x30		7.51			
1	1169	pil	60x40		1.32			
1	1170	pil	60x40		1.22	1.44		
1	1594	pil	60x30	1.69	2.00		1.90	1.97
2	1181	pil	190x30		2.68			
2	1182	pil	190x30		2.79			

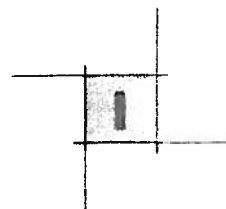
CORPO "AN1"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α)				
				SL CO			SL DS	SL DL
Piano	Elem.	Tipo	Sez.	Verifica a Rotaz.	Verifica a Pre.Fless.	Verifica a Taglio	Verifica a Rotaz.	Verifica a Rotaz.
2	1183	pil	60x30		0.64			
2	1184	pil	60x30		13.84			
2	1186	pil	60x40			0.93		
2	1191	pil	60x40		1.34			
2	1561	pil	60x30	1.57	1.45		1.76	1.59
2	1194	pil	60x30		1.23			
2	1195	pil	80x40		1.04			
3	1204	pil	190x30		2.78			
3	1205	pil	190x30		2.84			
3	1206	pil	60x30		0.68			
3	1207	pil	60x30		16.34			
3	1209	pil	60x40			0.70		
3	1214	pil	60x40		1.33			
3	1529	pil	60x30	0.86	1.37		0.97	1.00
3	1218	pil	80x40		1.09			
4	1227	pil	190x30		0.64			
4	1228	pil	190x30		1.88			
4	1229	pil	60x30		0.85			
4	1232	pil	60x40			0.71		
4	1237	pil	60x40		1.85			
4	1498	pil	60x30	1.62			1.82	1.76
4	1241	pil	80x40		1.29			
5	1250	pil	190x30		1.94			
5	1251	pil	190x30		1.89			
5	1252	pil	60x30		0.92			
5	1255	pil	60x40			0.74		
5	1260	pil	60x40		1.86			
5	1466	pil	60x30	0.85			0.96	1.00
5	1264	pil	80x40		1.35			
6	1274	pil	190x30		2.06			
6	1275	pil	190x30		1.96			
6	1276	pil	60x30		1.02			
6	1279	pil	60x40			0.80		
6	1284	pil	60x40		1.90			
6	1288	pil	80x40		1.42			
6	1435	pil	60x30	0.96			1.08	1.12
7	1298	pil	190x30		1.14			
7	1300	pil	60x30		0.83			
7	1303	pil	60x40			0.87		
7	1308	pil	60x40		1.11			
7	1403	pil	60x30	1.07			1.21	1.26

CORPO "AN1"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α)				
				SL CO			SL DS	SL DL
Piano	Elem.	Tipo	Sez.	Verifica a Rotaz.	Verifica a Pre.Fless.	Verifica a Taglio	Verifica a Rotaz.	Verifica a Rotaz.
7	1312	pil	80x40		1.11			
8	1322	pil	190x30		1.40			
8	1324	pil	60x30		0.97			
8	1327	pil	60x40			0.84		
8	1332	pil	60x40		1.19			
8	1371	pil	60x30	0.68			0.77	0.80
8	1336	pil	80x40		1.25			
9	1346	pil	190x30		0.94			
9	1348	pil	60x30		0.86			
9	1351	pil	60x40		0.94	0.94		
9	1356	pil	60x40		0.85			
9	1318	pil	60x30	1.44			1.62	1.43
9	1360	pil	80x40		0.99			
10	1116	pil	60x30	0.66			0.74	0.77
n.verifiche				9	77	10	10	10
valori minimi				0.68	0.50	0.70	0.74	0.77
Frattile 5%				0.75	0.70		0.75	0.78

Infine vengono riportati gli spostamenti assoluti valutati in sommità della costruzione, che dimostrano la completa inefficacia dei giunti presenti anche per il sisma di progetto allo stato limite di danno lieve (si ricorda che la direzione X risulta quella in cui si hanno i giunti):

Tabella 7.30 – Spostamenti ultimo piano SL CO – DS - DL, corpo "AN1".

	SL CO		SL DS		SL DL	
	comb.3 (m)	comb.4 (m)	comb.5 (m)	comb.6 (m)	comb.7 (m)	comb.8 (m)
Dir. Y	0.225	0.322	0.150	0.215	0.060	0.086



7.10.3. Valutazione del rischio sismico

E' apparso ragionevole individuare come soglia determinante il raggiungimento del prefissato stato limite non il valore minimo bensì il frattile 5% sulle verifiche sismiche effettuate.

Ricordando che le accelerazioni di ancoraggio al suolo per i diversi stati limite sono le seguenti:

$$QHB_{sg-DP} > 1/4: 5h$$

$$QHB_{sg-ET} > 1/374h$$

$$QHB_{sg-EM} > 1/216h$$

i coefficienti di rischio sismico per il corpo di fabbrica considerato e le accelerazioni che determinano il raggiungimento dei diversi stati limite sono:

-! Stato limite Collasso:

$$\alpha_{DP} > 1/81$$

$$QHB_{DP} > 1/387h$$

-! Stato limite Danno Severo:

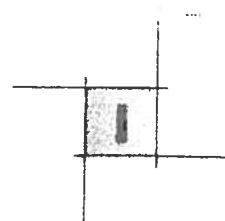
$$\alpha_{ET} > 1/86$$

$$QHB_{ET} > 1/311h$$

-! Stato limite Danno Lieve:

$$\alpha_{EM} > 1/89$$

$$QHB_{EM} > 1/191h$$



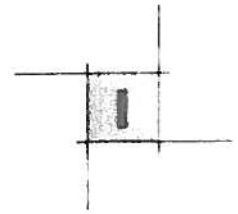
7.11.1 Il corpo di fabbrica "AN2"

7.11.1.1. Analisi dei carichi

I carichi sono riportati nella seguente tabella

Tabella 7.31 – Analisi carichi corpo "AN2".

Solaio degenze (h 24cm)	(kg/m ²):
Peso proprio	397
Permanente portato	150
Accidentale	300
Solaio cop. praticabili(h 28cm)	(kg/m ²):
Peso proprio	370
Permanente portato	100
Accidentale	200
Tamponature esterne (s=30cm)	(kg/m):
H _{interpiano} =3.6m	850
H _{interpiano} =4.4m	1040



7.11.2. Analisi Modale

Si riportano nella tabella seguente i dati che caratterizzano il comportamento elastico della struttura.

Tabella 7.32 – Analisi Modale corpo “AN2”.

Modo	Periodo (sec)	Ceff. Part. U _x	Ceff. Part. U _y	Ceff. Part. R _z
1	3.04	0.76	0.00	0.16
2	2.01	0.00	0.42	0.30
3	1.76	0.01	0.26	0.27
4	0.86	0.12	0.00	0.03
5	0.49	0.00	0.02	0.10
6	0.41	0.04	0.01	0.02
7	0.40	0.01	0.15	0.01
	somma	0.94	0.86	0.89

La risposta della struttura risulta dominata dai primi modi, infatti oltre l’80% della massa complessiva viene eccitata per tutte le componenti di spostamento di interesse principale ai fini dell’azione sismica (le due traslazioni orizzontali e la rotazione rispetto all’asse verticale). Il primo è un modo traslazionale puro in direzione x , il secondo è prevalentemente rotazionale, Il terzo prevalentemente traslazionale lungo y.

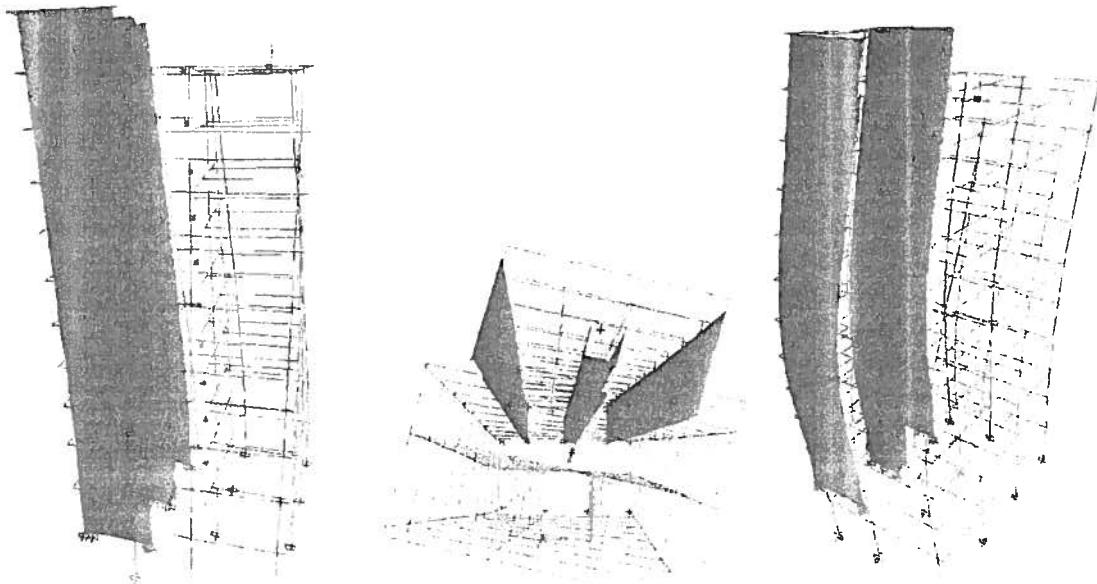


Fig. 7.8 – Deformate modali corpo “AN2” (I, II, III modo)

Nella tabella seguente vengono riportati i coefficienti di vulnerabilità dei singoli elementi emersi dalle verifiche effettuate.

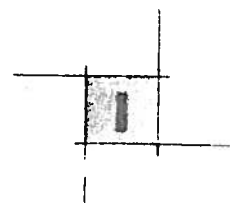
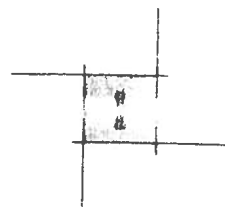


Tabella 7.33 – Sintesi delle verifiche sismiche – Corpo "AN2".

CORPO "AN2"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α)				
				SL CO			SL DS	SL DL
Piano	Elem.	Tipo	Sez.	Verifica a Rotaz.	Verifica a Pre.Fless.	Verifica a Taglio	Verifica a Rotaz.	Verifica a Rotaz.
0	1134	pil	190x30		2.55			
0	1143	pil	190x30		2.75			
0	1127	pil	60x30		3.27			
0	1128	pil	60x30		3.47			
0	1131	pil	60x40		2.50			
0	AN2,1	setto	586x20		4.09			
0	AN2,2	setto	329x20		1.58			
0	AN2,3	setto	163x20		0.55			
0	AN2,4	setto	175x20		1.45			
0	AN2,5	setto	175x20		0.71			
0	AN2,6	setto	586x20		3.87			
0	1132	pil	60x40		1.86	2.93		
0	1133	pil	60x40		1.88			
0	1144	pil	60x40		2.46			
0	1129	pil	75x30		4.56			
0	1130	pil	75x30		4.72			
1	243	pil	60x30	2.95			3.32	3.43
1	1157	pil	190x30		3.10			
1	1166	pil	190x30		3.41			
1	1150	pil	60x30		1.96			
1	1151	pil	60x30		2.19			
1	1154	pil	60x40		1.67			
1	1155	pil	60x40		1.14	1.51		
1	1156	pil	60x40		1.15			
1	1167	pil	60x40		1.63			
1	1152	pil	75x30		2.29			
1	1153	pil	75x30		2.39			
2	1181	pil	190x30		2.36			
2	1182	pil	190x30		2.64			
2	1173	pil	60x30		1.35			
2	1174	pil	60x30		1.66			
2	1177	pil	60x40		1.10			
2	1178	pil	60x40		1.11			
2	1179	pil	60x40		0.77	0.91		
2	1180	pil	60x40		0.78			
2	1175	pil	75x30		1.36			
2	251	pil	60x30	2.03	1.40		2.28	2.63
3	1204	pil	190x30		1.70			
3	1205	pil	190x30		1.88			
3	1196	pil	60x30		1.07			



CORPO "AN2"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α)				
				SL CO			SL DS	SL DL
Piano	Elem.	Tipo	Sez.	Verifica a Rotaz.	Verifica a Pre.Fless.	Verifica a Taglio	Verifica a Rotaz.	Verifica a Rotaz.
3	1197	pil	60x30		1.36			
3	1200	pil	60x40		1.64			
3	1201	pil	60x40		1.66			
3	1202	pil	60x40		1.13	0.64		
3	1198	pil	75x30		0.81			
3	259	pil	60x30	0.91			1.02	1.05
3	1199	pil	75x30		0.85			
4	267	pil	60x30	0.81	0.64		0.91	0.95
4	1228	pil	190x30		1.92			
4	1219	pil	60x30		1.05			
4	1220	pil	60x30		1.34			
4	1225	pil	60x40		1.06	0.62		
4	1221	pil	75x30		0.77			
4	1222	pil	75x30		0.83			
5	1250	pil	190x30		1.72			
5	1251	pil	190x30		1.90			
5	275	pil	60x30	0.73	1.05		0.82	0.85
5	1243	pil	60x30		1.34			
5	1248	pil	60x40		1.08	0.63		
5	1244	pil	75x30		0.77			
5	1245	pil	75x30		0.86			
6	1274	pil	190x30		1.77			
6	1275	pil	190x30		1.94			
6	1266	pil	60x30		1.37			
6	1267	pil	60x30		1.36			
6	1272	pil	60x40		1.13	0.64		
6	1268	pil	75x30		0.79			
6	1269	pil	75x30		0.91			
7	1298	pil	190x30		0.98			
7	291	pil	60x30	0.79	0.59		0.89	0.79
7	1296	pil	60x40		0.62	0.66		
8	1322	pil	190x30		1.11			
8	1313	pil	60x30		0.66			
8	1320	pil	60x40		0.70	0.64		
9	307	pil	60x30	0.61	0.82		0.68	0.60
9	1344	pil	60x40		0.56	0.60		
9	1340	pil	75x30		0.55			
n.verifiche				7	75	10	7	7
valori minimi				0.61	0.55	0.60	0.68	0.60
Frattile 5%				0.65	0.60		0.72	0.66



Infine vengono riportati gli spostamenti assoluti valutati in sommità della costruzione, che dimostrano la completa inefficacia dei giunti presenti anche per il sisma di progetto allo stato limite di danno lieve (si ricorda che la direzione X risulta quella in cui si hanno i giunti):

Tabella 7.34 – Spostamenti ultimo piano SL CO - DS - DL corpo "AN2"

	SL CO		SL DS		SL DL	
	comb.3 (m)	comb.4 (m)	comb.5 (m)	comb.6 (m)	comb.7 (m)	comb.8 (m)
Dir. X	0.654	0.058	0.436	0.028	0.174	0.015
Dir. Y	0.177	0.410	0.118	0.273	0.047	0.109

7.11.3. Valutazione del rischio sismico

E' apparso ragionevole individuare come soglia determinante il raggiungimento del prefissato stato limite non il valore minimo bensì il frattile 5% sulle verifiche sismiche effettuate.

Ricordando che le accelerazioni di ancoraggio al suolo per i diversi stati limite sono le seguenti:

$$QHB_{\text{sg-DP}} > 1/4: 5h$$

$$QHB_{\text{sg-ET}} > 1/374h$$

$$QHB_{\text{sg-EM}} > 1/216h$$

i coefficienti di rischio sismico per il corpo di fabbrica considerato e le accelerazioni che determinano il raggiungimento dei diversi stati limite sono:

-! Stato limite Collasso:

$$\alpha_{\text{DP}} > 1/71$$

$$QHB_{\text{DP}} > 1/349h$$

-! Stato limite Danno Severo

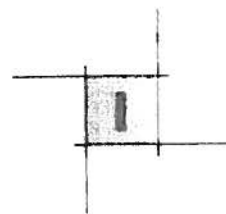
$$\alpha_{\text{ET}} > 1/83$$

$$QHB_{\text{ET}} > 1/2: 1h$$

-! Stato limite Danno Lieve:

$$\alpha_{\text{EM}} > 1/77$$

$$QHB_{\text{EM}} > 1/17: h$$



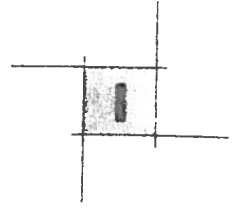
7.12.1 Il corpo di fabbrica "AN3"

7.12.1.1. Analisi dei carichi

I carichi considerati sono i seguenti:

Tabella 7.35 – Analisi carichi corpo "AN3".

Solaio degenze (h 24cm)	(kg/m ²):
Peso proprio	397
Permanente portato	150
Accidentale	300
Solaio cop. praticabili (h 28cm)	(kg/m ²):
Peso proprio	370
Permanente portato	100
Accidentale	200
Tamponature esterne (s=30cm)	(kg/m):
H _{interpiano} = 3.6m	850
H _{interpiano} = 3.40m	1040



7.12.2. *Analisi Modale*

Si riportano nella tabella seguente i dati che caratterizzano il comportamento elastico della struttura.

Tabella 7.36 – *Analisi Modale corpo “AN3”.*

Modo	Periodo (sec)	Ceff. Part. Ux	Ceff. Part. Uy	Ceff. Part. Rz
1	2.64	0.62	0.01	0.64
3	1.33	0.04	0.04	0.02
4	0.62	0.18	0.00	0.19
5	0.41	0.01	0.15	0.00
6	0.30	0.01	0.02	0.01
7	0.28	0.07	0.00	0.07
	somma	0.94	0.88	0.94

La risposta della struttura risulta dominata dai primi modi, infatti oltre l’80% della massa complessiva viene eccitata per tutte le componenti di spostamento di interesse principale ai fini dell’azione sismica (le due traslazioni orizzontali e la rotazione rispetto all’asse verticale). Il primo è un modo traslazionale puro in direzione y, il secondo è prevalentemente traslazionale lungo x, ma a causa dell’eccentricità del centro di rigidità in questa direzione è associato anche una rotazione. Il terzo è prevalentemente rotazionale.

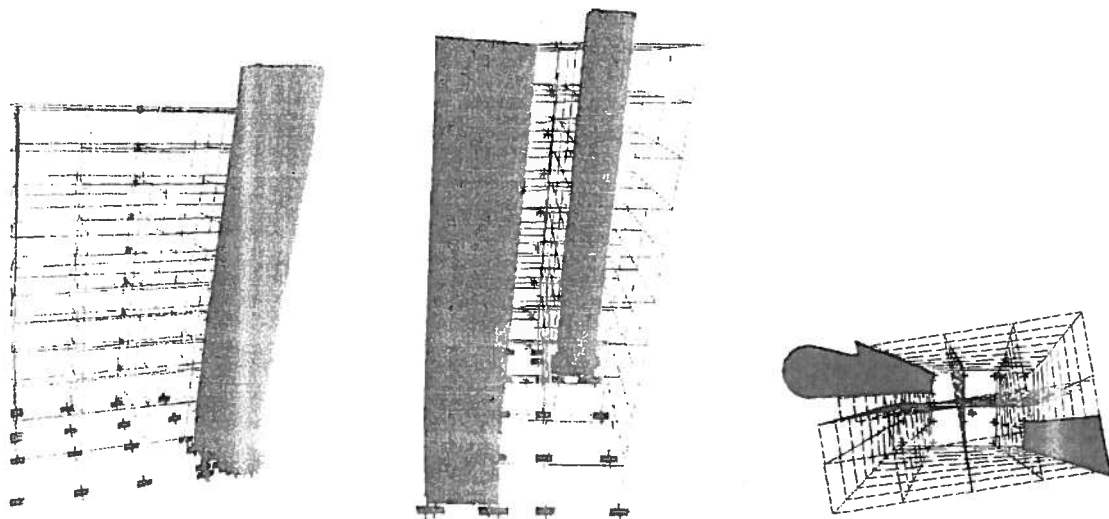
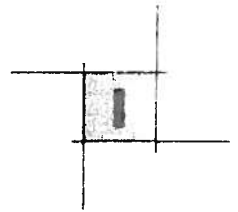


Fig. 7.9 – *Deformate modali corpo “AN3” (I, II, III modo)*



Nella tabella seguente vengono riportati i coefficienti di vulnerabilità dei singoli elementi emersi dalle verifiche effettuate.

Tabella 7.37 – Sintesi delle verifiche sismiche – Corpo "AN3".

CORPO "AN3"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α)				
				SL CO			SL DS	SL DL
Piano	Elem.	Tipo	Sez.	Verifica a Rotaz.	Verifica a Pre.Fless.	Verifica a Taglio	Verifica a Rotaz.	Verifica a Rotaz.
0	943	pil	pc-60		8.71			
0	978	pil	100x40		3.96			
0	979	pil	100x40		3.50	1.95		
0	980	pil	100x40		4.25			
0	981	pil	100x40		3.06			
0	982	pil	100x40		4.04			
0	983	pil	100x40		4.57			
0	984	pil	100x40		4.55			
0	986	pil	73x30		5.51			
0	988	pil	100x40		4.40			
0	AN3,1	setto	586x20		0.36			
0	AN3,2	setto	412x20		0.81			
0	AN3,3	setto	300x20		0.72			
0	AN3,4	setto	185x20		0.47			
0	AN3,5	setto	C233		0.60			
0	989	pil	100x40		4.34			
0	991	pil	100x40		2.85			
0	992	pil	80x40		3.42			
0	993	pil	80x40		3.61			
0	994	pil	80x40		3.64			
0	995	pil	100x40		3.41			
1	996	pil	100x40		3.20			
1	997	pil	100x40		4.15	1.79		
1	998	pil	100x40		4.84			
1	1004	pil	73x30		5.49			
1	1184	pil	80x40	7.55	3.56		8.50	8.66
1	1011	pil	80x40		4.43			
1	1012	pil	80x40		4.67			
2	942	pil	pc-60		17.65			
2	1016	pil	73x30		4.45			
2	1020	pil	80x40		3.55			
2	1023	pil	80x40		3.64			
2	1169	pil	80x40	2.94	2.89		3.30	3.37
2	1030	pil	100x40		4.36	1.39		
3	945	pil	pc-60		18.51			

CORPO "AN3"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α)				
				SL CO			SL DS	SL DL
Piano	Elem.	Tipo	Sez.	Verifica a Rotaz.	Verifica a Pre.Fless.	Verifica a Taglio	Verifica a Rotaz.	Verifica a Rotaz.
3	1034	pil	73x30		4.27			
3	1038	pil	80x40		3.32			
3	1041	pil	80x40		3.48			
3	1154	pil	80x40	2.59	2.85		2.91	2.96
3	1048	pil	100x40		4.45	1.37		
4	1052	pil	73x30		3.12			
4	1056	pil	80x40		2.50			
4	1059	pil	80x40		2.59			
4	1139	pil	80x40	1.74	2.23		1.95	1.99
4	1066	pil	100x40		3.13	1.35		
5	947	pil	pc-60		22.45			
5	1070	pil	73x30		3.07			
5	1124	pil	80x40	1.99	2.19		2.24	2.24
5	1084	pil	100x40		3.17	1.34		
6	948	pil	pc-60		25.53			
6	1088	pil	73x30		3.03			
6	1109	pil	80x40	1.35	2.20		1.52	1.52
6	1102	pil	100x40		3.29	1.35		
7	949	pil	pc-60		29.95			
7	1106	pil	73x30		2.20			
7	1116	pil	80x40	1.32	1.11		1.48	1.48
7	1120	pil	100x40		1.97	1.33		
8	950	pil	pc-60		0.64			
8	1124	pil	73x30		2.30			
8	1134	pil	80x40	2.05	1.13		2.31	2.31
8	1138	pil	100x40		2.44	1.62		
9	1750	pil	pc-60		25.42			
9	1753	pil	73x30		1.53			
9	1763	pil	80x40	1.43	0.70		1.61	1.61
9	1767	pil	100x40		1.09	0.86		
9	1769	pil	pc-60		5.29			
n.verifiche				9.00	68	10	9	9
valori minimi				1.32	0.36	0.86	1.48	1.48
Fratte 5%				1.33	0.69		1.49	1.50

Infine vengono riportati gli spostamenti assoluti valutati in sommità della costruzione, che dimostrano la completa inefficacia dei giunti presenti anche per il sisma di progetto allo stato limite di danno lieve (si ricorda che la direzione X risulta quella in cui si hanno i giunti):

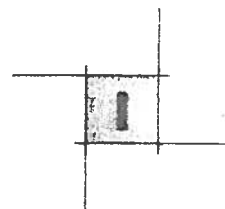


Tabella 7.38 – Spostamenti ultimo piano SL CO – DS - DL, corpo "AN3".

	SL CO		SL DS		SL DL	
	comb.3 (m)	comb.4 (m)	comb.5 (m)	comb.6 (m)	comb.7 (m)	comb.8 (m)
Dir. X	0.336	0.237	0.224	0.158	0.089	0.0632
Dir. Y	0.186	0.377	0.124	0.252	0.049	0.100

7.12.3. Valutazione del rischio sismico

E' apparso ragionevole individuare come soglia determinante il raggiungimento del prefissato stato limite non il valore minimo bensì il frattile 5% sulle verifiche sismiche effettuate.

Ricordando che le accelerazioni di ancoraggio al suolo per i diversi stati limite sono le seguenti:

$$QHB_{sg-DP} > 1/4: 5h$$

$$QHB_{sg-ET} > 1/374h$$

$$QHB_{sg-EM} > 1/216h$$

i coefficienti di rischio sismico per il corpo di fabbrica considerato e le accelerazioni che determinano il raggiungimento dei diversi stati limite sono:

-! Stato limite Collasso e Danno Severo:

$$\alpha_{DP} > 1/7:$$

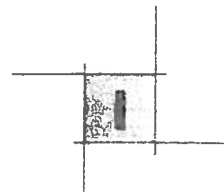
$$QHB_{DP} > 1/381h$$

$$QHB_{ET} > 1/292h$$

-! Stato limite Danno Lieve:

$$\alpha_{EM} > 2/61$$

$$QHB_{EM} > 1/269h$$



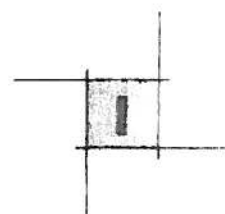
7.13.1 Il corpo di fabbrica “SE1”

7.13.1.1. Analisi dei carichi

I carichi verticali considerati sono riportati nella seguente tabella:

Tabella 7.39 – Analisi carichi corpo “SE1”.

Solaio degenze (h 24cm)	(kg/m ²):
Peso proprio	280
Permanente portato	150
Accidentale	300
Solaio cop. praticabili(h 28cm)	(kg/m ²):
Peso proprio	400
Permanente portato	-
Accidentale	100
Tamponature esterne (s=30cm)	(kg/m):
H _{interpiano} =4.0m	945



7.13.2. Analisi Modale

Si riportano nella tabella seguente i dati che caratterizzano il comportamento elastico della struttura.

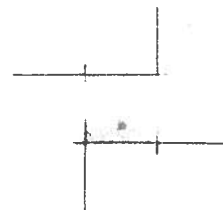
Tabella 7.40 – Analisi Modale corpo "SE1".

Modo	Periodo (sec)	Ceff. Part. Ux	Ceff. Part. Uy	Ceff. Part. Rz
1	0.96	0.13	0.39	0.03
2	0.70	0.59	0.18	0.00
3	0.55	0.045	0.17	0.05
4	0.33	0.044	0.05	0.65
5	0.26	0.018	0.06	0.04
6	0.19	0.10	0.05	0.00
7	0.15	0.00	0.00	0.00
8	0.14	0.01	0.03	0.00
9	0.10	0.026	0.01	0.01
	0.00014	0.70	0.27	0.03

La risposta della struttura risulta dominata dai primi modi, infatti oltre il 90% della massa complessiva viene eccitata per tutte le componenti di spostamento di interesse (le due traslazioni orizzontali e la rotazione rispetto all'asse verticale).



Fig. 7.10 – Deformate modali corpo "SE1" (I, II, III.modo)



7.13.3. *Analisi Sismiche*

Per gli stati limite di CO e DS, in accordo con le prescrizioni normative il valore del fattore riduttivo dell'azione sismica per tener conto delle capacità dissipative che la struttura mette in campo in caso di sisma violento è stato assunto pari a $q=3$.

VERIFICHE IN SPOSTAMENTI

La valutazione delle rotazioni allo SL CO, DS e DL risulta seguire le indicazioni di *p.to 11.3.2.1 OPCM3341/05*.

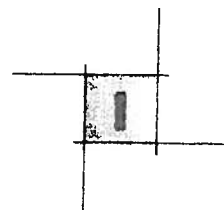
Le verifiche hanno interessato la pilastrata che ha mostrato i maggiori spostamenti assoluti.

I risultati ottenuti hanno mostrato come gli elementi soddisfino le verifiche rotazionali sia per lo SL CO che per lo SL DS e DL. Inoltre si precisa che non si è considerato in tali verifiche gli spostamenti dei pilastri del piano sottostante, in quanto lo studio è adibito a solo rilevare le lesioni degli impianti.

VERIFICHE IN FORZE

Tali verifiche risultano molto più gravose rispetto a quelle in spostamenti, questo perché il fattore di struttura usato per abbattere le sollecitazioni sismiche risulta estremamente cautelativo ($q=3$), in quanto la struttura molto regolare e ben distribuita può sicuramente attingere ad una duttilità circa doppia.

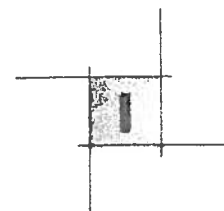
Gli elementi che risentono maggiormente dell'azione sismica sono quelli dei piani superiori.



Nella tabella seguente vengono riportati i coefficienti di vulnerabilità dei singoli elementi emersi dalle verifiche effettuate.

Tabella 7.41 – Sintesi delle verifiche sismiche – Corpo "SE1".

CORPO "SE1"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α)				
Piano	Elem.	Tipo	Sez.	SL CO			SL DS	SL DL
				Verifica a Rotaz.	Verifica a Pre.Fless.	Verifica a Taglio	Verifica a Rotaz.	Verifica a Rotaz.
0	2	pil	70X40	1.99	0.85	1.44	2.23	2.39
0	18	pil	70X40		1.31	1.15		
0	58	pil	70X40		1.40	1.15		
0	382	pil	70X40		0.76	1.75		
0	398	pil	70X40		1.49	2.07		
0	438	pil	70X40		2.60	2.51		
0	477	pil	70X40		0.77	1.81		
0	493	pil	70X40		1.53	2.11		
0	572	pil	70X40		0.91	1.48		
0	926	pil	70X40		1.26	1.04		
0	-	pil	C scala s30		3.28			
1	3	pil	60X40	1.64	0.69	0.69	1.84	1.89
1	17	pil	60X40		0.93	0.93		
1	57	pil	60X40		1.02	1.02		
1	383	pil	60X40		0.57	0.57		
1	478	pil	60X40		0.57	0.57		
1	492	pil	60X40		1.12	1.12		
1	532	pil	60X40		1.71	1.71		
1	573	pil	60X40		0.72	0.72		
1	587	pil	60X40		1.01	1.01		
1	925	pil	60X40		0.84	0.84		
2	4	pil	40X40	1.53	0.63	1.89	1.73	1.68
2	55	pil	40X40		0.60	1.86		
2	384	pil	40X40		0.60	2.13		
2	431	pil	40X40		1.04	2.36		
2	436	pil	40X40		0.91	2.43		
2	479	pil	40X40		0.60	2.17		
2	526	pil	40X40		1.09	2.70		
2	531	pil	40X40		0.94	1.93		
2	574	pil	40X40		0.67	2.22		
2	626	pil	40X40		1.11	1.81		
n.verifiche				3	31	30	3	3
valori minimi				1.53	0.57	0.57	1.73	1.68
Frattile 5%				1.54	0.57		1.74	1.70



Infine vengono riportati gli spostamenti assoluti valutati in sommità della costruzione e tra parentesi quelli del piano immediatamente inferiore con struttura in c.a.:

Tabella 7.42 – Spostamenti ultimo piano SL CO – DS - DL, corpo "SE1".

	SL CO		SL DS		SL DL	
	comb.3 (m)	comb.4 (m)	comb.5 (m)	comb.6 (m)	comb.7 (m)	comb.8 (m)
Dir. X	0.170	0.089	0.113	0.060	0.045	0.024
Dir. Y	0.109	0.146	0.072	0.248	0.029	0.099

7.13.4. Valutazione del rischio sismico

E' apparso ragionevole individuare come soglia determinante il raggiungimento del prefissato stato limite non il valore minimo bensì il frattile 5% sulle verifiche sismiche effettuate.

Ricordando che le accelerazioni di ancoraggio al suolo per i diversi stati limite sono le seguenti:

$$QHB_{sg-DP} > 1/4: 5h$$

$$QHB_{sg-ET} > 1/374h$$

$$QHB_{sg-EM} > 1/216h$$

i coefficienti di rischio sismico per il corpo di fabbrica considerato e le accelerazioni che determinano il raggiungimento dei diversi stati limite sono:

-! Stato limite Collasso e Danno Severo:

$$\alpha_{DP} > 1/68$$

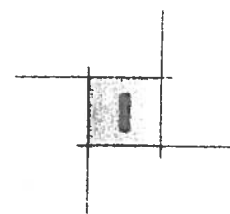
$$QHB_{DP} > 1/336h$$

$$QHB_{ET} > 1/261h$$

-! Stato limite Danno Lieve , poiché il valore scaturito dalle verifiche risulta superiore a quello che caratterizza lo stato limite di Danno Severo si assumerà questa anche come limite dello SL Danno Lieve:

$$\alpha_{EM} > 2/54$$

$$QHB_{EM} > 1/261h$$



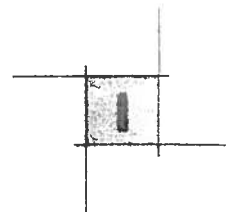
7.14.1 Il corpo di fabbrica “SE2”

7.14.1.1. Analisi dei carichi

I carichi verticali considerati sono riportati nella seguente tabella:

Tabella 7.43 – Analisi carichi corpo “SE2”.

Solaio degenze (h 24cm)	(kg/mq):
Peso proprio	280
Permanente portato	150
Accidentale	300
Solaio cop. praticabili(h 28cm)	(kg/mq):
Peso proprio	400
Permanente portato	-
Accidentale	100
Tamponature esterne (s=30cm)	(kg/m):
$H_{interpiano} = 3.6m$	850



7.14.2. Analisi Modale

Si riportano nella tabella seguente i dati che caratterizzano il comportamento elastico della struttura.

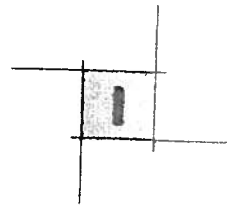
Tabella 7.44 – Analisi Modale corpo "SE2".

Modo	Periodo (sec)	Ceff. Part. Ux	Ceff. Part. Uy	Ceff. Part. Rz
1	1.25	0.00	0.41	0.00
2	1.18	0.67	0.00	0.00
3	0.70	0.00	0.39	0.00
4	0.69	0.22	0.00	0.00
5	0.47	0.00	0.00	0.71
6	0.33	0.08	0.00	0.00
7	0.30	0.07	0.13	0.00
8	0.25	0.00	0.00	0.09
	somma	0.97	0.94	0.80

La risposta della struttura risulta dominata dai primi modi, infatti oltre il 90% della massa complessiva viene eccitata per tutte le componenti di spostamento di interesse (le due traslazioni orizzontali e la rotazione rispetto all'asse verticale).



Fig. 7.11 – Deformate modali corpo "SE2" (I, II, III.modo)



7.14.3. *Analisi Sismiche*

Per gli stati limite di CO e DS, in accordo con le prescrizioni normative il valore del fattore riduttivo dell'azione sismica per tener conto delle capacità dissipative che la struttura mette in campo in caso di sisma violento è stato assunto pari a $q=3$.

VERIFICHE IN SPOSTAMENTI

La valutazione delle rotazioni allo SL CO, DS e DL risulta seguire le indicazioni di *p.to 11.3.2.1 OPCM3341/05*.

Le verifiche hanno interessato la pilastrata che ha mostrato i maggiori spostamenti assoluti.

I risultati ottenuti hanno mostrato come gli elementi soddisfino le verifiche rotazionali sia per lo SL CO che per lo SL DS. Non si considerano in tali verifiche gli spostamenti dei pilastri del piano sottotetto, in acciaio, essendo adibito a solo ricovero delle tubazioni degli impianti dell'edificio.

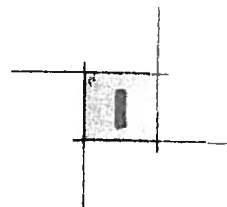
VERIFICHE IN FORZE

Le verifiche in forze sono meno cautelative di quelle in spostamenti. Gli elementi che risentono maggiormente dell'azione sismica sono gli elementi dei piani superiori

Nella tabella seguente vengono riportati i coefficienti di vulnerabilità dei singoli elementi emersi dalle verifiche effettuate.

Tabella 7.45 – Sintesi delle verifiche sismiche – Corpo SE2^o

CORPO "SE2"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α)				
				SL CO			SL DS	SL DL
Piano	Elem.	Tipo	Sez.	Verifica a Rotaz.	Verifica a Pre.Fless.	Verifica a Taglio	Verifica a Rotaz.	Verifica a Rotaz.
0	2	pil	70X40		1.03	0.94		
0	18	pil	70X40		1.45	1.15		
0	58	pil	70X40		1.55	1.01		
0	382	pil	70X40		0.90	2.43		
0	398	pil	70X40		1.62	2.37		
0	438	pil	70X40		1.70	1.39		
0	477	pil	70X40		0.90	1.50		
0	493	pil	70X40		1.67	1.10		
0	572	pil	70X40		1.08	0.89		
0	926	pil	70X40		1.40	1.36		
0	244	pil	70X40	2.32			2.61	2.93
1	3	pil	60X40		0.97	1.67		
1	11	pil	60X40					
1	200	pil	60X40		0.79	2.07		
1	205	pil	60X40		0.76	2.10		
1	230	pil	60X40		2.19	2.59		
1	235	pil	60X40		1.97	2.67		
1	347	pil	60X40		0.97	1.66		
1	379	pil	60X40		0.96	1.62		
1	383	pil	60X40		0.80	2.05		
1	387	pil	60X40		0.79	2.11		
1	245	pil	60x40	2.61			2.20	2.64
2	4	pil	40X40		0.81	1.54		
2	10	pil	40X40		0.81	1.55		
2	184	pil	40X40		1.10	1.86		
2	201	pil	40X40		0.73	1.90		
2	204	pil	40X40		0.70	1.93		
2	234	pil	40X40		1.11	1.81		
2	346	pil	40X40		0.83	1.54		
2	378	pil	40X40		0.83	1.50		
2	382	pil	40X40		0.74	1.88		
2	386	pil	40X40		0.74	1.94		
2	246	pil	40X40	2.93			2.38	2.74
n.verifiche				2	30	30	2	2
valori minimi				2.32	0.70	0.89	2.20	2.64
Frattile 5%				2.33	0.74		2.22	2.65



Infine vengono riportati gli spostamenti assoluti valutati in sommità della costruzione e tra parentesi quelli del piano immediatamente inferiore con struttura in c.a.:

Tabella 7.46 – Spostamenti ultimo piano SL CO – DS - DL, corpo “SE2”.

	SL CO		SL DS		SL DL	
	comb.3 (m)	comb.4 (m)	comb.5 (m)	comb.6 (m)	comb.7 (m)	comb.8 (m)
Dir. X	0.262	0.081	0.175	0.054	0.070	0.022
Dir. Y	0.079	0.258	0.053	0.172	0.021	0.069

7.14.4. Valutazione del rischio sismico

E’ apparso ragionevole individuare come soglia determinante il raggiungimento del prefissato stato limite non il valore minimo bensì il frattile 5% sulle verifiche sismiche effettuate.

Ricordando che le accelerazioni di ancoraggio al suolo per i diversi stati limite sono le seguenti:

$$QHB_{\text{sig-DP}} > 1/4: 5h$$

$$QHB_{\text{sig-ET}} > 1/374h$$

$$QHB_{\text{sig-EM}} > 1/216h$$

i coefficienti di rischio sismico per il corpo di fabbrica considerato e le accelerazioni che determinano il raggiungimento dei diversi stati limite sono:

-! Stato limite Collasso e Danno Severo:

$$\alpha_{\text{DP}} > 1/85$$

$$QHB_{\text{DP}} > 1/3: 3h$$

$$QHB_{\text{ET}} > 1/2: 6h$$

caratterizza lo stato limite di Danno Severo si assumerà questa anche come limite dello SL Danno Lieve:

$$\alpha_{\text{EM}} > 2/96$$

$$QHB_{\text{EM}} > 1/2: 6h$$

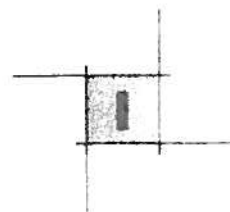
7.15.1 Il corpo di fabbrica "G"

7.15.1.1. Analisi dei carichi

I carichi verticali considerati sono riportati nella seguente tabella:

Tabella 7.47 – Analisi carichi corpo "G".

Solaio (h 24cm)	(kg/mq):
Peso proprio	435
Permanente portato	150
Accidentale	300
Solaio cop. praticabili(h 38cm)	(kg/mq):
Peso proprio	640
Permanente portato	100
Accidentale	200
Solaio cop. praticabili(h 16cm)	(kg/mq):
Peso proprio	250
Permanente portato	100
Accidentale	200
Tamponature esterne (s=30cm)	(kg/m):
$H_{interpiano} = 3.6m$	850
$H_{interpiano} = 4.4m$	1040



7.15.2. *Analisi Modale*

Si riportano nella tabella seguente i dati che caratterizzano il comportamento elastico della struttura.

Tabella 7.48 – *Analisi Modale corpo "G"*.

Modo	Periodo (sec)	Ceff. Part. Ux	Ceff. Part. Uy	Ceff. Part. Rz
1	1.55	0.86	0.00	0.45
2	0.98	0.00	0.90	0.31
3	0.58	0.00	0.01	0.12
4	0.35	0.12	0.00	0.07
5	0.32	0.00	0.09	0.03
	somma	0.99	1.00	0.99

La risposta della struttura risulta dominata dai primi modi, infatti circa il 90% della massa complessiva viene eccitata dai primi tre modi per tutti i cinematismi di interesse (le due traslazioni orizzontali e la rotazione rispetto all'asse verticale).

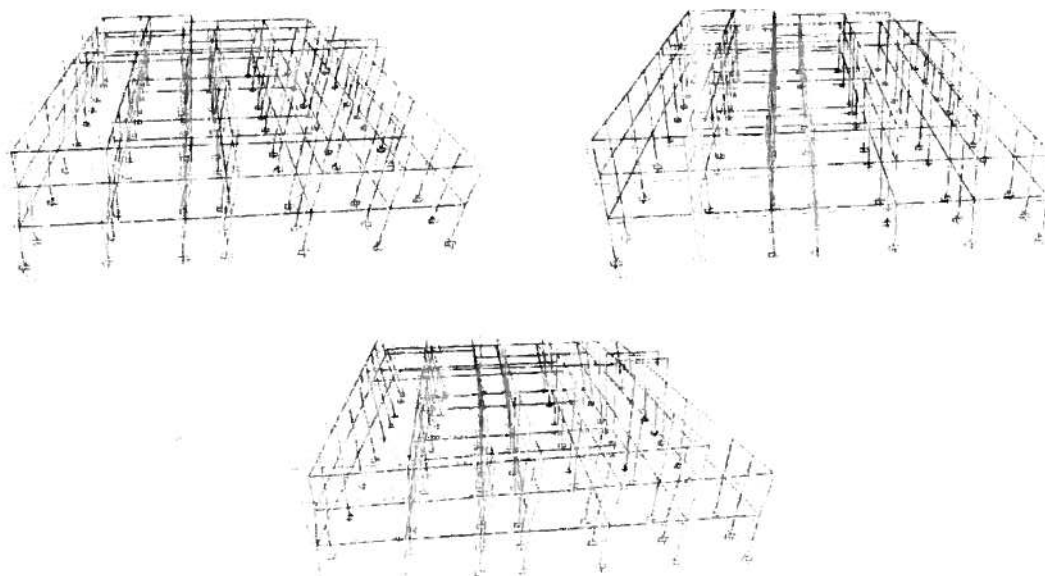
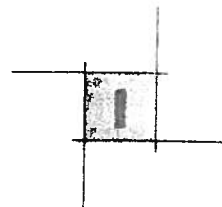


Fig. 7.12 – *Deformate modali corpo "G" (I, II, III.modo)*



7.15.3. *Analisi Sismiche*

Per gli stati limite di CO e DS, in accordo con le prescrizioni normative il valore del fattore riduttivo dell'azione sismica per tener conto delle capacità dissipative che la struttura mette in campo in caso di sisma violento è stato assunto pari a $q=3$.

VERIFICHE IN SPOSTAMENTI

La valutazione delle rotazioni allo SL CO, DS e DL risulta seguire le indicazioni di *p.to 7.3.2.1 OPCM3341/05*.

Le verifiche hanno interessato le quattro pilastrate più esterne della struttura. I risultati ottenuti hanno mostrato come gli elementi non soddisfino le verifiche rotazionali sia per lo SL CO che per lo SL DS, mentre in condizioni di danno lieve (DL) le verifiche sono generalmente soddisfatte.

VERIFICHE IN FORZE

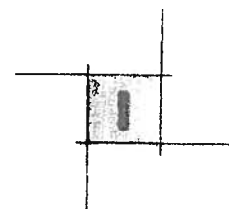
Le verifiche in forze risultano meno cautelative di quelle in spostamenti. Gli elementi che risentono maggiormente dell'azione sismica sono i pilastri del terzo (ed ultimo) livello.

Nella tabella seguente vengono riportati i coefficienti di vulnerabilità dei singoli elementi emersi dalle verifiche effettuate.

Tabella 7.49 - Sintesi delle verifiche sismiche - Corpo "G".

CORPO "G"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α)				
Piano	Elem.	Tipo	Sez.	SL CO			SL DS	SL DL
				Verifica Rotazioni	Verifica a Pre.Fless.	Verifica a Taglio	Verifica Rotazioni.	Verifica Rotazioni
1	2	pil	40X40		0.48	1.94		
1	4	pil	40X40		0.57	0.87		
1	5	pil	40X40		0.58	0.86		
1	6	pil	40X40		0.51	0.76		
1	9	pil	40X40	0.71	0.44	0.68	0.80	1.09
1	12	pil	40X40	0.74	0.59	0.86	0.83	1.12
1	17	pil	40X40		0.68	0.94		
1	19	pil	40X40		0.70	1.01		
1	26	pil	20x105		0.35	1.07		
1	28	pil	40X40		0.45	0.64		
1	30	pil	40X40		0.77	1.08		
1	31	pil	40X40		0.38	0.75		
1	43	pil	20x105		0.44	1.12		
1	49	pil	40X40		0.82	1.23		
1	50	pil	40X40	0.87	0.47	0.78	0.98	1.41
1	51	pil	40X40	0.84	0.51	0.73	0.94	1.28
1	55	pil	40X40		0.77	1.06		
1	58	pil	40X40		0.82	1.16		
1	61	pil	40X40		0.31	0.74		
1	62	pil	40X40		0.32	0.78		
1	66	pil	40X40		0.51	0.75		
1	69	pil	40X40		0.49	0.76		
1	70	pil	40X40		0.33	0.57		
2	2	pil	35X40		0.41	0.69		
2	4	pil	35X40		0.56	0.84		
2	5	pil	35X40		0.57	0.82		
2	6	pil	35X40		0.48	0.74		
2	9	pil	35X40	0.48	0.36	0.64	0.54	0.76
2	12	pil	35X40	0.51	0.49	0.80	0.57	0.78
2	17	pil	35X40		0.57	0.89		
2	19	pil	35X40		0.59	0.94		
2	26	pil	20x105		0.64	1.19		
2	28	pil	35X40		0.42	0.63		
2	30	pil	35X40		0.71	1.00		
2	43	pil	20x105		0.80	1.15		
2	49	pil	35X40		0.79	1.12		
2	50	pil	35X40	0.57	0.24	2.12	0.64	0.87

CORPO "G"				Sintesi coefficienti di vulnerabilità sismica (α)				
Piano	Elem.	Tipo	Sez.	D.L. 00			SL 00	CS 00
				Verifica Rotazioni	Verifica a Pre.Fless.	Verifica a Taglio	Verifica Rotazioni.	Verifica Rotazioni
2	51	pil	35X40	0.52	0.44	0.71	0.58	0.81
2	55	pil	35X40		0.67	1.00		
2	58	pil	35X40		0.76	1.04		
2	66	pil	35X40		0.39	0.73		
2	69	pil	35X40		0.34	0.71		
3	2	pil	35X35		0.48	1.58		
3	4	pil	35X35		0.60	1.81		
3	5	pil	35X35		0.59	1.82		
3	6	pil	35X35		0.35	0.57		
3	9	pil	35X35	1.21	0.37	1.58	1.36	1.86
3	12	pil	35X35	1.27	0.39	1.83	1.43	1.94
3	17	pil	35X35		0.46	0.68		
3	19	pil	35X35		0.44	0.69		
3	26	pil	20x105		0.33	0.77		
3	28	pil	35X35		0.33	0.54		
3	30	pil	35X35		0.65	1.83		
3	43	pil	20x105		0.38	0.72		
3	49	pil	35X35		0.42	1.90		
3	50	pil	35X35	1.84	0.43	1.77	2.07	2.81
3	51	pil	35X35	1.70	0.50	1.32	1.91	2.62
3	55	pil	35X35		0.59	1.67		
3	58	pil	35X35		0.39	1.72		
1	259	trave	35x70		0.82	4.71		
2	402	trave	35x70		0.91	4.71		
3	512	trave	35x70		1.19	4.31		
1	258	trave	35x70		0.78	1.11		
2	403	trave	35x70		1.09	1.11		
3	511	trave	35x70		1.82	2.36		
n.verifiche				12	59	59	12	12
valori minimi				0.48	0.24	0.54	0.54	0.76
Frattile 5%				0.50	0.34		0.56	0.77



Infine vengono riportati gli spostamenti assoluti valutati in sommità della costruzione:

Tabella 7.50 – Spostamenti ultimo piano SL CO - DS - DL, corpo “G”.

	SL CO		SL DS		SL DL	
	comb.3 (m)	comb.4 (m)	comb.5 (m)	comb.6 (m)	comb.7 (m)	comb.8 (m)
Dir. X	0.231	0.073	0.154	0.049	0.062	0.019
Dir. Y	0.047	0.142	0.031	0.094	0.012	0.038

Si fa notare come nella direzione di orditura dei telai (Y) la risposta della struttura sia molto più rigida fornendo spostamenti decisamente inferiori (quasi dimezzati). Anche questo fatto denota la non corretta impostazione progettuale dell’opera.

7.15.4. Valutazione del rischio sismico

E’ apparso ragionevole individuare come soglia determinante il raggiungimento del prefissato stato limite non il valore minimo bensì il frattile 5% sulle verifiche sismiche effettuate.

Ricordando che le accelerazioni di ancoraggio al suolo per i diversi stati limite sono le seguenti:

$$QHB_{jg-DP} > 1/4: 5h$$

$$QHB_{jg-ET} > 1/374h$$

$$QHB_{jg-EM} > 1/216h$$

i coefficienti di rischio sismico per il corpo di fabbrica considerato e le accelerazioni che determinano il raggiungimento dei diversi stati limite sono:

- ! Stato limite Collasso, avendo ritenuto determinanti le verifiche in spostamenti (rotazione rispetto alla corda):

$$\alpha_{DP} > 1/61$$

$$QHB_{DP} > 1/2: 8h$$

- ! Stato limite Danno Severo:

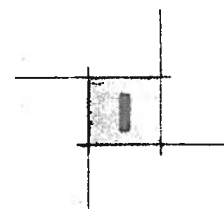
$$\alpha_{DP} > 1/67$$

$$QHB_{ET} > 1/259h$$

- ! Stato limite Danno Lieve:

$$\alpha_{EM} > 1/88$$

$$QHB_{EM} > 1/192h$$



8.1 ANALISI NUMERICHE NON LINEARI

8.1.1 Caratterizzazione meccanica dei materiali

In accordo con il *p.to 11.2.6.2 di OPCM3431/05* vengono adoperati i valori medi delle proprietà dei materiali ricavati dalle indagini in situ effettuate.

Calcestruzzo:

Modulo elastico non fessurato : $E=25000\text{MPa}$

Resistenza max a compressione: $f_c=-25\text{MPa}$

Deformazione al picco: $\epsilon_c=-0.3\%$

Resistenza max a trazione: $f_{ct}=2.0\text{MPa}$

Il legame costitutivo del calcestruzzo adottato nelle elaborazione del programma di calcolo non lineare FIBRE risulta diagrammato nella figura sottostante.

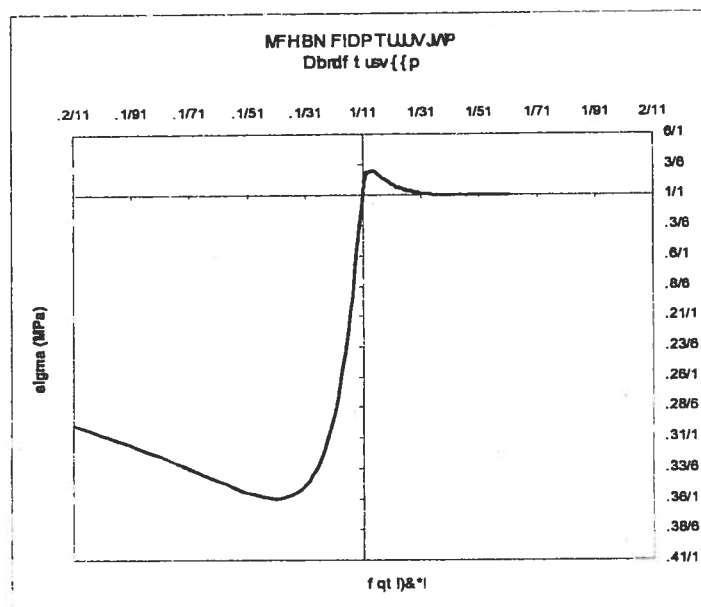
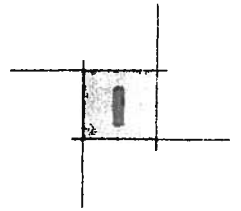


Fig. 8.1 - Legame costitutivo Calcestruzzo



Il programma FIBRE ha come ipotesi di base la perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo, mentre l'acciaio da utilizzare risulta il tipo Aq50 che è un acciaio liscio. Pertanto per tenere in conto di questa caratteristica si è optato per considerare una minore resistenza di quella caratteristica, assumendo come cut off il valore di 320 MPa, inoltre in fase di compressione è stata adottato un'ulteriore sconto sulla resistenza per coprire i possibili effetti di instabilità delle barre stesse. I valori determinanti il legame costitutivo dell'acciaio sono i seguenti:

Trazione

Modulo elastico: $E=200000\text{MPa}$
 Tensione di snervamento $f_y=220\text{MPa}$
 Tensione di rottura $f_u=320\text{MPa}$
 Deformazione a rottura: $\epsilon_{su}=4.0\%$

Compressione

Modulo elastico: $E=200000\text{MPa}$
 Tensione di snervamento $f_y=-150\text{MPa}$
 Tensione di rottura $f_u=-220\text{MPa}$
 Deformazione a rottura: $\epsilon_{su}=-2.0\%$

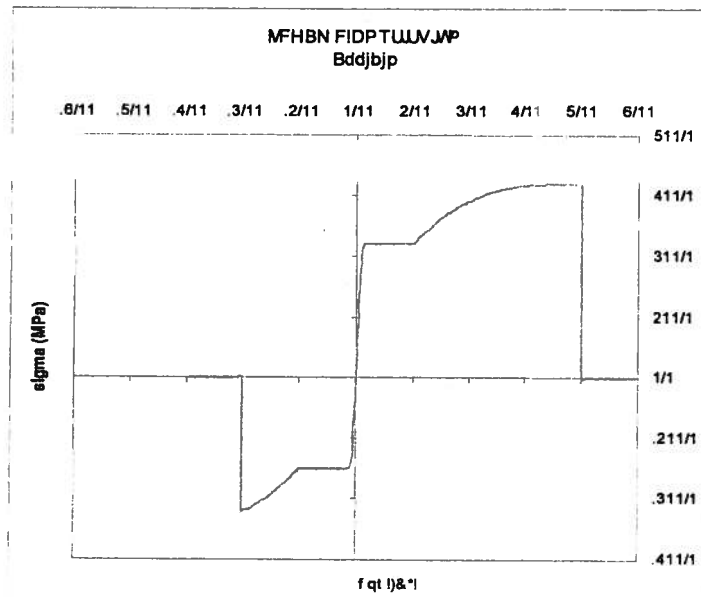


Fig. 8.2 – Legame costitutivo Acciaio



8.2. Accelerogrammi

In accordo con la normativa sismica di riferimento (*p.to 3.2.7 - OPCM3431/05*), sono stati considerati tre gruppi di accelerogrammi, ogni gruppo risulta composto da tre diversi accelerogrammi applicati nelle tre direzioni principali della struttura (due orizzontali ed una verticale).

Gli accelerogrammi sono stati ricavati sulla base dello spettro di risposta elastico corrispondente alla classificazione sismica del sito in cui risiede l'opera. Per la generazione numerica degli accelerogrammi è stata fatto uso del programma *SISMQKE_GR* sviluppato dal Prof. Piero Gelfi. Di seguito sono riportati le nove "time history" di riferimento per le analisi non lineari relative allo SL DS. Per le analisi relativi agli altri stati limite sono stati utilizzati le medesime storie di accelerazione opportunamente scalate.

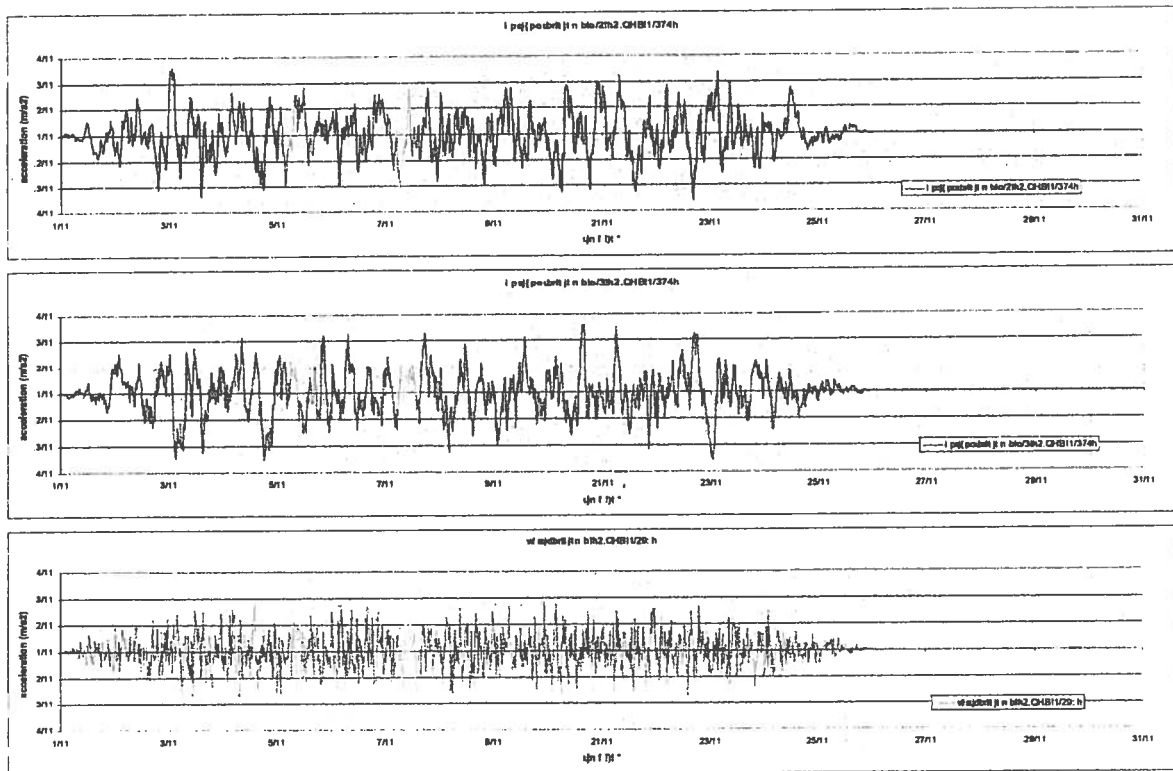


Fig. 8.3 - Gruppo di accelerogrammi n.1

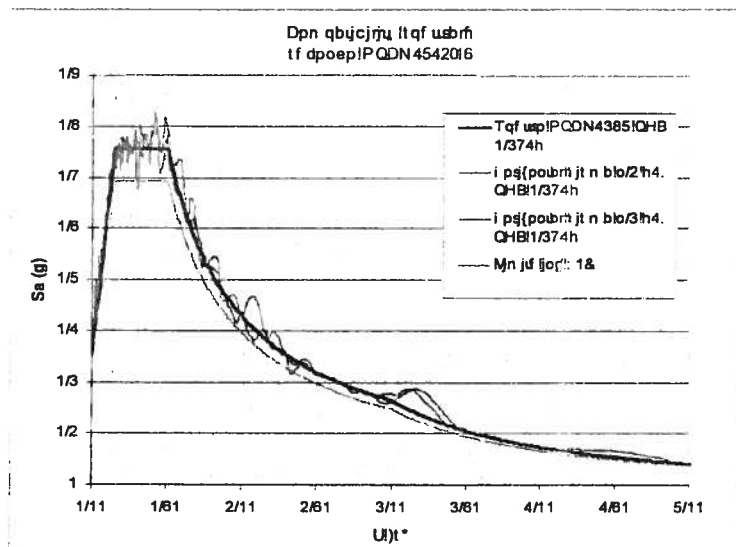
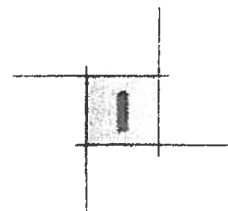


Fig. 8.4 – Spettro-compatibilità degli accelerogrammi gruppo n.1

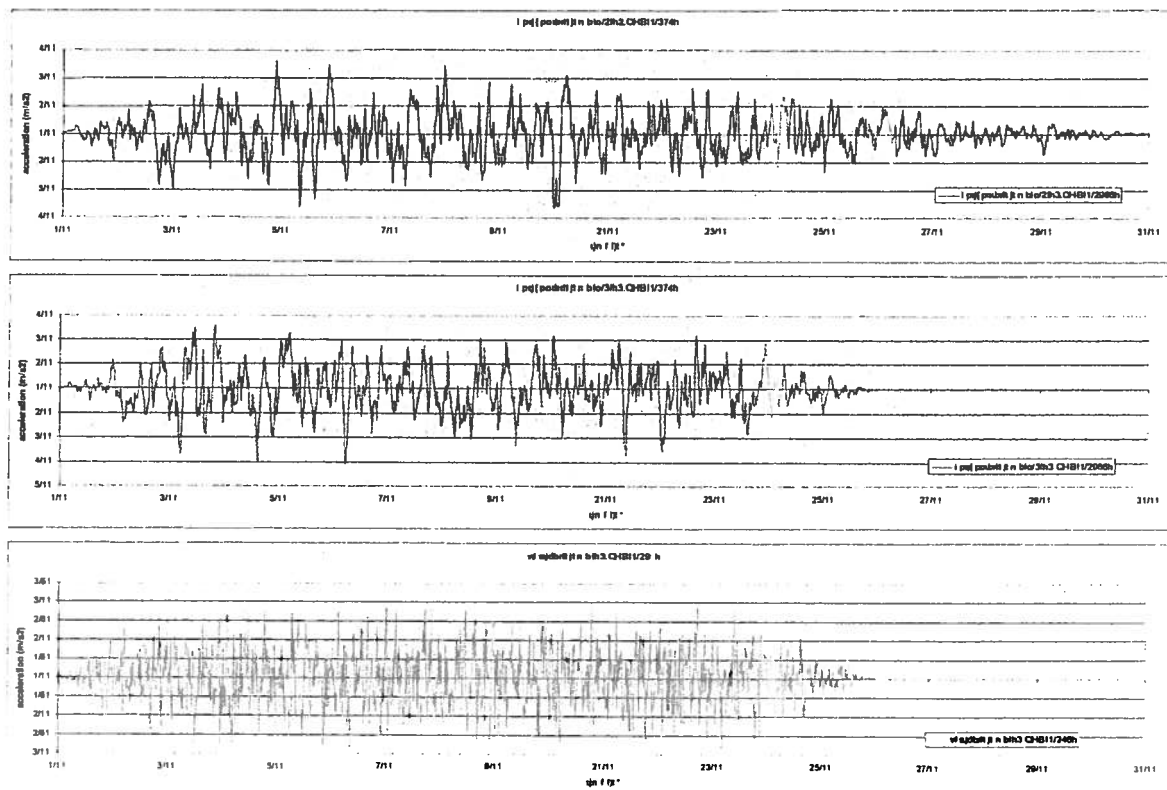


Fig. 8.5 – Gruppo di accelerogrammi n.2

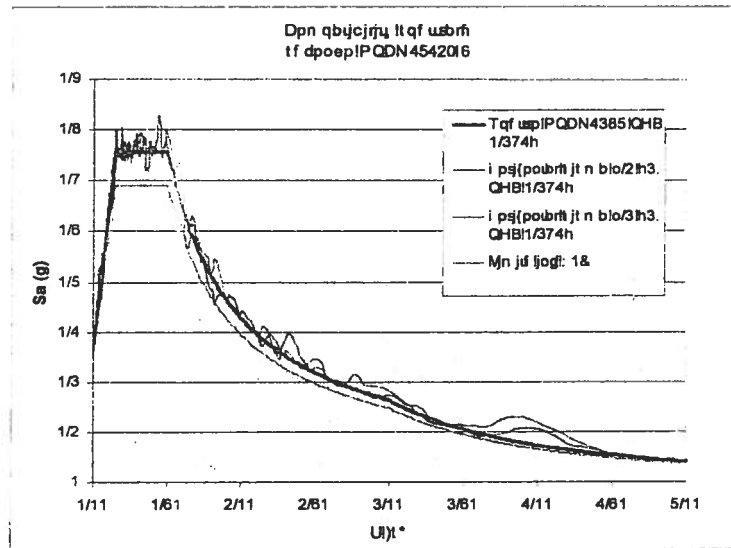
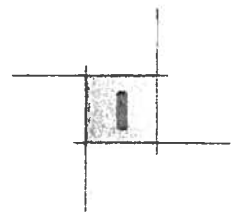


Fig. 8.6 – Spettro-compatibilità degli accelerogrammi gruppo n.2

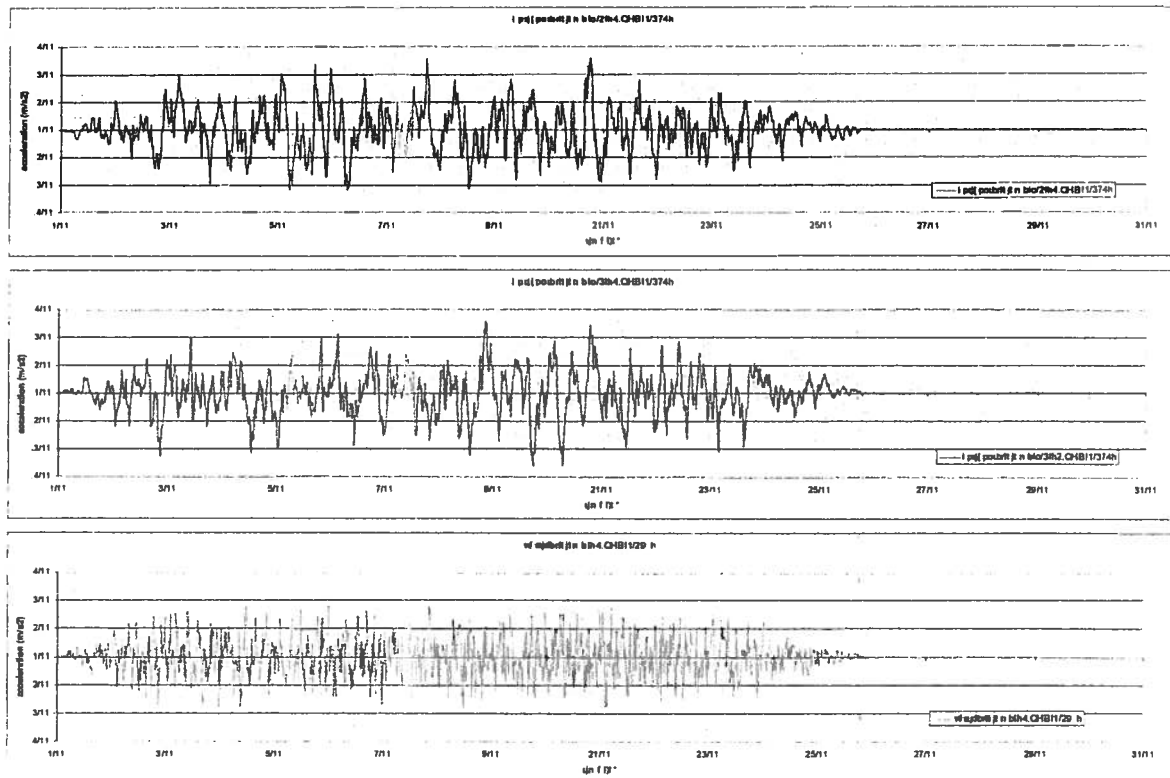


Fig. 8.7 – Gruppo di accelerogrammi n.3

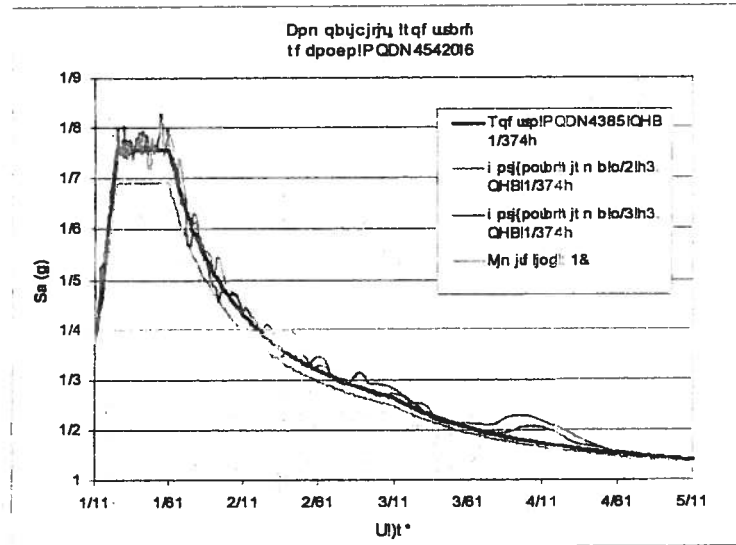
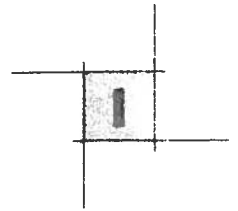
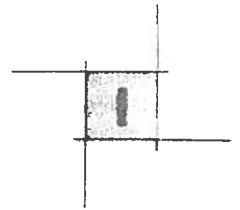


Fig. 8.8 - Spettro-compatibilità degli accelerogrammi gruppo n.3



8.3.III corpo di fabbrica "F"

8.3.1. *Analisi dinamiche*

In questa sezione sono riportati i principali risultati ottenuti dalle analisi "time history" con modellazione confronto con le analisi lineari.

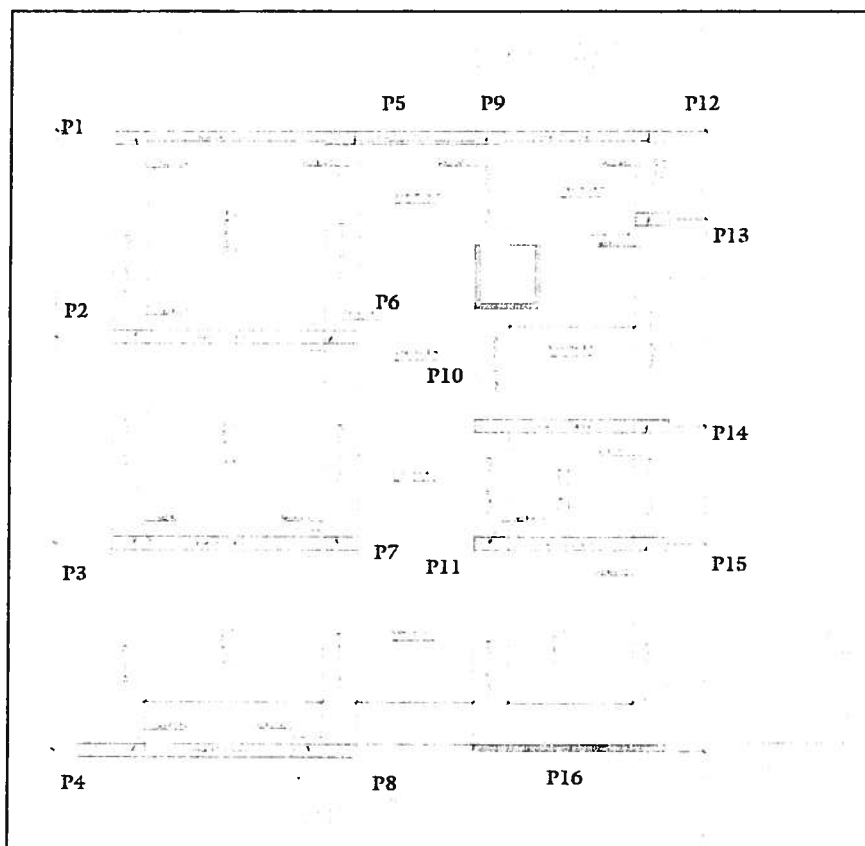
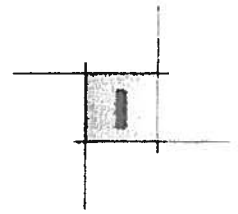


Fig. 8.9 – Carpenteria I livello corpo F

La risposta sismica della struttura risulta fortemente influenzata dalla forte eccentricità della distribuzione delle rigidzze in pianta, come risulta evidente anche dalla figura soprastante che riporta la pianta tipo dell'edificio. Pertanto nella sua risposta dinamica la struttura tende ad avere una forte componente rotazionale intorno al telaio di maggiore rigidezza (quello adiacente al corpo C). Questo comportamento fa sì che i massimi spostamenti si abbiano nei punti più lontani a questo telaio (in adiacenza al corpo AE1),



mentre le massime sollecitazioni e conseguente richiesta di duttilità (in caso di sisma violento), si hanno negli elementi del telaio in adiacenza al corpo C.

I tre gruppi di accelerogrammi relativi allo stato limite di Danno Severo hanno mostrato quanto segue:

1. Il telaio maggiormente sollecitato risulta quello contenente la parete (elem.16), la quale risulta avere un comportamento sostanzialmente a mensola, coerentemente con quanto fornito dalle analisi lineari.
2. Si ha formazione di cerniere plastiche solo esclusivamente al primo livello ed in pochi elementi (elem.8-12-15-16).
3. La maggiore richiesta di duttilità è demandata alla parete, che risulta quindi l'elemento di maggiore criticità della struttura, analogamente a quanto visto nelle analisi lineari.
4. I massimi spostamenti attesi del baricentro dell'ultimo impalcato sono dell'ordine di 20-25cm in direzione X e 13-15cm nell'altra direzione (Y), in accordo con quanto ottenuto dalle analisi elastiche.

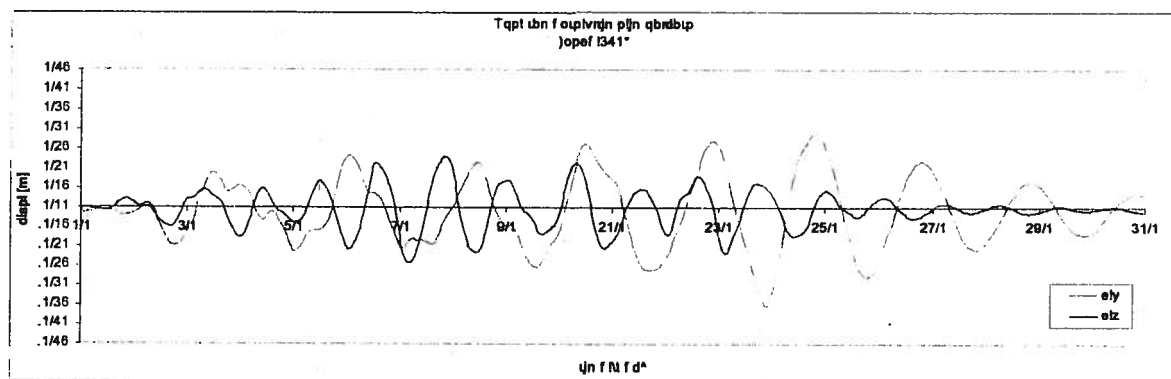


Fig. 8.10 - Time-history dello spostamento dell'ultimo impalcato SLDS, gruppo n.3

Di seguito sono riportati, relativamente al gruppo di accelerogrammi n.1, i diagrammi isteretici delle tensioni-deformazioni delle barre d'armatura di estremità delle sezioni di base al piano zero degli elementi verticali del telaio adiacente al corpo C, , nonché i rispettivi diagrammi momento-curvatura (elemento 4 e 8 con sezione 190x40, elemento 16 con sezione 400x20).

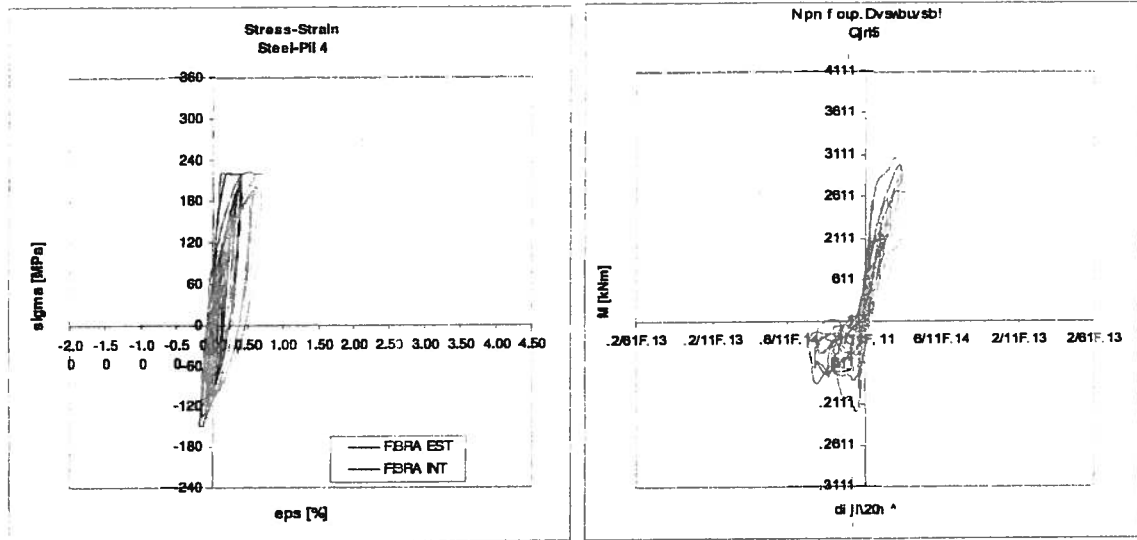


Fig. 8.11 - Diagrammi tensione-deformazioni acciaio e momento-curvatura Pilastro 4 SLDS, gruppo n.1

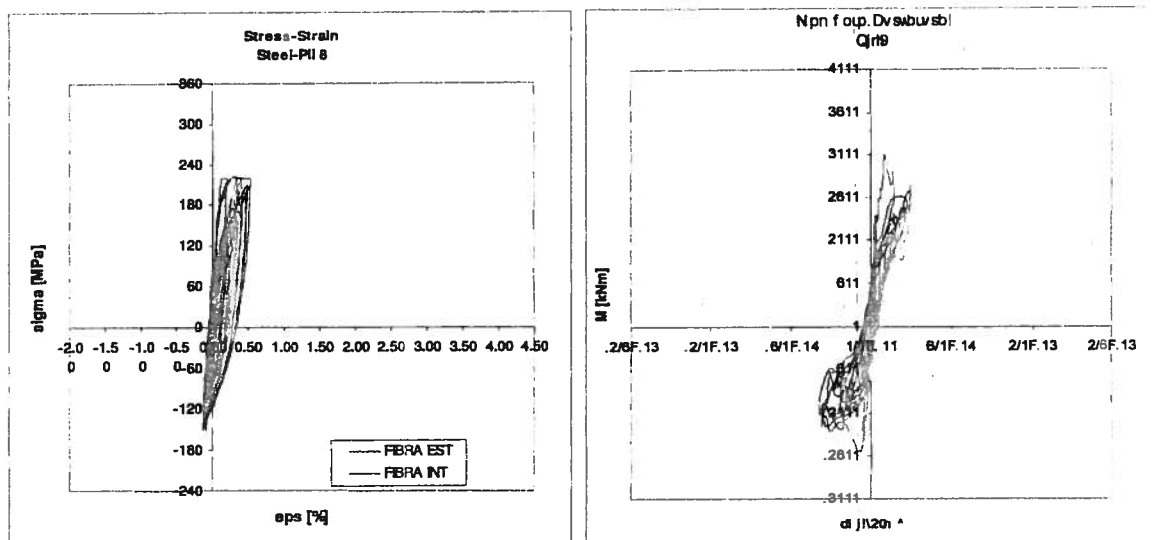


Fig. 8.12 - Diagrammi tensione-deformazioni acciaio e momento-curvatura Pilastro 8 SLDS, gruppo n.1

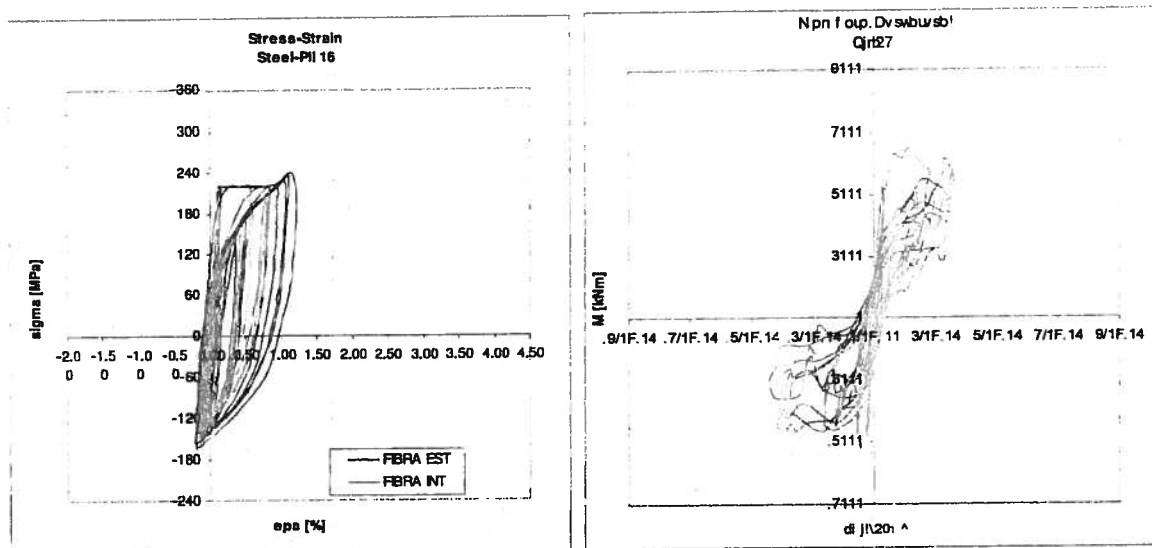
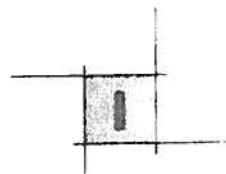


Fig. 8.13 - Diagrammi tensioni-deformazioni acciaio e momento-curvatura Pilastro 16 SLDS, gruppo n.1

È evidente come la richiesta di duttilità sia minima per gli elementi con sezione 190x40, infatti l'allungamento massimo delle barre d'armatura maggiormente sollecitate si attesta intorno allo 0.5%, mentre nella parete si registra un allungamento massimo superiore al 1.0%. Tali valori risultano, tuttavia, accettabili e denotano un impegno di materiale ancora ben sopportabile per il tipo di acciaio riscontrato in opera.

Per quanto riguarda i diagrammi momento-curvatura, si sottolinea che la loro forma asimmetrica risulta legata al fatto che il telaio si trova in posizione di estremità rispetto alla pianta dell'edificio, pertanto gli elementi risultano soggetti ad una notevole variabilità di sollecitazione assiale agente con conseguente diversificazione della risposta flessionale. Infine la lettura dei grafici mostra come la rigidità flessionale dalle condizioni iniziali (non fessurate) a quelle finali subisca un decremento di circa 1/5, riduzione che però non determina una perdita della resistenza dell'elemento, il quale risulta pertanto in grado di sopportare una più elevata intensità sismica.

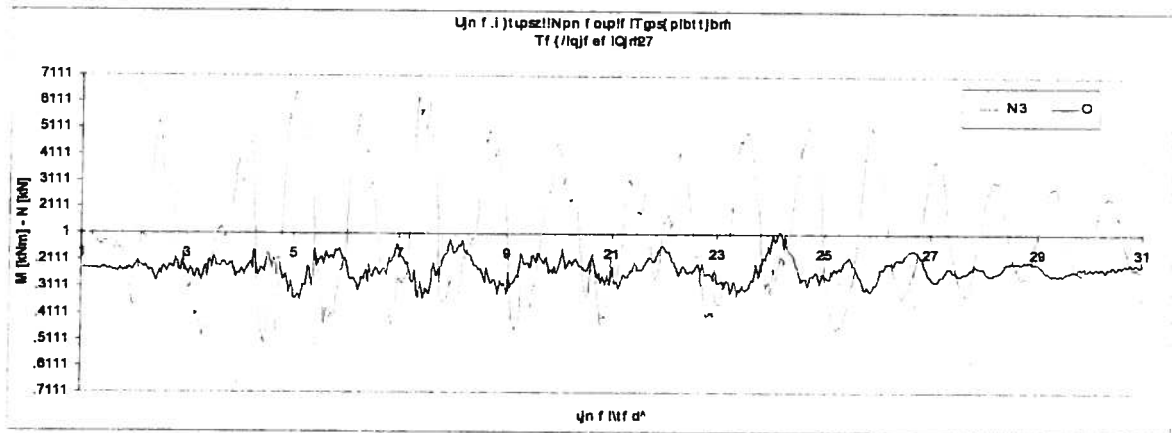


Fig. 8.14 - Time history sollecitazioni sezione di base Pilastro 16 SLDS, gruppo n.1

È possibile concludere che l'escursione in campo plastico è limitata a pochi elementi e non è tale da produrre riduzioni di resistenza e resistenza laterale che possano essere interpretati come indice di crisi della struttura. Pertanto la struttura è in grado di superare l'evento sismico con periodo di ritorno 475 anni (SL DS), simulato da gruppi di accelerogrammi di intensità massima orizzontale pari a 0.263g, mantenendo la propria capacità portante rispetto ai carichi verticali.

La struttura è stata infine analizzata incrementando l'intensità di picco degli accelerogrammi in direzione orizzontale pari a 0.395g, a simulare il sisma allo stato limite di Collasso.

Gli spostamenti dell'ultimo impalcato crescono notevolmente rispetto alle analisi precedenti, sfiorando i 35 cm in direzione X e i 20 cm in direzione Y, anche in questo caso i valori sono sostanzialmente vicini a quelli frutto delle analisi lineari.

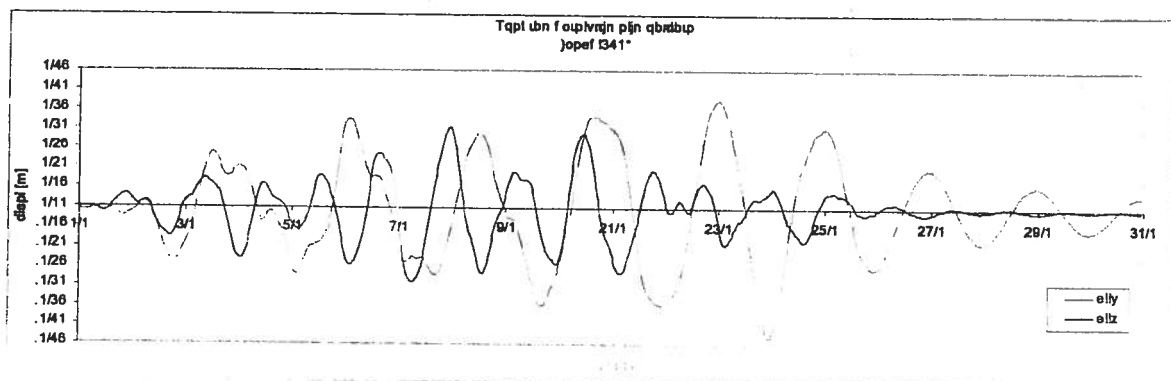
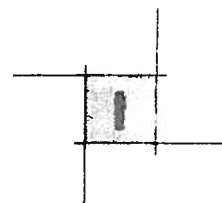


Fig. 8.15 - Time-history dello spostamento dell'ultimo impalcato SLCO, gruppo n.3



La struttura risponde a tale evento sismico particolarmente violento fornendo una plasticizzazione molto diffusa dei propri elementi resistenti, infatti quasi tutti i pilastri del primo livello escono dal campo elastico. Si riporta di seguito i medesimi diagrammi riportati per le analisi allo SL DS, nei quali si nota che l'escursione in campo plastico risulta notevolmente più marcata.

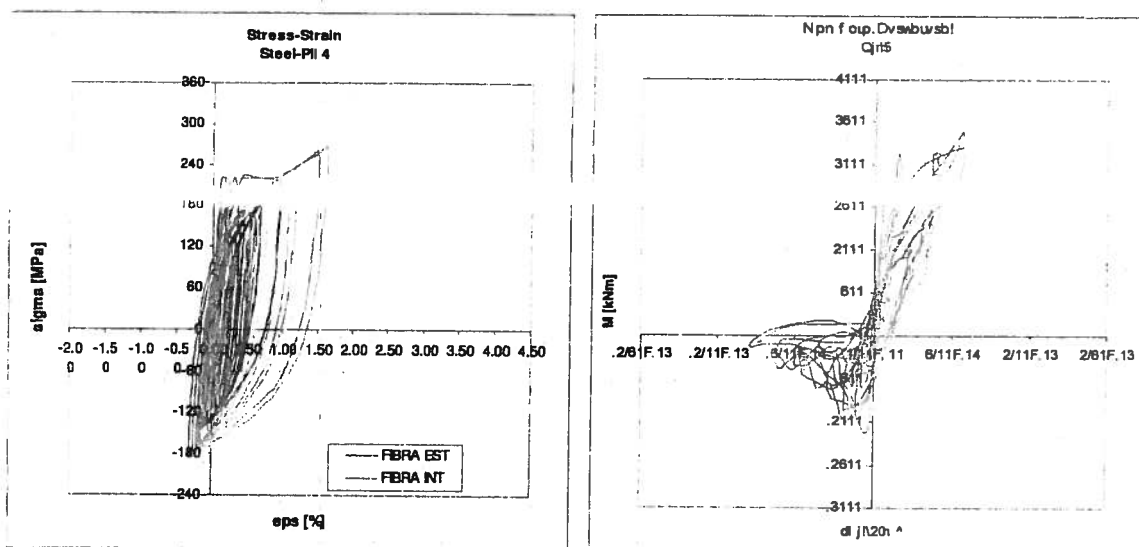


Fig. 8.16 – Diagrammi tensioni-deformazioni acciaio e momento-curvatura Pilastro 4 SLCO, gruppo n.1

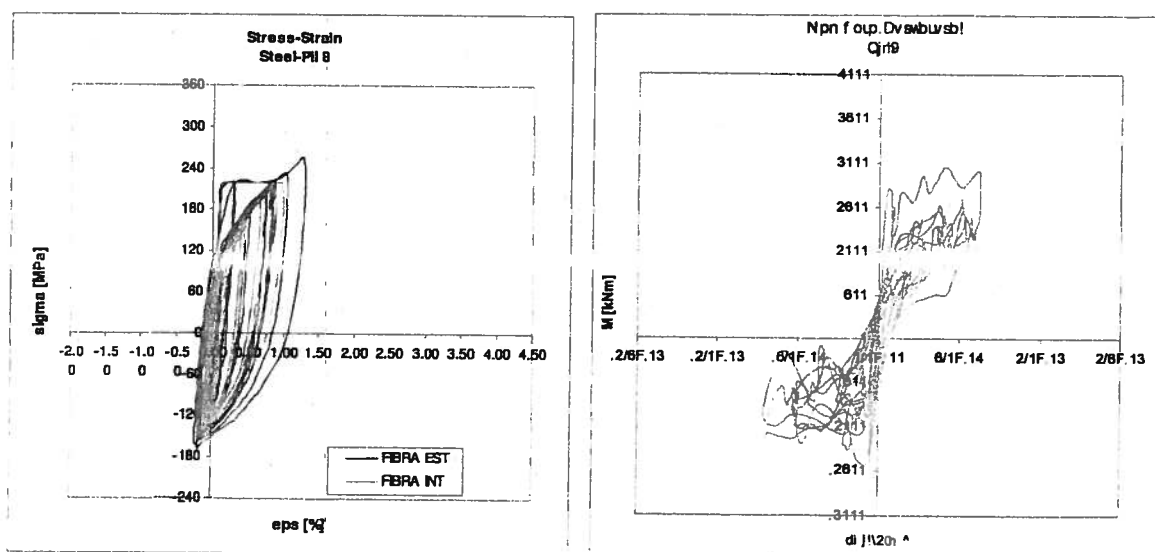


Fig. 8.17 – Diagrammi tensioni-deformazioni acciaio e momento-curvatura Pilastro 8 SLCO, gruppo n.1

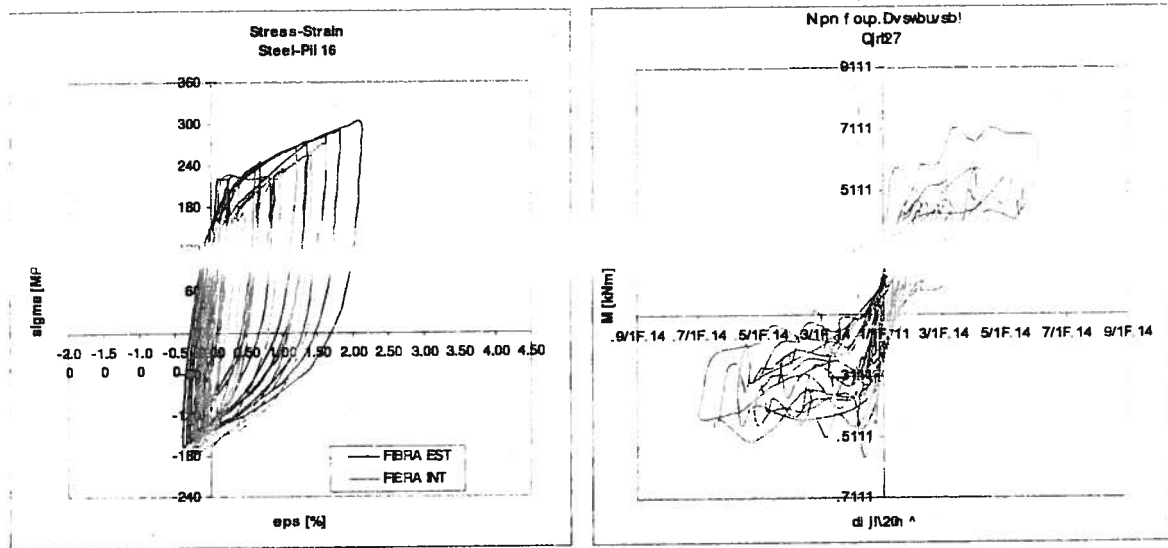


Fig. 8.18 – Diagrammi tensioni-deformazioni acciaio e momento-curvatura Pilastro 16 SLCO, gruppo n.1

Il telaio maggiormente impegnato risulta ancora quello adiacente al corpo C, con elemento critico la parete (elem.16) nella cui sezione al piede risulta un allungamento unitario dell'acciaio appena superiore al 2.0%. La perdita di rigidità laterale di tale elemento risulta essere considerevole, pari a 1/10.

Il comportamento di tale elemento lungo l'altezza dell'edificio risulta essere di tipo "single bending" con centro di taglio localizzato al quarto solaio (16.0m), mentre tutti gli altri elementi verticali hanno un comportamento tipo "double bending", tipico delle strutture a telaio con rigidità delle travi paragonabili a quelle dei pilastri. Questa risposta fa sì che la parete risulti plasticizzata in maniera continua lungo la propria altezza fino al secondo impalcato. Tale fenomeno risulta essere molto pericoloso, in quanto il materiale risulta snervato per una lunghezza molto considerevole circa 8m. Al contrario gli altri elementi tra i più sollecitati (ad es. elem.15) risultano avere delle plasticizzazioni concentrate alle sole sezioni d'estremità, che risultano presenti anche tra il secondo e il terzo interpiano, con lunghezze di cerniera plastica paragonabili all'altezza della sezione.

Si è ritenuto opportuno investigare circa la possibilità di rottura per taglio della parete in c.a. Infatti le sue caratteristiche geometriche possono far supporre una sua sensibilità al problema. Pertanto è stato approntato un ulteriore modello agli elementi finiti, facendo uso di elementi non lineari tipo beam2D con modellazione della risposta a taglio (Petrangeli, M. et al. 1999). Le analisi tuttavia hanno mostrato che la parete non risulta soggetta a meccanismi di taglio, infatti il rapporto di taglio (luce di taglio / altezza sezione) risulta pari a circa 4, superiore ai valori che generalmente definiscono lo spartiacque tra crisi flessionale e crisi per taglio (1-1.5).

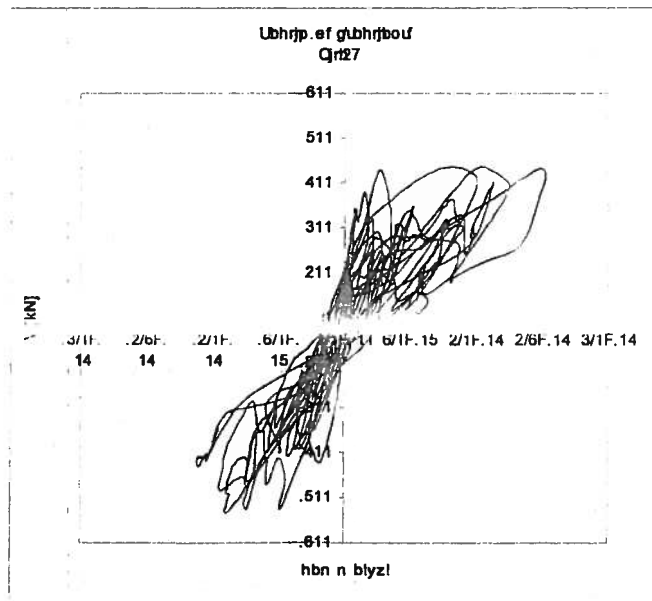
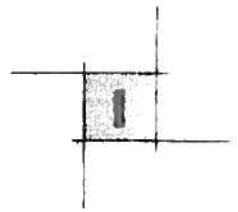


Fig. 8.19 – Diagrammi taglio - deformazione Pilastro 15 SLCO, gruppo n.1

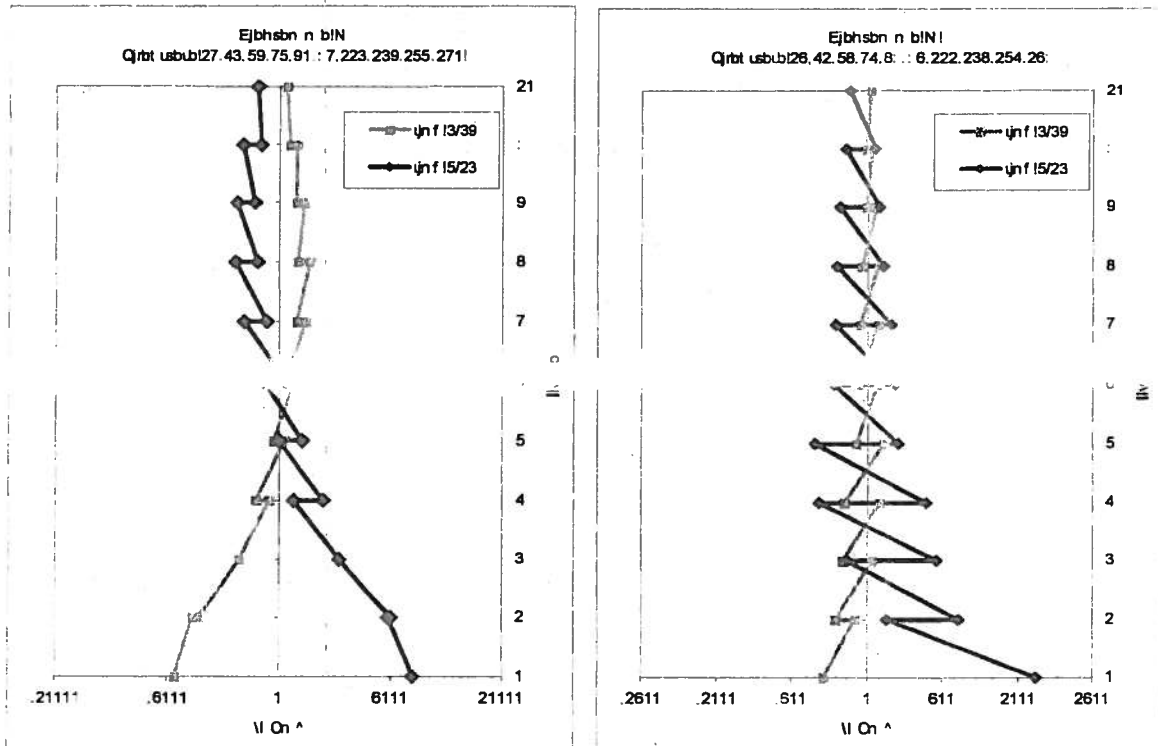
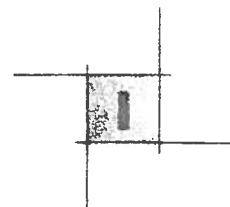


Fig. 8.20 – Diagrammi tensioni-deformazioni acciaio e momento-curvatura Pilastro 16 SLCO, gruppo n.1



Si riporta qui di seguito una tabella con la distribuzione delle plasticizzazione degli elementi resistenti verticali dei i primi livelli della struttura, per i due diversi eventi sismici. Si nota come la formazione di cerniere plastiche sia molto più estesa per l’evento sismico dello SL Collasso, coinvolgendo 25 elementi localizzati su tre livelli (16 del livello 0, 5 del livello 1, 4 del livello 2) contro i 5 elementi tutti appartenenti al livello 0 per il sisma di Danno Severo.

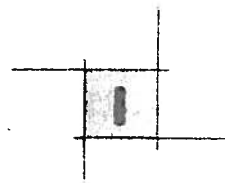
Tabella 8.1 – Distribuzione delle plasticizzazione al variare dell’intensità sismica.

El.	SL CO				SL DS			
	Liv 0	Liv 1	Liv 2	Liv 3	Liv 0	Liv 1	Liv 2	Liv 3
1	X	-	-	-	-	-	-	-
2	X	-	-	-	-	-	-	-
3	X	-	-	-	-	-	-	-
4	X	-	-	-	X	-	-	-
5	X	-	-	-	-	-	-	-
6	X	-	-	-	-	-	-	-
7	X	-	-	-	-	-	-	-
8	X	-	-	-	X	-	-	-
9	X	-	-	-	-	-	-	-
10	X	-	-	-	-	-	-	-
11	X	-	-	-	-	-	-	-
12	X	X	X	-	X	-	-	-
13	X	X	X	-	-	-	-	-
14	X	X	X	-	-	-	-	-
15	X	X	X	-	X	-	-	-
16	X	X	-	-	X	-	-	-

A seguito delle considerazioni esposte e dato il livello di impegno dei materiali nelle sezioni più sollecitate si è portati a ritenere che l’accelerazione di picco al suolo di 0.394g rappresenti una plausibile stima della massima resistenza sismica della struttura.

Volendo infatti far coincidere il raggiungimento dello SL CO della struttura con il limite di deformazione dell’acciaio si otterrebbe una PGA al suolo molto prossima a quella imposta da normativa (0.394g).

Si precisa che la norma vigente stabilisce come limite di deformazioni dell’acciaio il valore di 4% per le barre ad aderenza migliorata e non specifica nulla riguardo alle barre lisce, mentre esplicita la

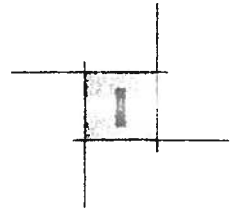


differenziazione in termini di rotazione ultima. Chi scrive ha ritenuto conforme alla norma l'applicazione dello stesso rapporto esistente tra rotazione ultima in condizioni di barre lisce e ad aderenza migliorata al valore di deformazione ultima dell'acciaio. Pertanto è stato assunto quale limite di deformazione dell'acciaio il valore ridotto pari a $0.575 \times 4\% = 2.3\%$. Scientificamente tale assunzione risulta giustificata per coprire l'incertezza relativa a fenomeni locali di sfilamento.

A conclusione della parte di analisi dinamica non lineare si è voluto confrontare, relativamente ai pilastri del primo interpiano (0-1), le rotazioni rispetto alla corda ottenuti da questa analisi con quelle ricavabili dalle analisi lineari con spettro di risposta allo SL CO con quelle ricavabili dalle analisi non lineari, secondo le formulazioni della normativa sismica italiana. Emerge come con l'ipotesi di linearità generalmente si sottostimino le deformazioni degli elementi più rigidi. In particolare il confronto mostra che a tutti gli elementi ubicati in prossimità del setto risultano associate delle rotazioni rispetto alla corda minori di quelle che si ottengono con le analisi dinamiche non lineari. Infatti il fenomeno fisico alla base di tali risultati è quello che la parete in c.a., elemento che domina la risposta dell'intera struttura, una volta in campo post-elastico nella sua deformazione porta con sé tutti gli elementi adiacenti provocandone le rispettive plasticizzazioni. Tale comportamento non può essere colto dalle semplici analisi lineari, in quanto la struttura ha una risposta (appunto elastica-lineare) che non è sensibile all'intensità sismica.

Tabella 8.2 – Rotazioni rispetto alla corda analisi Lineari – analisi non Lineari.

	<i>A.N.L.</i>	<i>A.L.</i>
<i>El.</i>	[rad]	[rad]
1	0.0060	0.0055
2	0.0050	0.0046
3	0.0070	0.0041
4	0.0070	0.0050
5	0.0048	0.0055
6	0.0066	0.0053
7	0.0072	0.0044
8	0.0084	0.0044
9	0.0016	0.0052
10	0.0030	0.0041
11	0.0040	0.0033
12	0.0021	0.0052
13	0.0048	0.0061
14	0.0045	0.0043
15	0.0054	0.0042



16	0.0100	0.0070
----	--------	--------

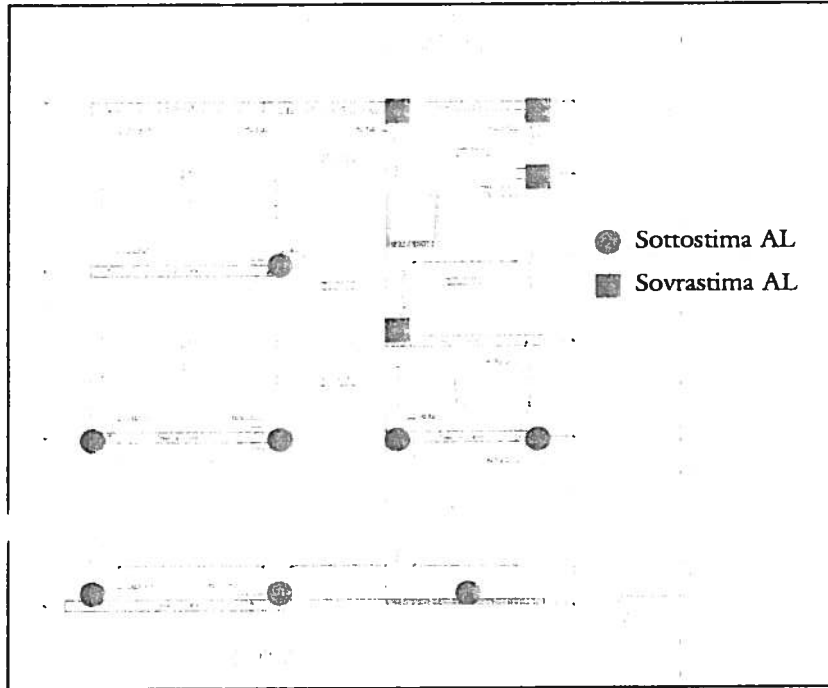
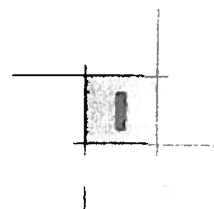


Fig. 8.21 – Distribuzione delle differenze tra AL - AnL nella valutazione rotazioni rispetto alla corda.



8.3.2. Analisi di Pushover

Lo stesso modello dell'analisi dinamica non lineare è stato sottoposto ad analisi di spinta secondo quanto prescritto dalla normativa vigente (OPCM 3431/05 p.to 4.5.4). Sono state imposte due differenti distribuzioni di forze orizzontali agenti nei baricentri degli impalcati: una proporzionale alle masse ed una proporzionale al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione. Le analisi sono state eseguite sia per la direzione Y, quella secondo cui la struttura è libera deformarsi, sia nella direzione X secondo la quale invece la struttura nella realtà, a causa dell'esigua dimensione dei giunti, risulta avere un cinematismo condizionato dalla presenza dei corpi di fabbrica contigui, pertanto questa ultima analisi ha valenza puramente teorica.

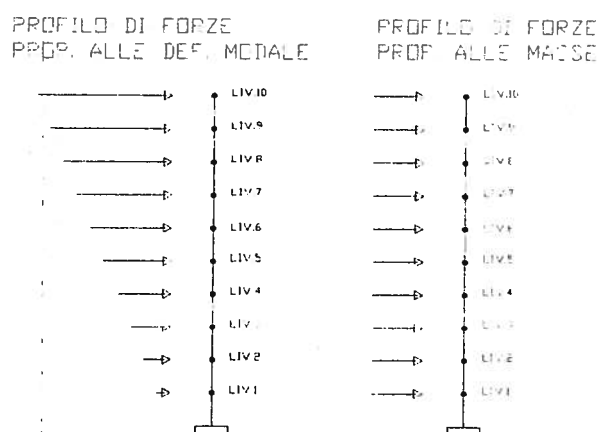
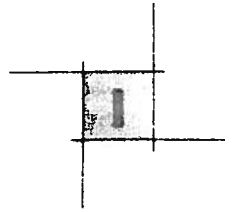


Fig. 8.22 – Profili delle forze esterne nell'analisi di spinta – Corpo F

Nei grafici seguenti vengono riportate le curve di pushover (taglio alla base vs spostamento ultimo piano) della struttura in esame per le varie direzioni di spinta e per i due profili di forze considerati. Si tiene a precisare che il parametro che determina la conclusione dell'analisi risulta essere il raggiungimento della deformazione pari al 2.3% delle barre di acciaio in un qualsiasi elemento del modello.

Per quanto riguarda le analisi in **direzione X**, si osserva che ai due profili di forze considerati risulta associata una risposta strutturale della medesima forma. Gli spostamenti massimi teorici risultano molto elevati (circa 1.5m), data la minima rigidezza in questa direzione della struttura (i pilastri sono tutti orientati secondo Y), che potrebbero creare le condizioni a fenomeni di instabilità tipo P- Δ . Le analisi mostrano che l'evoluzione delle plasticizzazioni negli elementi è graduale in elevazione ed uniforme in pianta (la sezione resistente è per tutti i pilastri in questa direzione di altezza pari a 40cm), di conseguenza le curve hanno una pendenza che decresce dolcemente senza brusche variazioni. Il taglio alla base massimo risulta aggirarsi intorno ai 6-8000kN.

In **direzione Y** la struttura in questa direzione risulta possedere una notevole rigidezza ed, per come sono distribuite in pianta le sezioni resistenti dei pilastri, ha una forte eccentricità tra il centro di rigidezza e



quello di massa. Le analisi condotte hanno mostrato come il profilo di forze orizzontali proporzionale alla deformata modale risulta fornire una curva taglio-spostamento molto vicina ad una risposta elastica (rettilenea), infatti le plasticizzazioni non riescono a svilupparsi uniformemente in pianta e si concentrano quasi esclusivamente sui pilastri del telaio adiacente al corpo C, tuttavia riescono ad interessare più livelli. Lo spostamento massimo (inteso come quello a cui si interrompe l'analisi) all'ultimo impalcato risulta pertanto superiore a quella ottenuta col profilo di forze proporzionale alle masse. Infatti in questo caso la risposta strutturale è governata dalla rigidità posseduta dagli elementi del piano terra. Tuttavia le due curve sono molto simili in quanto l'interruzione dell'analisi così precoce come impone la norma non permette una redistribuzione delle sollecitazioni causata dalle progressive plasticizzazioni degli vari elementi strutturali, pertanto la risposta osservata è completamente governata dal comportamento della parete in c.a del primo livello. I valori ultimi di taglio resistente in questa direzione risultano essere compresi in un range di 5000 - 6500kN. Il valori minori si hanno in direzione Y negativa, quando cioè la parete si trova nelle condizioni di progressivo scarico assiale all'avanzamento dell'analisi.

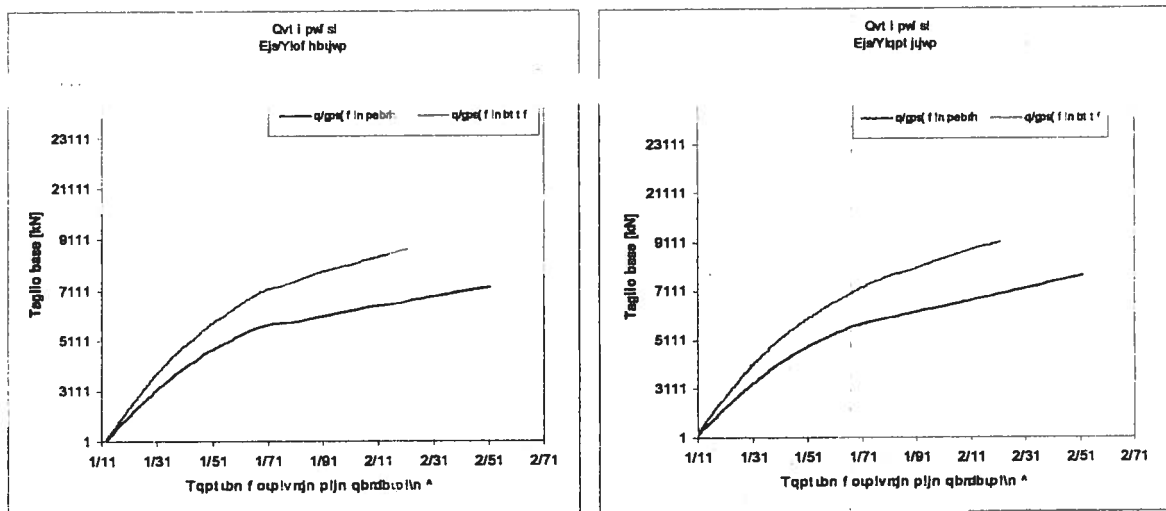


Fig. 8.23 – Curve di Pushover Direzione X – Corpo F

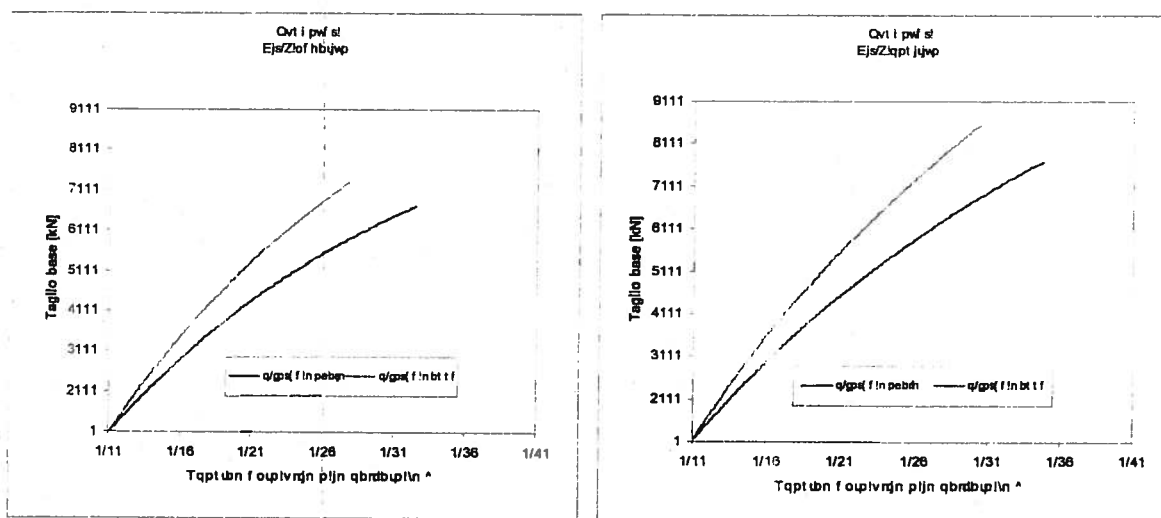
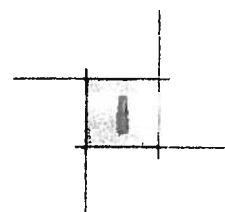


Fig. 8.24 - Curve di Pushover Direzione Y - Corpo F

La determinazione dell'azione sismica che determina il raggiungimento dello spostamento ultimo della struttura (PGA_{crit}) avviene riportando le curve di pushover ottenute dall'analisi normalizzate sul piano spettrale accelerazioni- spostamenti (S_a-S_d).

L'operazione di normalizzazione consiste nella trasformazione delle curve di pushover relative alla struttura e quindi ad un sistema a n gradi di libertà (MDOF), in curve di capacità relative ad un sistema ad 1 grado di libertà (SDOF) congruente con la rappresentazione spettrale S_a-S_d dell'azione sismica. Le grandezze relative al SDOF rispetto a quelle del sistema MDOF risultano scalate di un fattore denominato coefficiente di partecipazione (H) definito dalla seguente relazione:

$$H > \frac{\sum n_j g_j}{\sum n_j g_j^3}$$

dove m_i sono le masse associate al piano i -esimo e Φ_i sono le componenti del vettore rappresentativo delle forma modale relativa al primo modo di vibrazione rispetto alla direzione di analisi considerata, normalizzata al valore unitario relativa al punto di controllo.

Pertanto il passaggio da MDOF a SDOF avviene mediante le seguenti relazioni:

$$G^* > \frac{G}{H}$$

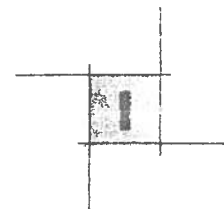
$$e^* > \frac{e}{H}$$

dove le grandezze contrassegnate dall'asterisco sono relative al sistema ad 1 grado di libertà.

Il passaggio dalle forze alle accelerazioni avviene introducendo la grandezza di massa generalizzata m^* :

$$m^* > \sum n_j g_j$$

secondo:



$$T_b > \frac{G+}{n+}$$

Una volta riportata la curva di capacità nel piano spettrale S_a-S_d , l'individuazione del sisma provocante il collasso della struttura è determinato dall'intersezione dello spettro di risposta con la curva di capacità (Performance Point). È altresì doveroso precisare come l'azione sismica debba essere opportunamente scalata in funzione delle capacità dissipative emerse dalla risposta strutturale. La valutazione del parametro di smorzamento viscoso equivalente è stata condotta secondo la formulazione di Chopra (1995) e adottata nelle normative americane (ATC 40):

$$y > 1/16, |y_1$$

con k parametro riduttivo che tiene conto delle caratteristiche sismiche della costruzione (0.33 edifici obsoleti; 0.53-0.77 edifici esistenti con buone caratteristiche sismiche; 0.77-1.0 edifici nuovi, per l'edificio in questione chi scrive ha ritenuto opportuno adottare il valore minimo di k , a causa della presenza delle barre lisce e della marcata irregolarità strutturale), mentre

$$y_1 > \frac{2 E_D}{5q E_{T1}}$$

dove E_D rappresenta l'energia dissipata in un ciclo completo di isteresi ed E_{T1} rappresenta l'energia elastica associata alla massima deformazione, come ben chiarito nella figura sottostante.

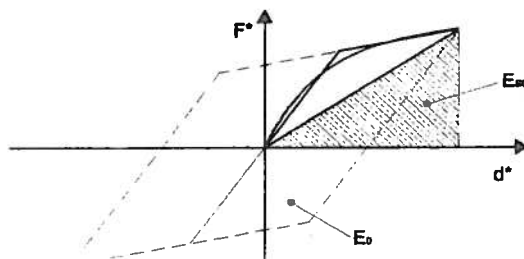


Fig. 8.25 - Valutazione dello smorzamento viscoso equivalente.

Con riferimento alle figure sottostanti emerge che le quattro analisi in direzione Y condotte sulla struttura hanno fornito come azione sismica determinate il collasso della struttura caratterizzata da valori di PGA compresi in un intervallo di $0.33g$ - $0.39g$. Tali valori risultano assolutamente in linea con le analisi lineari, mentre risultano leggermente più cautelative rispetto alle analisi dinamiche. Ciò trova spiegazione nel fatto che la distribuzione dei carichi orizzontali fissi (come quelli delle analisi pushover) associata alla precoce interruzione dell'analisi non permette una sostanziale redistribuzione delle sollecitazioni tra i vari elementi resistenti della struttura, cosa che di contro avviene nelle analisi dinamiche dove come visto si ha una plasticizzazione molto diffusa.

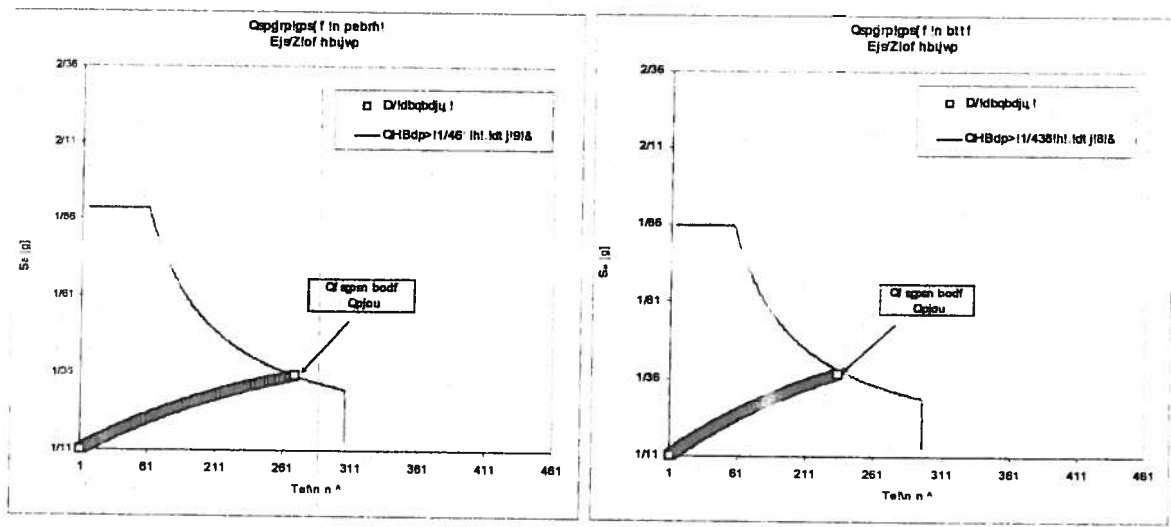
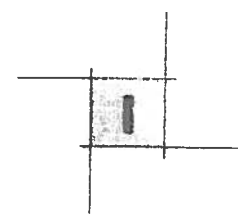


Fig. 8.26 – Valutazione del Performance Point direzione Y negativo- Corpo F

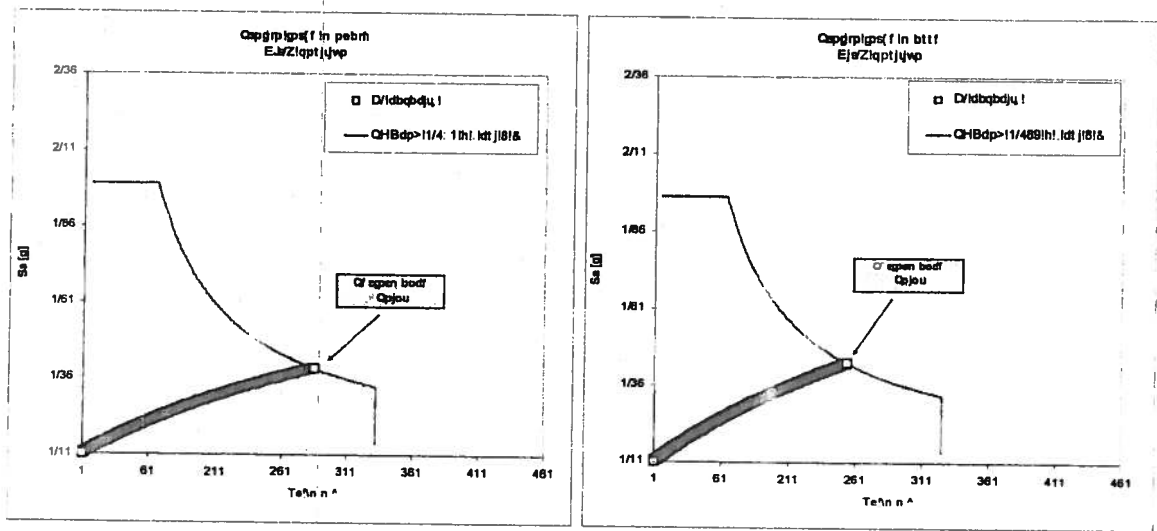
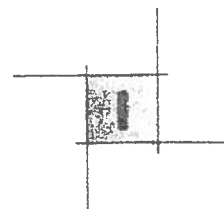


Fig. 8.27 – Valutazione del Performance Point direzione Y positivo- Corpo F



8.4. III corpo di fabbrica “C”

L’edificio denominato “C” rappresenta il corpo di fabbrica centrale della croce degli edifici alti costituenti il complesso ospedaliero di Pescara. Questo fabbricato risulta per superficie il più importante tra tutti, infatti la sua superficie di piano è di circa 1200 mq. Data la sua posizione l’edificio accoglie l’entrata principale dell’ospedale e svolge la funzione di smistamento degli utenti sia nel piano orizzontale che in quello verticale verso i vari edifici / reparti attigui. Da esso infatti è possibile accedere a tutte e quattro le ali del complesso ospedaliero, inoltre presenta 4 corpi scala e due vani ascensori. La struttura si compone di 11 solai ed altrettanti piani (-1,0,1,2,3,4,5,6,7,8,9). La pianta risulta molto ben compatta e simmetrica, i corpi scala su nuclei/pareti in ca sono posti alle estremità, mentre i vani ascensori sono in posizione centrale. La pianta è inscritta in un rettangolo di lati di circa 42 m e 33 m.

La documentazione reperita è abbondante, infatti è stato recuperato il progetto originale in maniera pressoché completa (elaborati grafici e relazioni di calcolo).

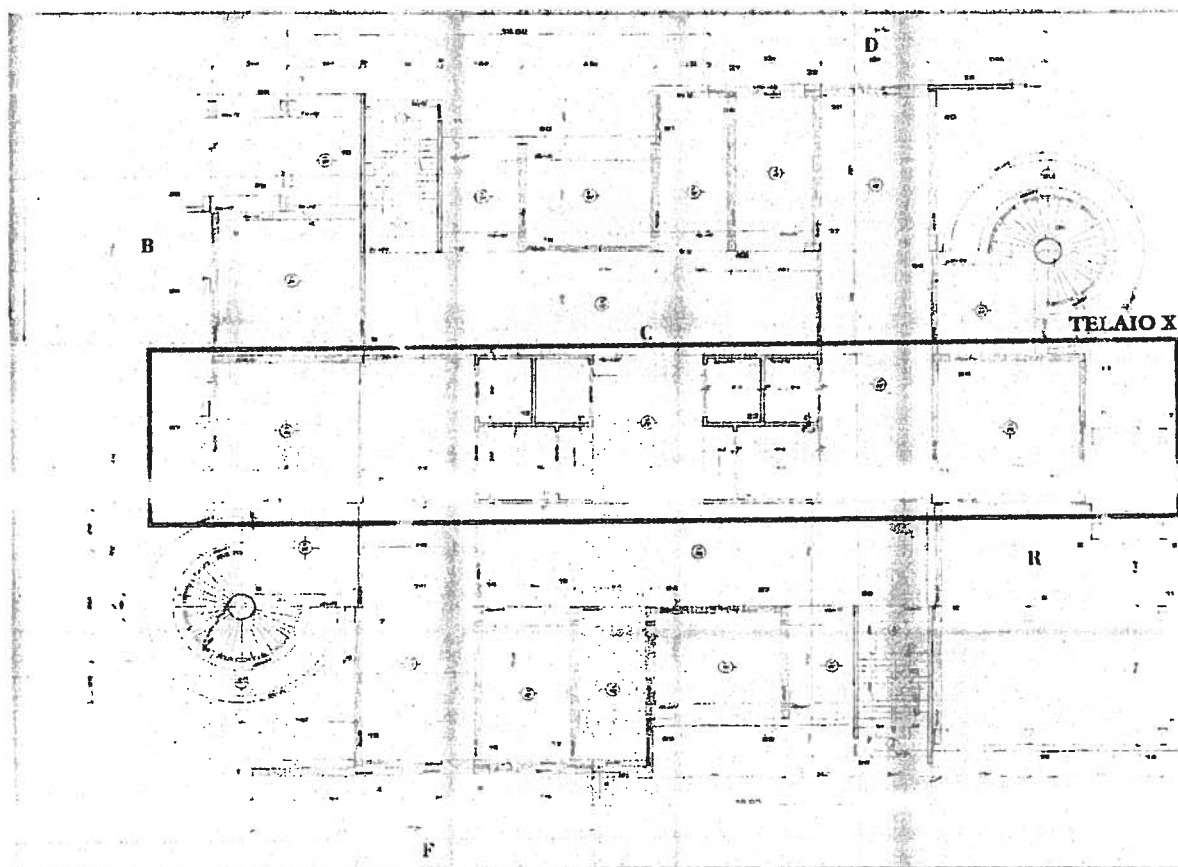
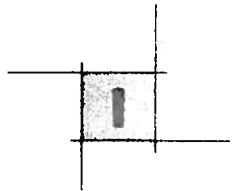


Fig. 8.28 – Carpenteria piano tipo corpo C da tavola di progetto originale.



Data l'estrema simmetria geometrica e la corretta disposizione degli elementi irrigidenti (pareti / nuclei in c.a.) la struttura sembra almeno dal punto di vista geometrico poter offrire una buona risposta alle azioni sismiche. Infatti effetti torsionali, contrariamente a quanto avviene per altri edifici dello stesso complesso, appaiono molto improbabili, considerando anche che la destinazione d'uso (e quindi i carichi verticali di esercizio) risulta la medesima su tutta la superficie di piano.

Sulla scorta dei risultati emersi dalle corrispondenti analisi con modello 3D lineare, si è ritenuto corretto condurre un'analisi piana estrapolando dal corpo strutturale un telaio rilevante ai fini della risposta sismica globale. Questo (denominato telaio X nella figura precedente) risulta ottenuto schiacciando su un piano le due pilastrate che contengono i due vani ascensori centrali; in questo modo si ritiene possibile tenere in considerazione dell'effettiva resistenza offerta dai nuclei ascensori, composti ciascuno da tre pareti parallele.

Precisamente il Telaio X si compone di 6 pilastrate le due estreme di 10 livelli e quelle interne di 11. Le coppie di pilastri più esterni hanno una sezione alla base di 80x120cm (ottenuta raddoppiando le sezioni di base, variabili tra 40x110 e 40x130cm, del singolo allineamento, con una percentuale d'armatura pari a circa 0.6%); con l'altezza le sezioni si vanno rastremando fino a una sezione 80x60cm, con un passaggio intermedio a 80x90cm e percentuali di armatura intorno al 0.45%. C'è da precisare che la struttura reale presenta una rastremazione più diffusa, riducendo l'altezza della sezione di circa 5-10cm a piano, che seguire in fase di modellazione avrebbe comportato un onere di preparazione dell'input elevato non corrisposto da altrettanto vantaggio in termini di risultati finali.

Le due pilastrate centrali sono costituite dai nuclei ascensori, pertanto ogni elemento del modello ha una sezione trasversale di 60x540cm, considerando le tre pareti in c.a. dei nuclei ascensori da 20cm; l'armatura longitudinale assunta alla base è pari a 6g14/30 (2g14/30 per ciascuna parete), mentre quella trasversale è pari a 6g12/20 (2g12/20 per ciascuna parete).

Su tale modello sono state condotte analisi di spinta ed analisi dinamiche di tipo time history.

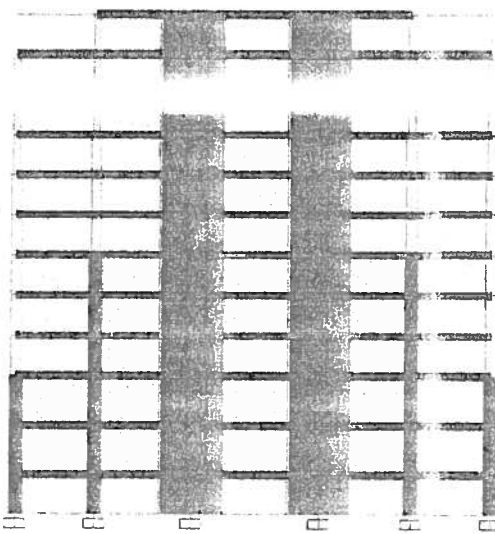
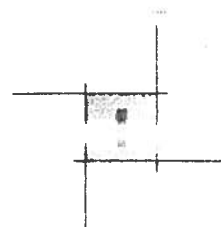


Fig. 8.29 – Modello piano corpo C



8.4.1. Analisi dinamiche

Dalle analisi condotte con i tre gruppi di accelerogrammi (ogni gruppo è composto da una storia di accelerazioni orizzontale ed una verticale) relativi allo stato limite di Collasso ($PGA_{co} = 0.394g$) si mette in evidenza quanto segue:

1. In termini di spostamento il modello fornisce i massimi valori all'ultimo livello dell'ordine di 14-15 cm, pertanto la struttura è sottoposta ad escursioni di circa 30cm.

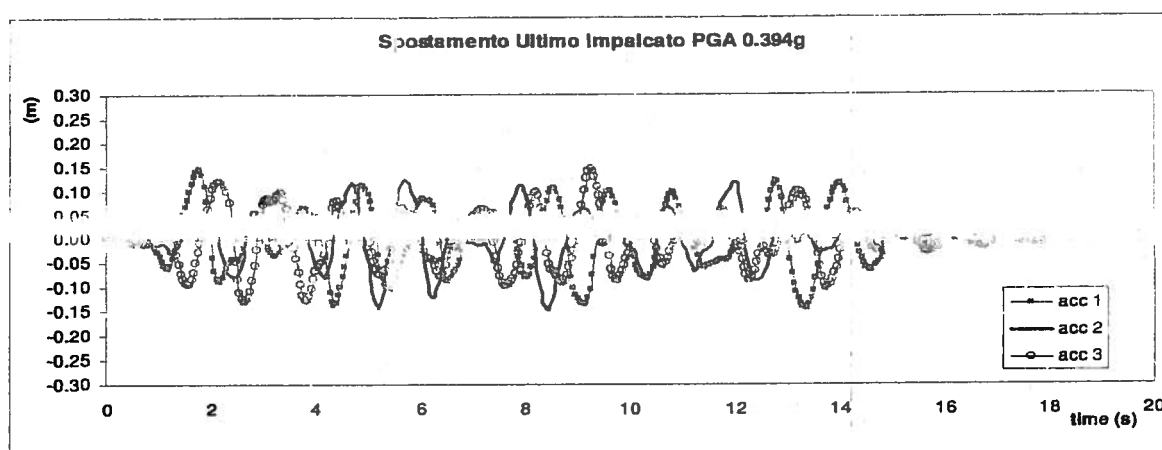
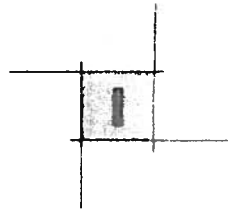


Fig. 8.30 - Time history dello spostamento della struttura allo SLCO

2. Gli elementi che modellano i setti (elem.153-165) presentano, in corrispondenza delle sezioni di base del primo livello, picchi di deformazione delle barre più esterne oltre il limite elastico (0.8 - 1.0%), che evidenzia la presenza di una plasticizzazione importante. Mentre nelle sezioni degli altri elementi le deformazioni massime sono sempre al di sotto della soglia dello snervamento. Per quanto riguarda il lato calcestruzzo le analoghe deformazioni ($f_c = \pm 0.9\%$) delle fibre più esterne dei due setti di base indicano un danneggiamento degli elementi importante.

Il comportamento strutturale del telaio appare essere guidato da quello dei due setti. Essi d'altronde assorbono pressoché completamente l'azione sismica, permettendo ai pilastri di rimanere quasi scarichi. I due setti presentano un comportamento a mensola, che li rende non sensibili a problematiche legate al taglio, non risentendo dei collegamenti a livello dei solai, come prevedibile. La richiesta di duttilità a questo livello di intensità sismica appare essere nei limiti della capacità. Si registra una riduzione della rigidità dei setti pari a 1/8 - 1/10 di quella elastica iniziale (non fessurata).

A supporto di quanto dichiarato di seguito sono riportati i diagrammi delle tensioni-deformazioni delle fibre di acciaio, di calcestruzzo più esterne e quelli momento-curvature delle sezioni di base del primo



livello del setto maggiormente sollecitato (elem.165 sez. 60x540) e di un pilastro esterno del telaio (elem.1 sez.40x110), relativi al gruppo di accelerogrammi n.2.

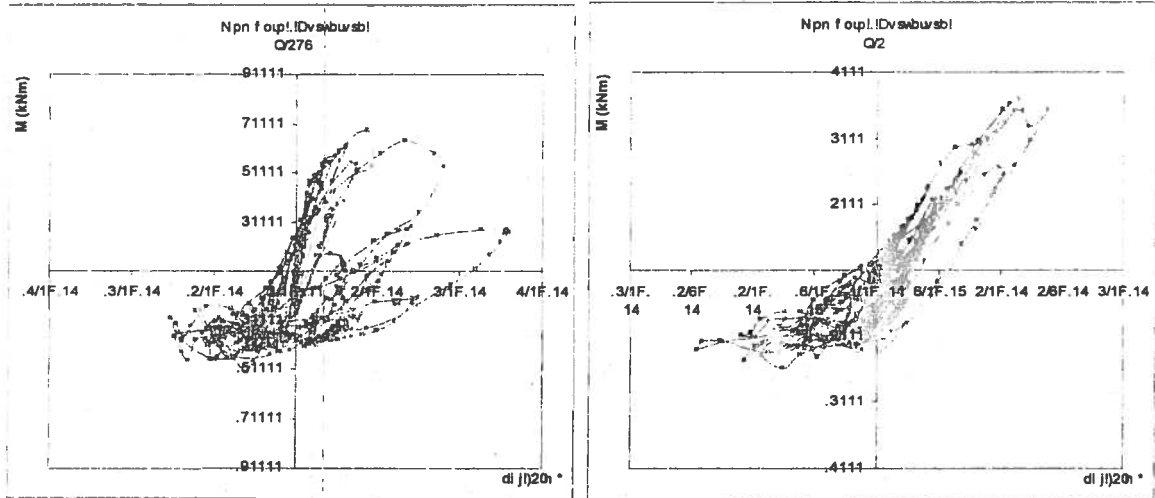


Fig. 8.31 – Diagrammi momento curvatura setto e pilastro di estremità SLDS

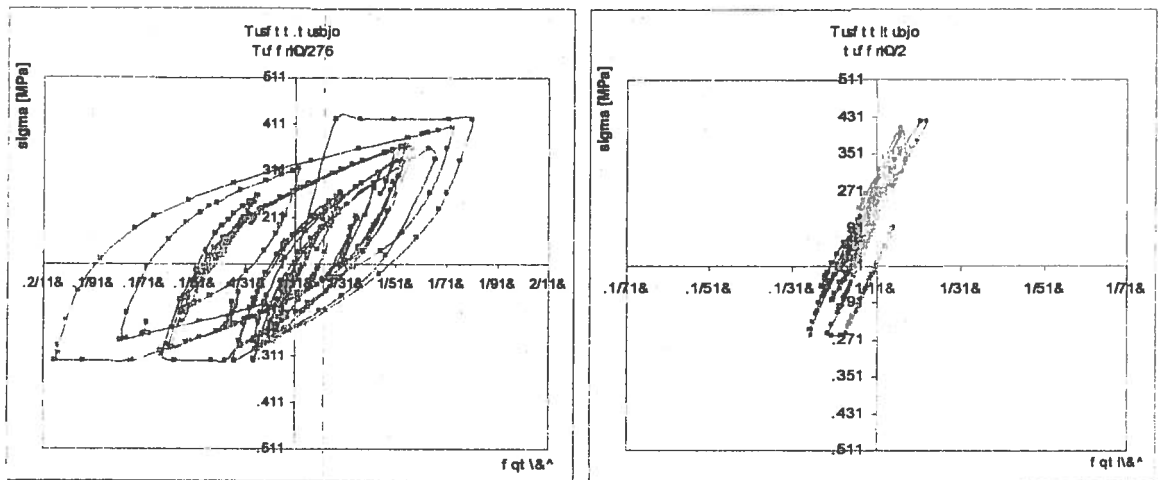


Fig. 8.32 – Diagrammi tensioni-deformazioni acciaio setto e pilastro di estremità SLDS

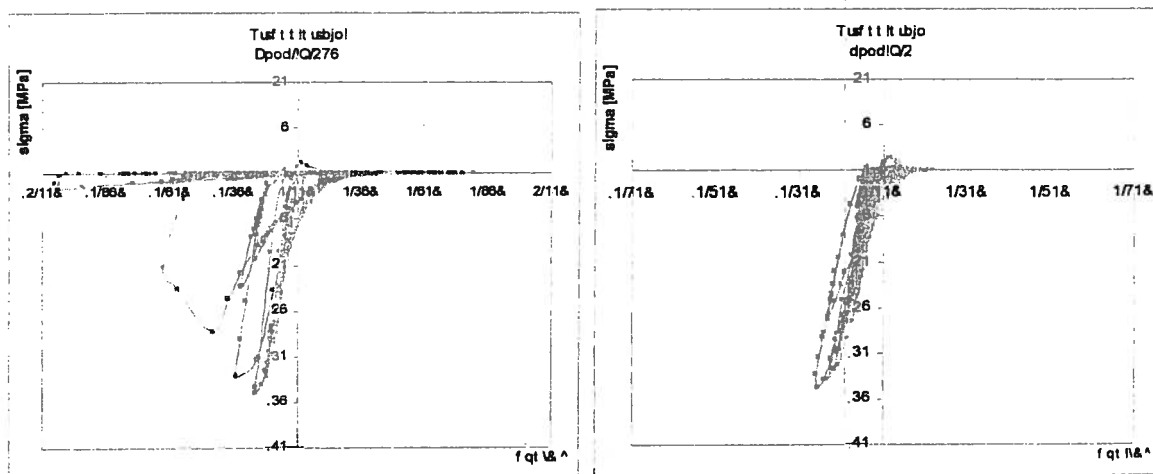


Fig. 8.33 – Diagrammi tensioni-deformazioni calcestruzzo setto e pilastro di estremità SLDS

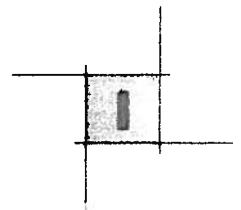
A conclusione delle analisi sinteticamente riassunte si ritiene ragionevole concludere che un terremoto con accelerazione di picco intorno a $0.394g$ può essere considerato quale evento che determina il collasso della struttura (SLCO). Tale considerazione trae origine, non tanto a seguito del controllo della massima deformazione delle armature, che altrimenti farebbe presupporre una maggiore resistenza sismica, bensì dall'evidenza che il comportamento complessivo del telaio è completamente appiattito sulle risposte delle pareti e non è in grado di sopperire all'eventuale collasso delle stesse. In quest'ottica si prende atto che un evento sismico del genere sta impegnando in maniera importante le sezioni di base dei setti, che stanno già fornendo la massima resistenza in termini di sollecitazioni.

8.4.2. Analisi statiche (Push Over)

Lo stesso telaio è stato sottoposto ad analisi di spinta, con un profilo di forze proporzionale alle masse di piano (a forma rettangolare dato che le masse di piano sono uguali) ed uno proporzionale al prodotto della prima forma modale per le masse di piano (di forma pressoché triangolare), analogamente a quanto visto per il corpo F.

Il taglio alla base massimo è compreso tra i 14000 e 16000 kN, il valore più elevato si ottiene applicando il profilo di forze uniforme (p. masse), mentre lo spostamento massimo (dell'ultimo solaio) raggiunge valori di 15 cm (p. masse) e 17 cm (p. modale), molto prossimi ai valori registrati con le analisi dinamiche del paragrafo precedente. La curva forza spostamento ottenute presentano un decremento di rigidezza molto graduale dato ricalca il comportamento delle sezioni di base dei due elementi setto.

L'elemento che raggiunge la massima deformazione ammessa dell'armatura (2.3%) è il setto P165, infatti tale elemento risulta soggetto ad un decremento del carico assiale al crescere della forza orizzontale imposta (che spinge la struttura da sinistra verso destra della figura sottostante), che produce una conseguente diminuzione della zona compressa con relativo incremento della leva per l'armatura più esterna.



Appare opportuno chiarire perché questo elemento si scarichi assialmente al crescere dei carichi orizzontali applicati, infatti la cosa parrebbe in contraddizione con il verso di applicazione delle forze orizzontali (verso destra della figura). La presenza di travi di collegamento tra i due setti con inerzia debole fa sì che esse si comportino come delle bielle, di qui il comportamento indipendente dei due telai individuati da tre pilastri (i tre più a destra ed i tre più a sinistra); nel telaio di sinistra la parete (P153) presenta un aumento del carico assiale durante l’analisi, mentre il fenomeno opposto avviene per la parete del telaio adiacente (P163).

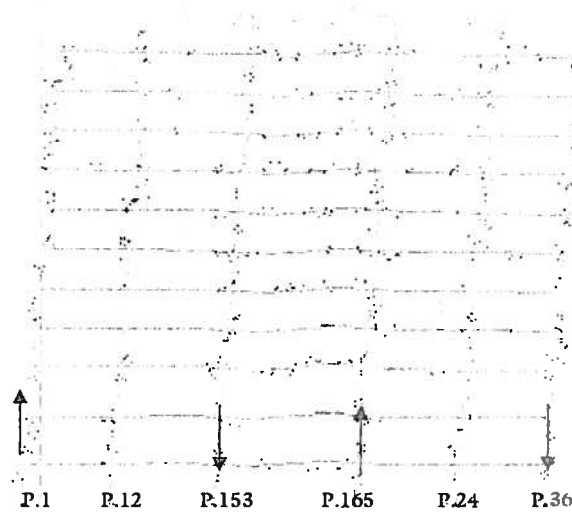


Fig. 8.34 – Corpo C, deformata analisi di spinta

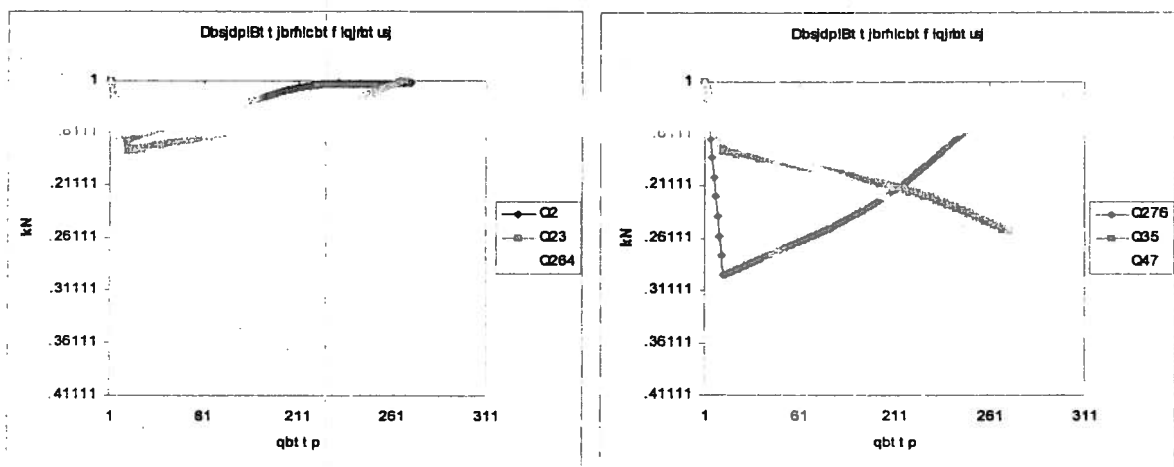


Fig. 8.35 – Corpo C, carichi assiali base pilastri

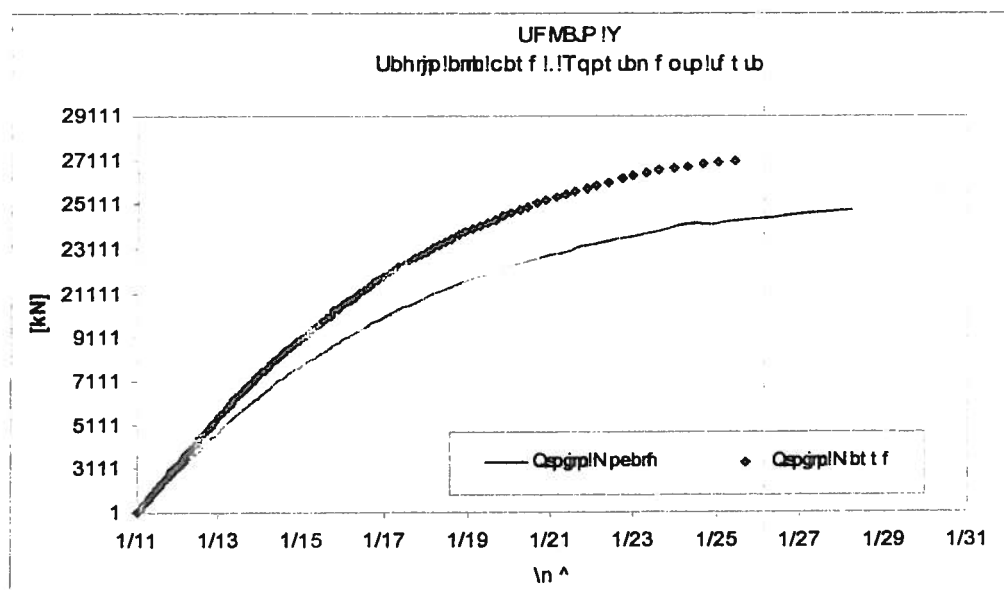
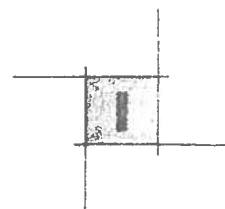


Fig. 8.36 – Curve di push over telaio corpo C

Anche questo tipo di analisi mette in evidenza come la risposta globale sia governata da quella dei due elementi di maggior rigidezza. Tuttavia in questo caso al termine dell'analisi le plasticizzazioni sono estese anche agli altri elementi verticali del telaio.

Infine lo studio dell'analisi di spinta viene conclusa con l'individuazione dell'azione sismica corrispondente al collasso della struttura, seguendo il medesimo procedimento esposto per il corpo F (individuazione del "Performance point").

Di seguito sono riportati i risultati ottenuti in forma grafica.

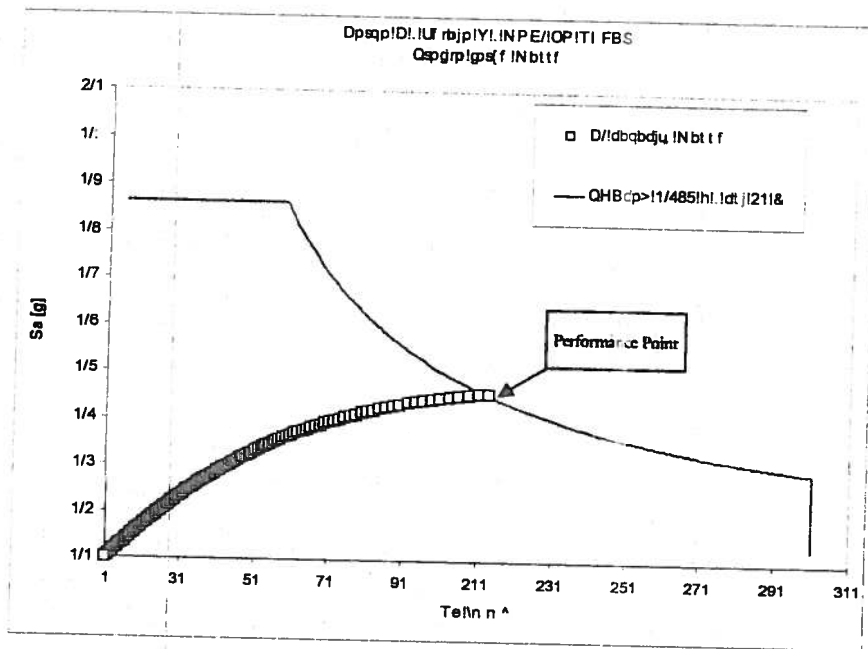
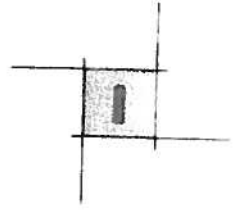


Fig. 8.37 - Individuazione del performance point associato al profilo di forze proporzionale alle masse, Corpo C

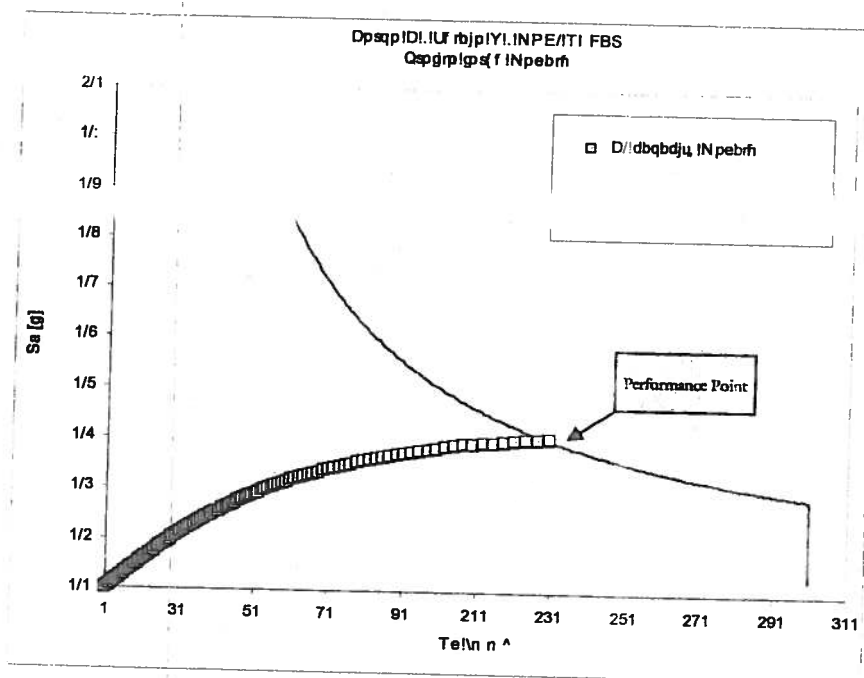


Fig. 8.38 - Individuazione del performance point associato al profilo di forze proporzionale alle deformate modale, Corpo C

8.4.3. Discussione dei risultati e confronto con le analisi lineari

Le due famiglie di analisi non lineari (ANL) svolte per questa struttura forniscono risultati tra loro molto concordanti. Appare dunque possibile individuare il raggiungimento del collasso della struttura per accelerazioni di picco al suolo (PGA) intorno a 0.37-0.39g.

Mentre il confronto con le analisi lineari produce un divario più marcato ($PGA_{co} = 0.23-0.24g$ dalle analisi lineari), tuttavia si deve ricordare, al di là della diversità di fondo delle due tipologie di analisi, il fatto che il modello utilizzato nelle ANL è un modello piano, che rappresenta una parte (significativa) della struttura. Esso dunque non risente degli effetti tridimensionali, facendo riferimento in primo luogo agli effetti torsionali (anche se questi dovrebbero essere minimi in considerazione della regolarità che la struttura presenta), ma anche alle sollecitazioni (momenti e tagli) nella seconda direzione che vanno a incidere sul risultato delle verifiche.

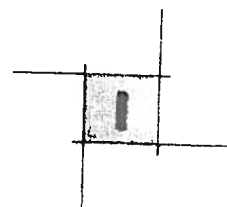
Per approfondire questi aspetti sono state condotte ulteriori analisi e sviluppate considerazioni sul modello lineare. Innanzitutto da esso sono state estrapolate le risultanze delle verifiche condotte sui setti del telaio analizzato in campo non lineare. Considerando le accelerazioni al suolo di collasso di detti elementi si vede come le divergenze si attenuino. Inoltre, sulla base delle ANL, che hanno mostrato come le plasticizzazioni interessino quasi esclusivamente gli elementi parete, si è ritenuto opportuno condurre le analisi lineari con un modello che differenziasse le rigidità degli elementi. Sono state applicate quindi le rigidità scendenti (o fessurata) solamente per gli elementi di parete. Anche questo intervento ha condotto ad un riavvicinamento dei risultati tra ANL e ANL. Ancora, non considerando i momenti fuori del piano nelle verifiche a presso flessione dei setti si produce un incremento in termini di PGA_{co} . E' certo che elementi di questo tipo presentano una risposta fortemente differente in termini di duttilità nel piano e fuori, che il modello lineare, assumendo un unico coefficiente di abbattimento dello spettro (q), assolutamente trascura.

Nella tabella seguente vengono riportati i risultati delle verifiche condotte (assumendo un $FC=1.0$ per uniformità con le ANL) su un nucleo ascensore (composto da tre setti) che evidenziano numericamente le considerazioni suesposte.

In conclusione operando una semplice media dell'ultima colonna della tabella si ottiene una PGA_{co} pari a 0.356g, perfettamente in linea con i risultati delle analisi non lineari (dove il nucleo è modellato schiacciando su un piano le tre pareti).

Tabella 8.3 – Confronto PGA_{co} modello lineare – Corpo "C".

PGA_{co}	Mod. K unif.	Mod. K divers.	Senza M fuori piano
setto 1	0.339g	0.366g	0.378g
setto 2	0.260g	0.283g	0.288g
setto 3	0.358g	0.394g	0.402g



8.5. III corpo di fabbrica "E"

Il corpo di fabbrica "E" fa parte dell'ala ovest della "croce" e ne costituisce l'edificio più esterno (a contatto con il corpo "D"). Ospita prevalentemente aree destinate alla degenza.

Grazie agli elaborati di progetto (I stralcio), ai rilievi ed alle indagini sperimentali effettuate in sito è stato possibile procedere ad una ricostruzione attendibile delle carpenterie, piano per piano. La struttura si compone di 10 piani e altrettanti solai (-1,0,1,2,3,4,5,6,7,8,9), composta da telai in cemento armato con pilastri e setti portanti, orientati tutti con l'asse di maggior rigidità nella medesima direzione, quella nord. Le travi di collegamento risultano in larga maggioranza a spessore di solaio (22cm), mentre le travi reggi-solaio, quelle che collegano i pilastri nella direzione di maggior rigidità, risultano di dimensioni 40x60 cm. La pianta è inscritta in un rettangolo di lati di circa 25.6 m e 17.3 m.

La modellazione è effettuata tramite il programma FIBRE, che conta 500 elementi. La modellazione non lineare ha riguardato solamente i pilastri della struttura (190 elementi), mentre per le travi sono stati utilizzati elementi elastici al fine di snellire l'onere computazionale nonché di facilitare l'input dei dati.

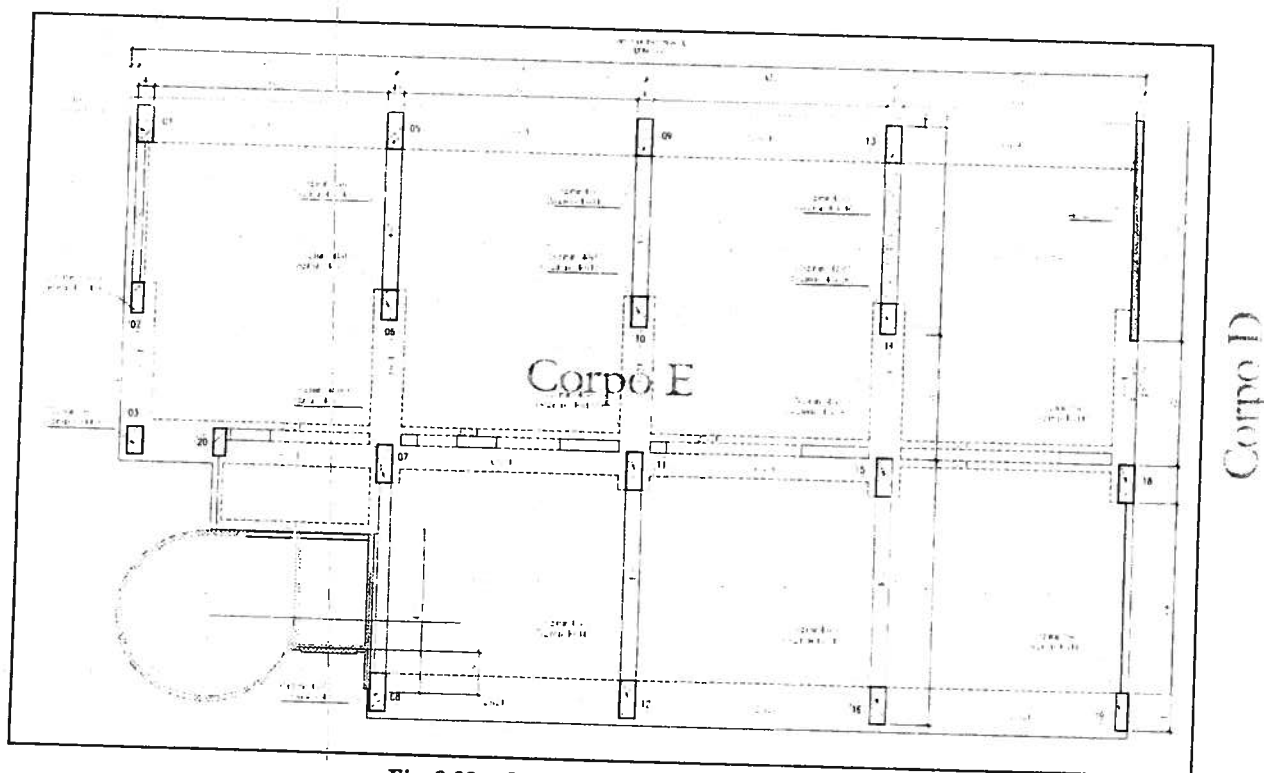
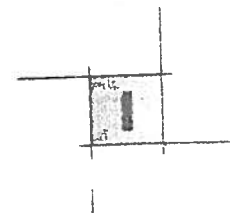


Fig. 8.39 – Carpenteria I livello corpo E



8.5.1. Analisi dinamiche (Time History)

In questa sezione si propongono i risultati ottenuti dalle analisi non lineari di tipo dinamico (time history) effettuate sul corpo di fabbrica E. Il modello è stato sottoposto a 3 gruppi di accelerogrammi (ogni gruppo composto da 3 accelerogrammi, 2 orizzontali e 1 verticale) spettro-compatibili, applicati con accelerazione di picco crescente fino ad individuare quella per cui si determina il collasso della struttura.

La risposta sismica del corpo di fabbrica E risulta fortemente influenzata dall'eccentricità nella distribuzione delle rigidità in pianta, come si può notare dalla figura precedente che riporta la pianta tipo dell'edificio. Nella sua risposta dinamica, quindi, la struttura tende ad avere una componente rotazionale intorno al telaio di maggiore rigidità (quello adiacente al corpo D). Gli elementi verticali del corpo scala sono indipendenti dal resto dell'edificio, come mostrano i progetti originari, e di conseguenza il loro contributo in termini di rigidità è poco influente. Il telaio con maggiori sollecitazioni risulta, pertanto quello in cui è presente la parete portante (elem. 17); e di conseguenza i massimi spostamenti si riscontrano nei punti più lontani a questo telaio.

Sottoposta a tutti e tre i gruppi di accelerogrammi si è riscontrato un comportamento simile per la struttura all'aumentare dell'accelerazione al suolo; si riportano pertanto solo i risultati del gruppo di accelerogrammi più gravoso, il n°1, sia allo SLDS ($ag=0.263$) sia allo SLCO ($ag=0.394$).

Allo Stato Limite di Danno Severo (SLDS), ovvero per accelerazioni di picco degli accelerogrammi pari a 0.263g, si è osservato che:

I massimi spostamenti attesi del baricentro dell'ultimo impalcato sono dell'ordine di 15-20cm in direzione X (con minor rigidità) e 12-15cm nell'altra direzione (dove si ha per l'orientamento dei pilastri maggior rigidità). Pertanto la struttura è sottoposta ad escursioni di circa 35cm in direzione X e di 27cm in direzione Y.

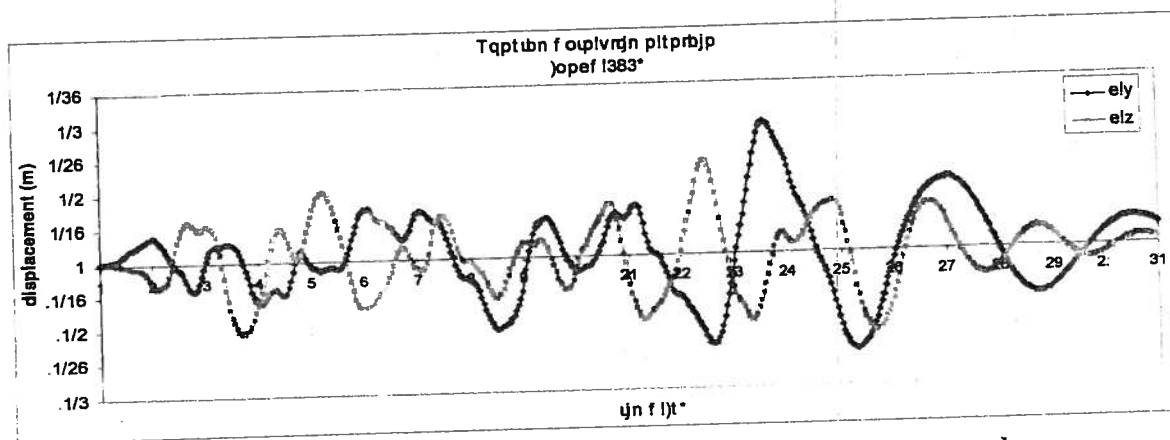


Fig. 8.40 - Time-history dello spostamento dell'ultimo impalcato SLDS, gruppo n.1



Il telaio maggiormente sollecitato risulta quello contenente la parete (elemento 17), che risulta l'elemento di maggiore criticità della struttura.

Si ha formazione di cerniere plastiche solo esclusivamente al primo livello ed in pochi elementi (5-8-17). Nei pilastri (5-8) si registrano in media, nelle sezioni di base, allungamenti che si attestano intorno allo 0.08-0.1%, mentre nella parete (elem. 17) si registrano allungamenti nelle barre di armatura vicine all'1%. Esso risulta, come già sottolineato, l'elemento critico della struttura, ove si ha un maggiore impegno di materiale, ritenuto tuttavia, ancora ben sopportabile per il tipo di acciaio riscontrato in opera. Negli altri elementi strutturali, invece le deformazioni sono sempre inferiori alla soglia limite dello snervamento.

Si riportano relativamente al gruppo di accelerogrammi n°1 i diagrammi isteretici delle tensioni-deformazioni delle barre d'armatura e diagrammi momento-curvatura delle sezioni di base al piano zero dell'elemento 17.

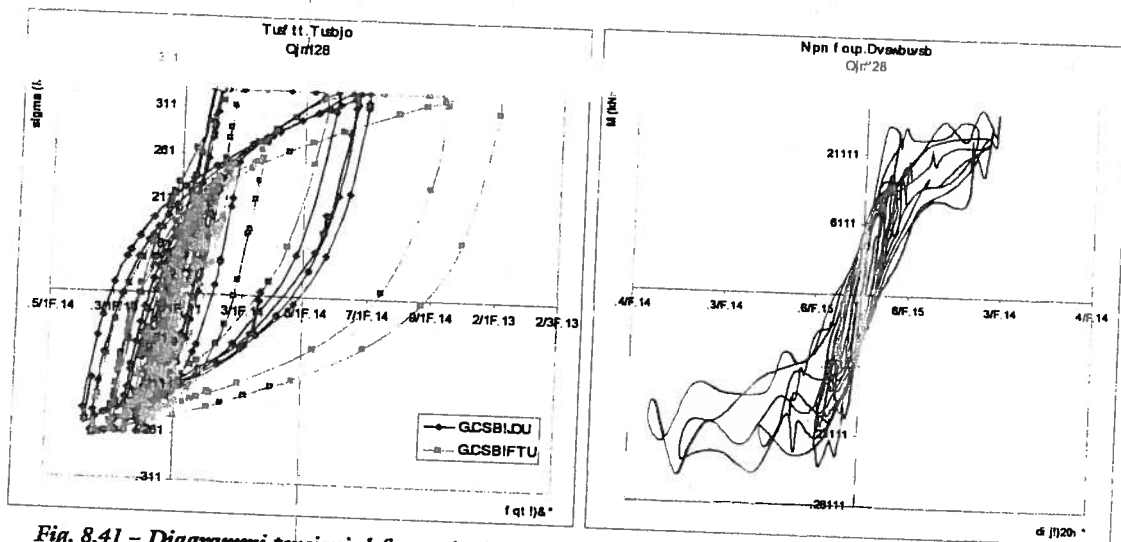


Fig. 8.41 – Diagrammi tensioni-deformazioni acciaio e momento-curvatura Pilastro 17 SLDS, gruppo n.1

Per quanto riguarda il diagramma momento-curvatura, si sottolinea che la forma asimmetrica denota una diversificazione della risposta flessionale che risulta legata alla notevole variabilità della sollecitazione assiale nell'elemento. La variabilità dello sforzo assiale è dovuta al fatto che l'elemento appartiene al telaio che si trova in una posizione di estremità rispetto alla pianta dell'edificio.

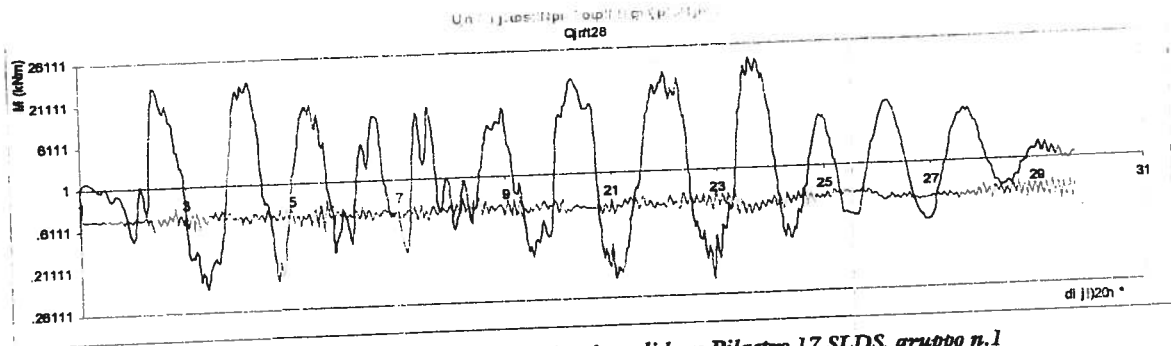


Fig. 8.42 - Time history sollecitazioni sezione di base Pilastro 17 SLDS, gruppo n.1

La rigidezza flessionale dalle condizioni iniziali (non fessurate) a quelle finali subisce un decremento di circa 1/6, riduzione che però non determina una perdita della resistenza dell'elemento, il quale risulta pertanto in grado di sopportare una più elevata intensità sismica.

La forma asimmetrica nel diagramma momento-curvatura è riscontrabile anche negli altri elementi appartenenti allo stesso telaio (elem. 18 e 19), come mostrano le figure seguenti.

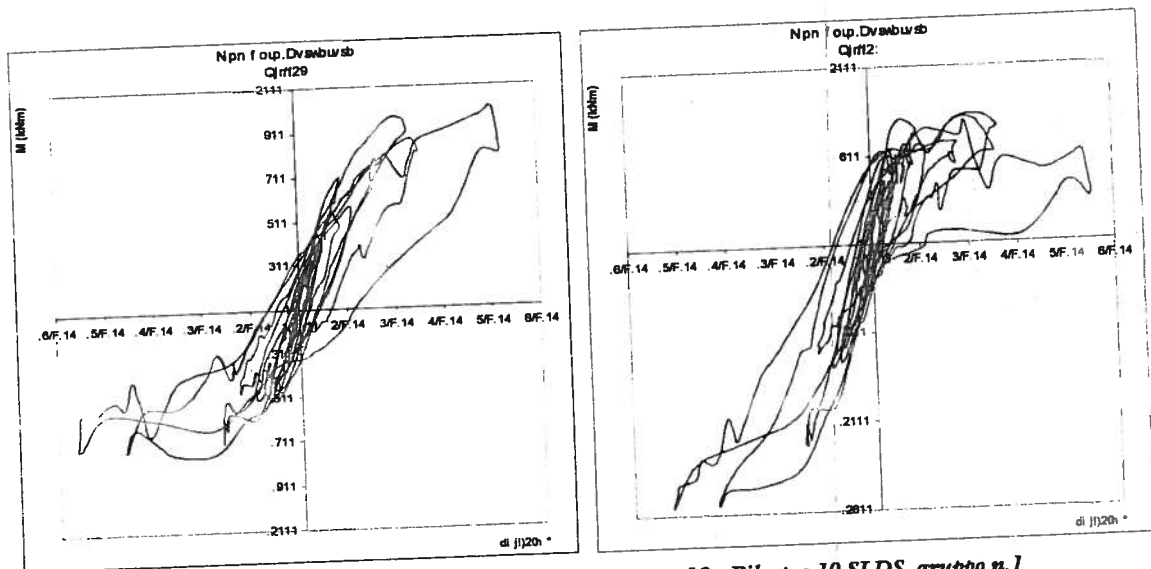


Fig. 8.43 - Diagrammi momento-curvatura Pilastro 18 e Pilastro 19 SLDS, gruppo n.1

Dalla lettura degli allungamenti registrati nelle barre di armatura nei pilastri del livello 0 è possibile concludere che l'escursione in campo plastico è limitata a pochi elementi (il 16% del totale) e non è tale da produrre riduzioni di resistenza e resistenza laterale che possano essere interpretati come indice di crisi della struttura. Pertanto la struttura è in grado di superare l'evento sismico con periodo di ritorno 475 anni (SL DS), simulato da gruppi di accelerogrammi di intensità massima orizzontale pari a 0.263g, mantenendo la propria capacità portante rispetto ai carichi verticali.

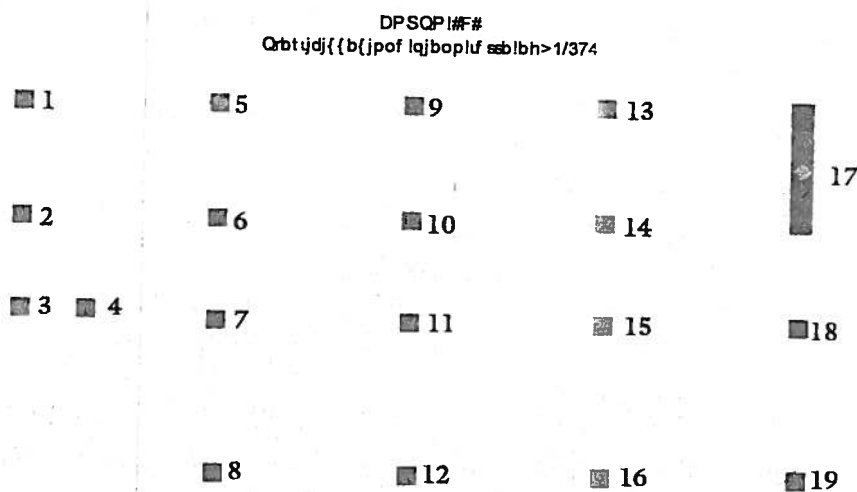
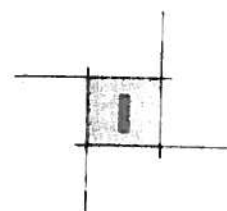


Fig. 8.44 – Elementi plasticizzati (magenta) al livello 0 del Corpo di fabbrica E_SLDS

All'aumentare dell'accelerazione al suolo si nota un andamento nella plasticizzazione degli elementi che conferma il comportamento rotazionale intorno all'elemento di maggior rigidezza (elemento 17). Si riporta, di seguito gli elementi plasticizzati al livello 0 per un'accelerazione pari a 0.315g. Oltre alla plasticizzazione delle barre di armatura negli elementi 17, 18 e 19 si ottengono plasticizzazioni (in direzione Y) nelle barre di armatura degli elementi 1, 5, 9 e 13.

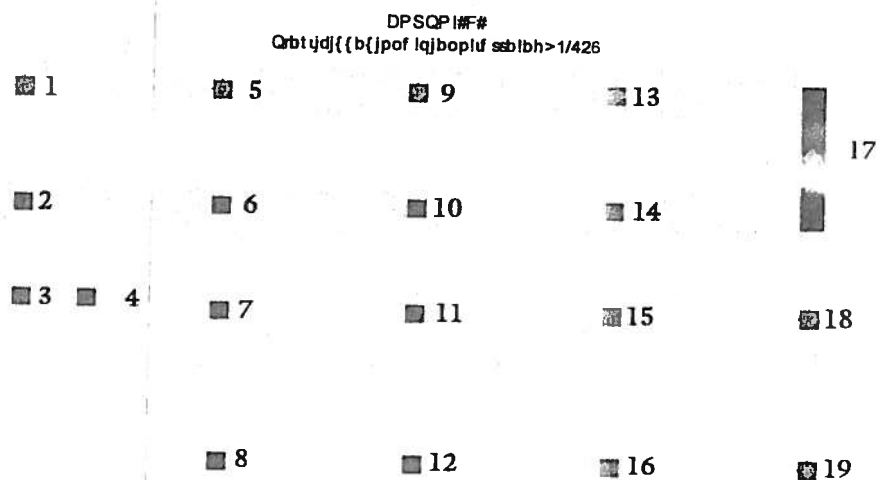
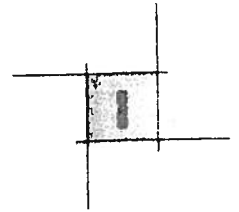


Fig. 8.45 – Elementi plasticizzati (magenta) al livello 0 del Corpo di fabbrica E_0.315g



Allo Stato Limite di Collasso (SLCO), ovvero per accelerazioni di picco degli accelerogrammi pari a 0.395g, si è osservato che:

Gli spostamenti dell'ultimo impalcato crescono notevolmente rispetto alle analisi precedenti, sfiorando i 30 cm in direzione X e i 25 cm in direzione Y.

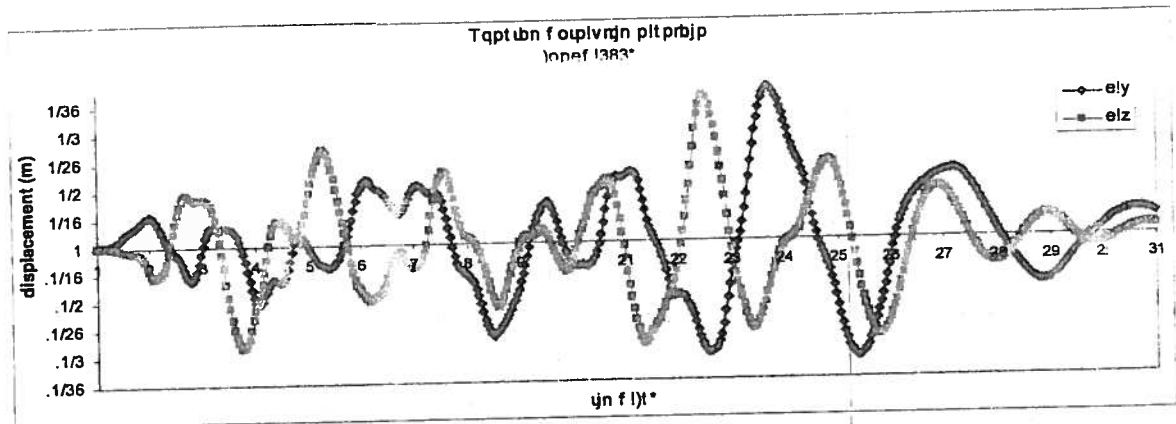


Fig. 8.46 - Time-history dello spostamento dell'ultimo impalcato SLCO, gruppo n.1

La struttura risponde a tale evento sismico particolarmente violento con una plasticizzazione molto più diffusa dei propri elementi resistenti, anche nei livelli superiori. A livello 0, circa l'84% dei pilastri escono dal campo elastico. Tuttavia la formazione delle cerniere plastiche interessa esclusivamente la sezione di base dei pilastri, dove la percentuale di deformazione raggiunge un massimo dello 0.5%. L'elemento critico della struttura risulta essere sempre l'elemento 17, nel quale i valori di deformazione superano il limite stabilito per la rottura, come mostra il diagramma sigma-epsilon sottostante. Si ricorda che è stato assunto quale limite di deformazione dell'acciaio il valore ridotto pari a $0.575 \times 4\% = 2.3$.

Per quanto riguarda il calcestruzzo si ha un danneggiamento importante, negli stessi elementi, con deformazioni analoghe ($f_c = \pm 0.7\%$).

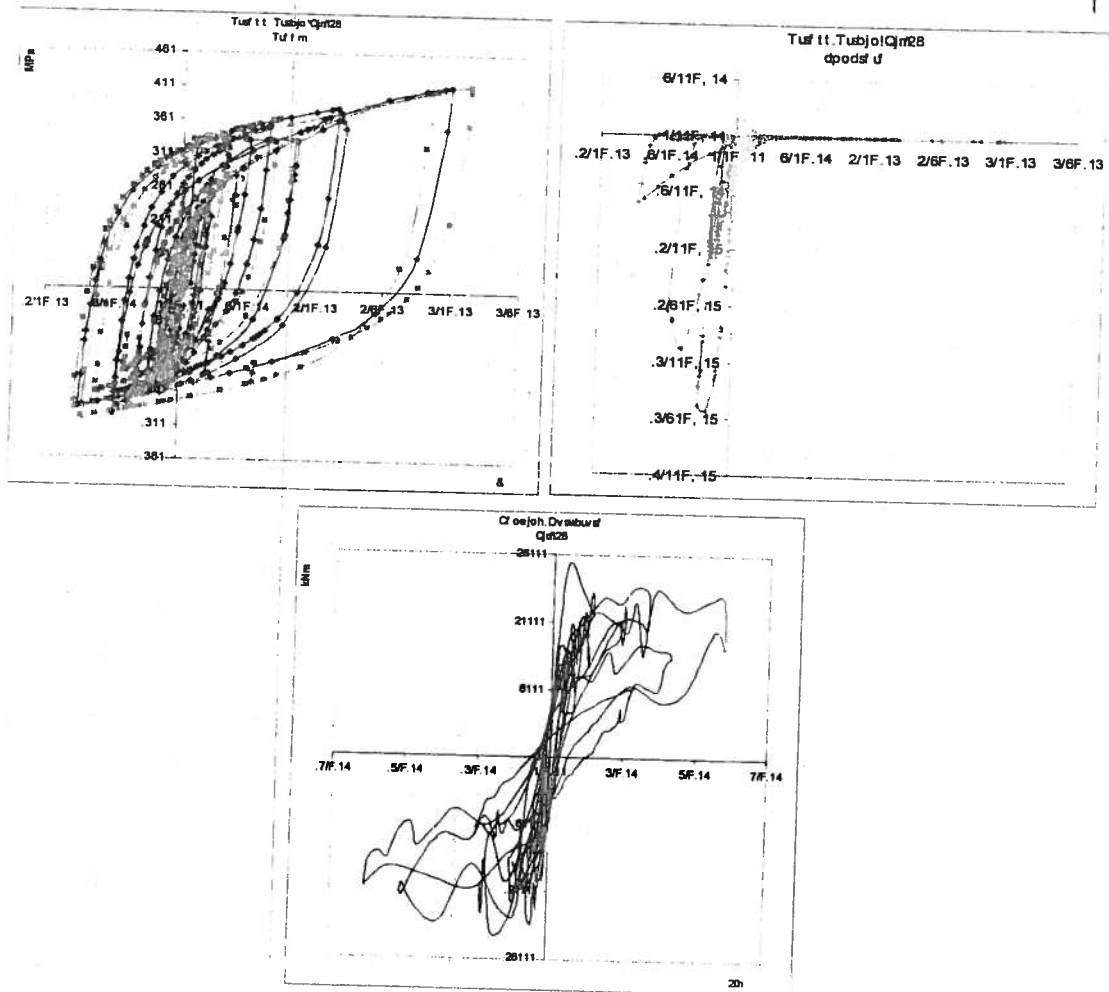
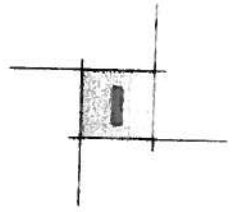


Fig. 8.47 - Diagrammi tensioni-deform. acciaio, calcestruzzo e momento-curvatura Pilastro 17 SLCO, gruppo n.1

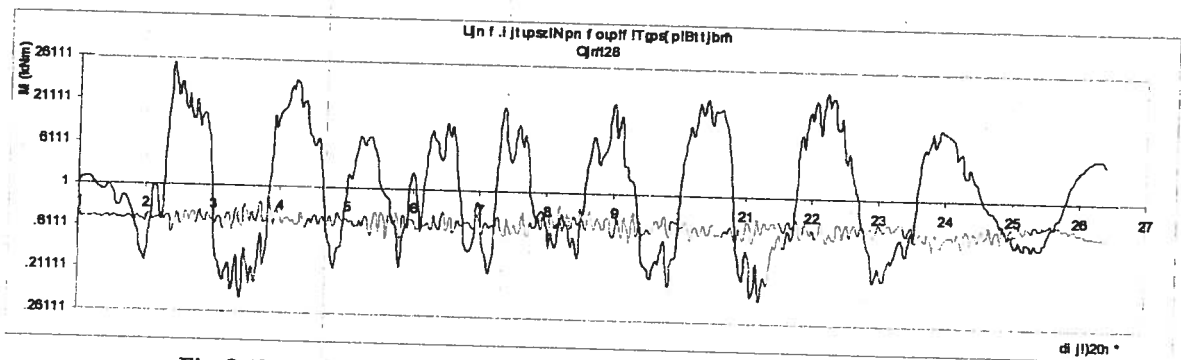
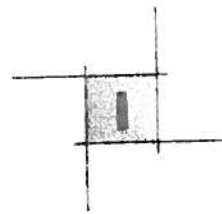


Fig. 8.48 - Time history sollecitazioni sezione di base Pilastro 17 SLCO, gruppo n.1



La rigidezza flessionale dalle condizioni iniziali (non fessurate) a quelle finali subisce un decremento di circa 1/16, ritenuta considerevole per l'elemento parete (17). Il suo comportamento lungo l'altezza dell'edificio risulta essere di tipo "single bending" con centro di taglio localizzato tra il terzo e il quarto solaio (14.2m), mentre tutti gli altri elementi verticali hanno un comportamento tipo "double bending", tipico delle strutture a telaio con rigidzze delle travi paragonabili a quelle dei pilastri.

Questa risposta fa sì che la parete risulti plasticizzata in maniera continua lungo la propria altezza fino al terzo livello. Tale fenomeno risulta essere molto pericoloso, in quanto il materiale risulta snervato per una lunghezza molto considerevole circa 11m. Al contrario gli altri elementi tra i più sollecitati risultano avere delle plasticizzazioni concentrate alle sole sezioni d'estremità, che risultano presenti anche tra il secondo e il terzo interpiano, con lunghezze di cerniera plastica paragonabili all'altezza della sezione.

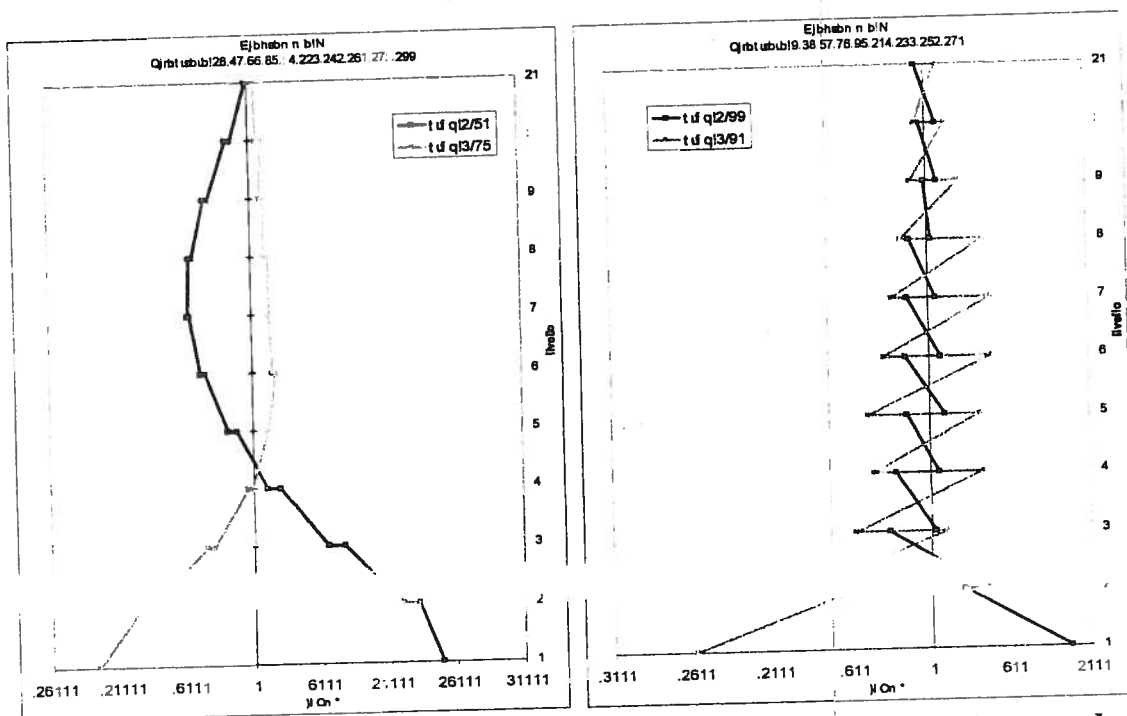


Fig. 8.49 – Diagrammi tensioni-deformazioni acciaio e momento-curvatura Pilastro 16 SLCO, gruppo n.1

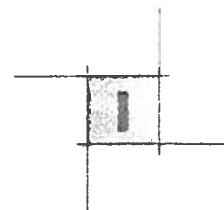
Si riporta qui di seguito una tabella riassuntiva con la distribuzione delle plasticizzazione degli elementi resistenti verticali dei primi livelli della struttura, per i due diversi eventi sismici. Si nota come la formazione di cerniere plastiche sia molto più estesa per l'evento sismico dello SL Collasso, coinvolgendo 31 elementi localizzati su tre livelli (15 del livello 0, 12 del livello 1 e 4 del livello 2).

Tabella 8.4 – Distribuzione delle plasticizzazioni al variare dell’intensità sismica.

El.	SL CO				SL DS			
	Liv 0	Liv 1	Liv 2	Liv 3	Liv 0	Liv 1	Liv 2	Liv 3
1	X	-	-	-	-	-	-	-
2	X	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-	-	-
4	X	X	-	-	-	-	-	-
5	X	X	X	-	X	-	-	-
6	X	X	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-	-	-
8	X	X	-	-	-	-	-	-
9	X	X	X	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	-	-	-
11	-	-	-	-	-	-	-	-
12	X	X	X	-	-	-	-	-
13	X	X	X	-	-	-	-	-
14	X	X	-	-	-	-	-	-
15	X	-	-	-	-	-	-	-
16	X	X	-	-	-	-	-	-
17	X	X	X	-	X	X	-	-
18	X	-	-	-	-	-	-	-
19	X	-	-	-	X	-	-	-

	Elementi plasticizzati		%	
	SL CO	SL DS	SL CO	SL DS
Liv. 0	16	3	84	16
Liv. 1	12	1	63	5
Liv. 2	4	-	21	-
Liv. 3	3	-	16	-

A seguito delle considerazioni esposte e dato il livello di impegno dei materiali nelle sezioni più sollecitate si è portati a ritenere che l’accelerazione di picco al suolo di 0.394g rappresenti una plausibile stima dell’evento sismico che determina il collasso della struttura.



8.5.2. Analisi statiche (Pushover)

Lo stesso modello dell'analisi dinamica non lineare è stato sottoposto ad analisi di spinta imponendo due differenti distribuzioni di forze orizzontali agenti nei baricentri degli impalcati: una proporzionale alle masse ed una proporzionale al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione, analogamente a quanto visto per il corpo di fabbrica F. Le analisi sono state eseguite sia per la direzione Y, quella secondo cui la struttura è libera deformarsi, sia nella direzione X secondo la quale invece la struttura nella realtà, a causa dell'esigua dimensione dei giunti, risulta avere un cinematisma condizionato dalla presenza dei corpi di fabbrica contigui, pertanto questa ultima analisi ha valenza puramente teorica.

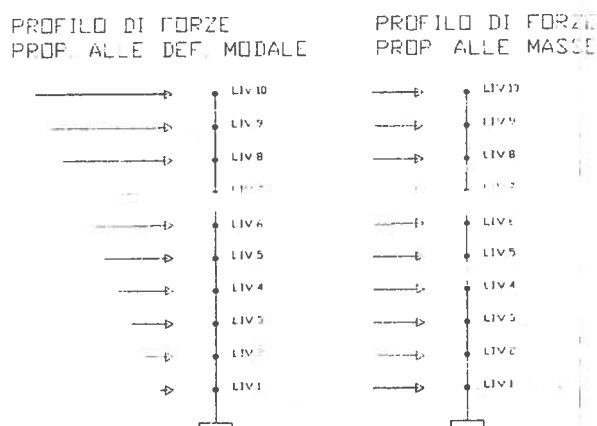
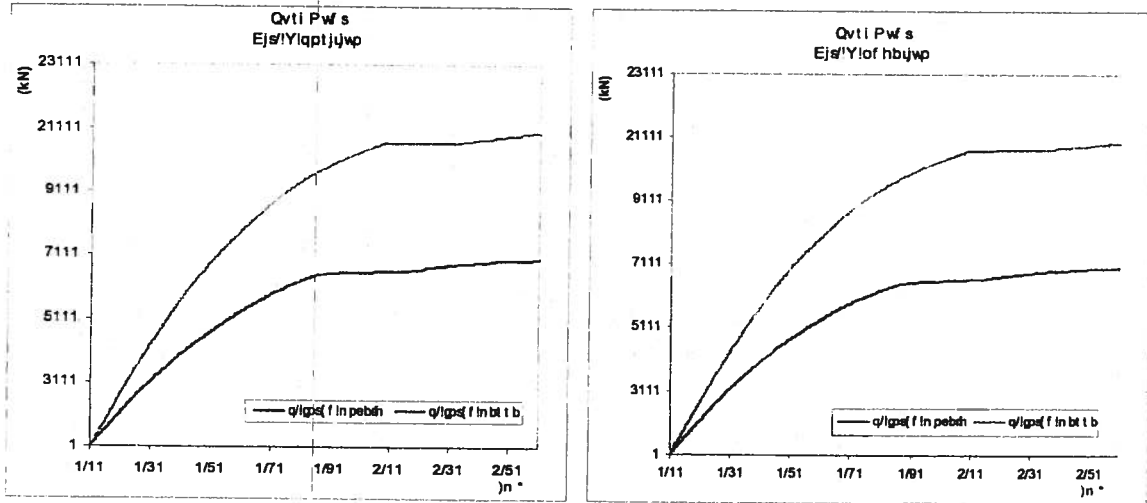
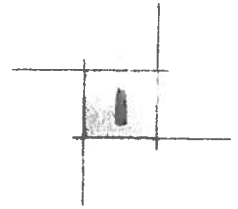


Fig. 8.50 – Profili delle forze esterne nell'analisi di spinta – Corpo E

Si precisa che il parametro che determina la conclusione dell'analisi risulta essere lo stesso utilizzato per le analisi non lineare dinamiche, ovvero deformazioni nell'acciaio superiori del 2.3% in un qualsiasi elemento del modello.

Per quanto riguarda le analisi in direzione X, si osserva che ai due profili di forze considerati risulta associata una risposta strutturale della medesima forma.

Il taglio alla base massimo è compreso tra i 5000 e i 9000kN; il valore più elevato si ottiene applicando il profilo proporzionale alla forma modale. Gli spostamenti massimi teorici risultano molto elevati (circa 120cm), data la minima rigidezza in questa direzione della struttura (i pilastri sono tutti orientati secondo Γ), che potrebbero creare le condizioni a fenomeni di instabilità tipo $1-\Delta$. Le analisi mostrano che l'evoluzione delle plasticizzazioni negli elementi è graduale in elevazione ed uniforme in pianta (la sezione resistente è per tutti i pilastri in questa direzione di altezza pari a 40cm), di conseguenza le curve hanno una pendenza che decresce dolcemente senza brusche variazioni.



In direzione Y la struttura risulta possedere una notevole rigidezza, come si evince dalle curve forza – spostamento nelle figure seguenti.

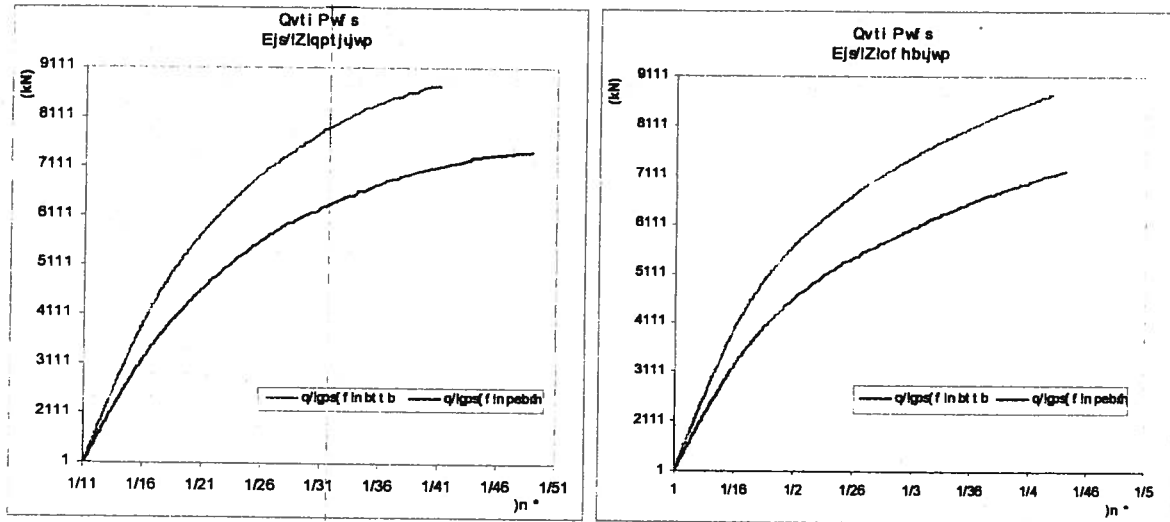
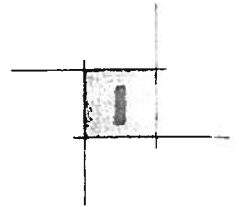


Fig. 8.52 – Curve di Pushover Direzione Y – Corpo E

Al termine dell'analisi, in corrispondenza del raggiungimento della deformazione massima nell'elemento parete, si sono riscontrati plasticizzazioni elevate anche negli altri elementi. I valori ultimi di taglio resistente in questa direzione risultano essere compresi in un range di 6000* 7500kN (p.modale e p.masse rispettivamente). Valori minori si riscontrano in direzione Y negativa, quando cioè la parete si trova nelle condizioni di progressivo scarico assiale all'avanzamento dell'analisi .



Valore lo studio dell'analisi di risposta viene condotto con l'individuazione dell'azione sismica corrispondente al collasso della struttura, seguendo il medesimo procedimento esposto per il corpo F (individuazione del "Performance point").

La determinazione dell'azione sismica che determina il raggiungimento dello spostamento ultimo della struttura (PGA_{co}) avviene mediante lo stesso procedimento esposto per il corpo F, ovvero l'individuazione del Performance Point, come riportato nelle figure seguenti:

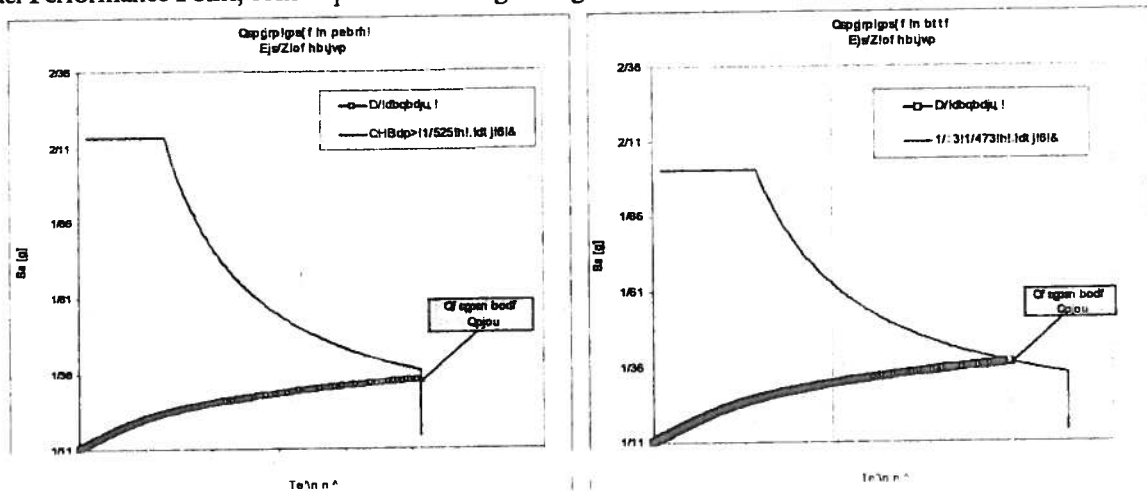


Fig. 8.53 - Valutazione del Performance Point direzione Y negativo- Corpo E

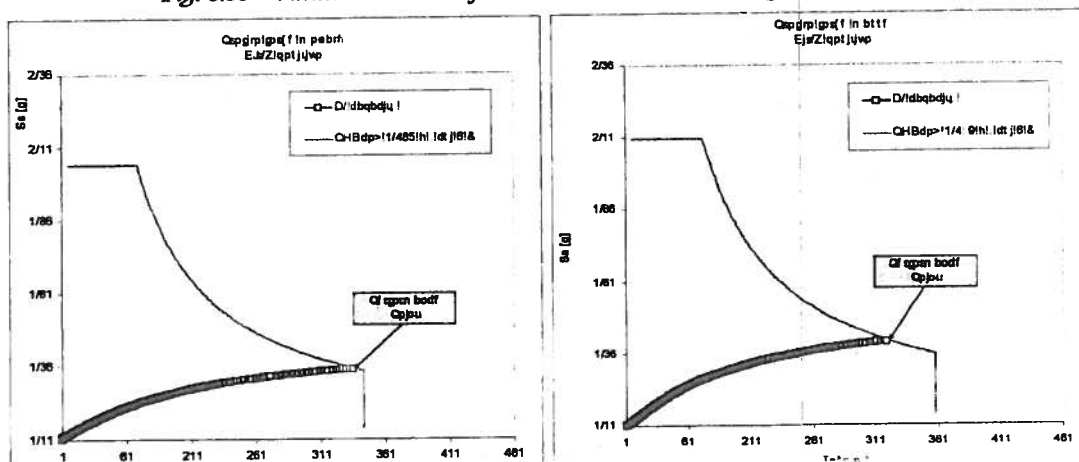
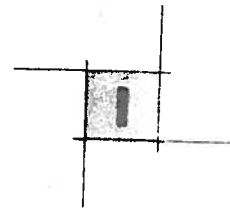


Fig. 8.54 - Valutazione del Performance Point direzione Y positivo- Corpo E

Le analisi in direzione Y condotte sulla struttura hanno fornito come azione sismica determinate il collasso della struttura caratterizzata da valori di PGA compresi in un intervallo di $0.36g - 0.41g$.



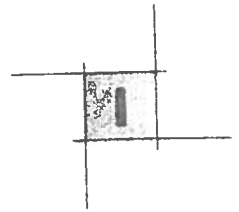
8.5.3. *Discussione dei risultati e confronto con le analisi lineari*

Le due analisi non lineari condotte per il corpo di fabbrica E forniscono risultati molto simili, individuando il collasso della struttura in corrispondenza di accelerazioni di picco al suolo (PGA) intorno ai 0.36-0.41g.

Tali risultati, tuttavia, sono leggermente dissimili da quelli forniti dalle analisi lineari. Ciò è probabilmente dovuto alle sostanziali differenze tra analisi lineari (AI) e non lineari (ANI). Infatti nelle prime le capacità duttili e dissipative degli elementi sono tenuti in conto in modo generalmente conservativo, mentre nelle seconde (ANL) si ha la possibilità di modellare le reali duttilità delle sezioni, definendo un modello in base alle caratteristiche geometriche degli elementi e meccaniche dei materiali.

Considerando che l'individuazione delle accelerazioni di collasso sono fortemente influenzate dal comportamento del setto portante, si è estrapolato dall'AL le verifiche del solo setto di parete, effettuando in base alle ANL alcuni cambiamenti nel modello lineare, in particolare una differenziazione delle rigidità negli elementi strutturali a forte inerzia flessionale (setti) per evitare eccessive concentrazioni di sollecitazioni in essi. Inoltre nelle verifiche a pressoflessione dei setti non si è tenuto conto dei momenti fuori del piano, che hanno prodotto un incremento in termini di PGA_{co} . L'ipotesi di base è che tali elementi presentano una risposta fortemente differente in termini di duttilità nel piano e fuori, trascurato completamente nel modello lineare dove si ha un abbattimento omogeneo delle duttilità (attraverso il fattore di struttura). Nella tabella seguente sono riportati i risultati delle analisi effettuate (assumendo un $FC=1.0$ per uniformità con le ANL) sul setto (elemento 17):

Modello lineare	PGA_{co}
K unif. $E=16GPa$	0.33g
K diversificato	0.37g
senza M fuori piano (K diversificato)	0.38g
Modello non lineare	PGA_{co}
Analisi P.O.	0.36g
Analisi time history	0.39g



8.6. Il corpo di fabbrica "G"

Il corpo di fabbrica "G" non fa parte del complesso di edifici della "croce", ma si trova nell'immediata adiacenza tra l'ala nord e quella ovest. Il progetto e l'esecuzione dei lavori risalgono alla prima fase della costruzione dell'Ospedale Spirito Santo (I stralcio).

La struttura si compone di tre livelli: piano terra, a quota 3.6m, primo solaio, a quota 8.0m, secondo solaio, a quota 12.3m, e solaio di copertura, a quota 15.9m (parzialmente a quota 14.7m).

Lo stabile ospita, per larga maggioranza, le sale operatorie e gli ambulatori, pertanto gli interni non sono stati resi accessibili dalla direzione né per effettuare i sopralluoghi né le indagini strutturali. Tuttavia, data l'esistenza dei progetti originali completi (grafici e relazioni), si ritiene di possedere una conoscenza delle strutture più che soddisfacente (controlli sommari sono stati eseguiti circa le dimensioni geometriche dall'esterno del fabbricato).

La struttura in cemento armato è realizzata con telai unidirezionali, collegati nella direzione trasversale dai solai e dalle travi perimetrali dell'edificio. I telai sono distanziati secondo un interasse che varia da 7.2m (più frequente) a 4m. I pilastri presentano un'unica sezione ciascun piano (ad eccezione di 4 pilastrate a sezione allungata) che risulta 40x40cm al primo livello, 35x40 al secondo e 30x30 al terzo, con percentuali di armatura che variano tra 1% e 0.4%. Le travi presentano una sezione alta, la geometria più comune risulta 35x70 e le percentuali di armatura variano tra 1.2% e 0.8%. I solai in laterocemento hanno spessori più comuni di 24 cm, per i primi due livelli, e 38 cm per la copertura; la luce tipo è da 7.2 m.

Considerata quindi l'organizzazione strutturale, sono state eseguite analisi non lineari su due telai piani tipici. Il comportamento della struttura nella sua interezza risulta infatti una trasposizione di quello dei suoi telai; d'altronde effetti torsionali, che potrebbero far ritenere necessaria un'analisi tridimensionale, rivestono un ruolo marginale in questo caso (come anche evidenziato dalle analisi lineari), data la sostanziale simmetria in pianta ed in elevazione della struttura.

La modellazione e le analisi sono state effettuate tramite il programma FIBRE. Sono stati utilizzati elementi beam non lineari per i pilastri della struttura, mentre per le travi sono stati utilizzati elementi elastici, per snellire l'onere computazionale e semplificare le operazioni di input dei dati.

La geometria e le tipologie di sezioni presenti nei due allineamenti analizzati sono riportate nella figura della pagina seguente.

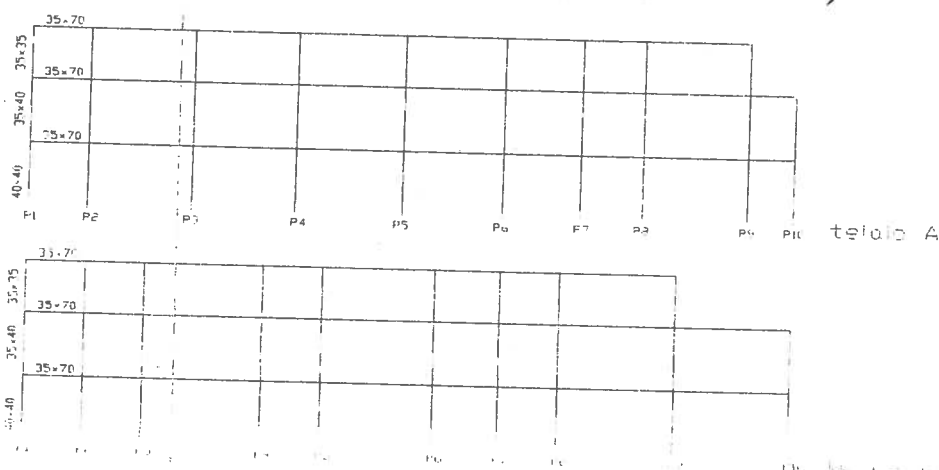
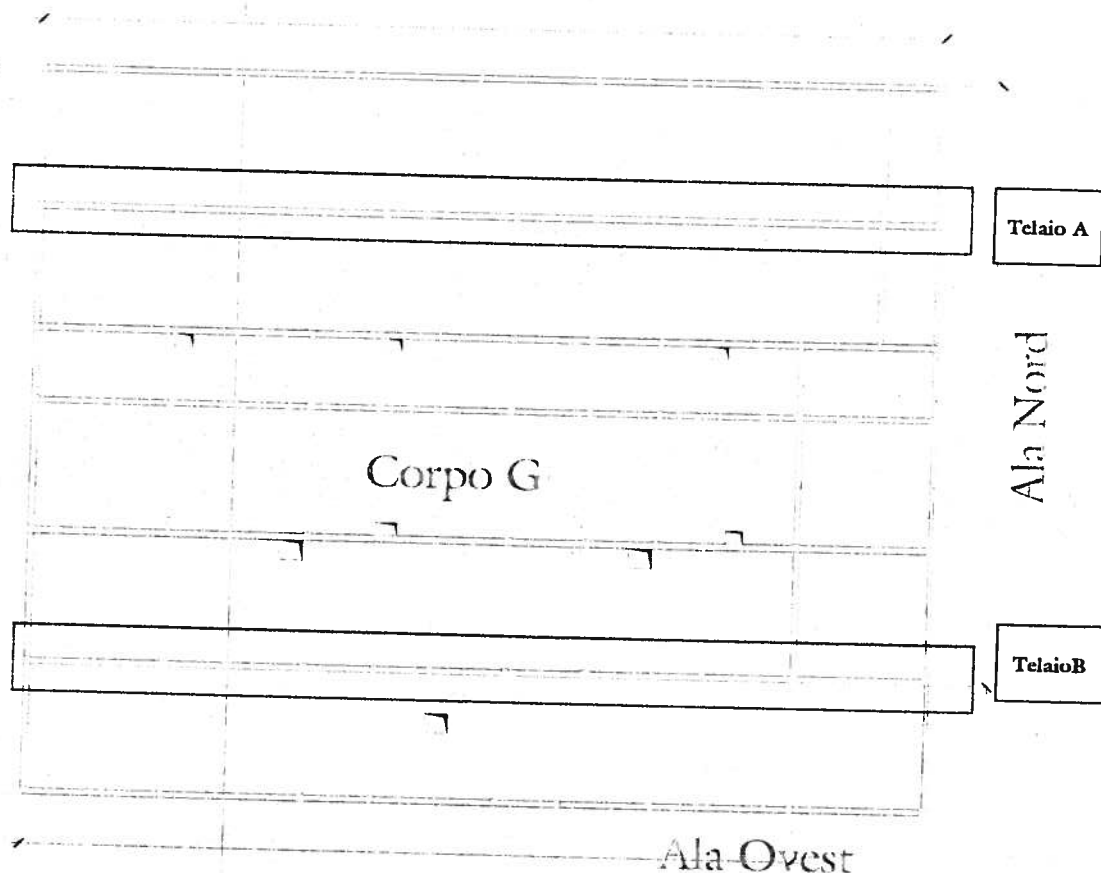
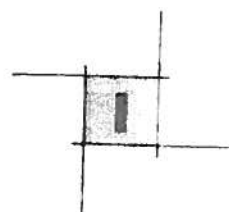
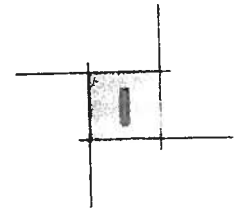


Fig. 8.55 - Carpenteria I livello corpo "G" ed individuazione dei telai analizzati con metodi non lineari.



8.6.1. Analisi dinamiche (Time History)

In questa sezione si commentano i risultati ottenuti per le analisi non lineari di tipo dinamico (time history) effettuate sui due telai del corpo G.

Ciascun modello è stato sottoposto a 3 gruppi di accelerogrammi spettro-compatibili (ogni gruppo è composto da 2 accelerogrammi: uno orizzontale ed uno verticale).

Non è stato possibile analizzare le strutture allo stato limite di collasso (SL CO), ovvero per accelerazioni di picco degli accelerogrammi pari a 0.394g, in quanto l'intensità sismica si è rivelata non sopportabile dalle strutture (il programma rapidamente andava in overflow a causa della perdita di rigidità del sistema).

Allo Stato Limite di Danno Severo (SLDS), ovvero per accelerazioni di picco degli accelerogrammi pari a 0.263g, le analisi numeriche hanno fornito dei massimi spostamenti attesi a livello dell'ultimo solaio dell'ordine di 7-8cm. I grafici sottostanti rappresentano la storia degli spostamenti di un nodo dell'ultimo livello dei due telai analizzati. Successivamente si riporta la storia temporale dei drift di interpiano relativi al telaio A.

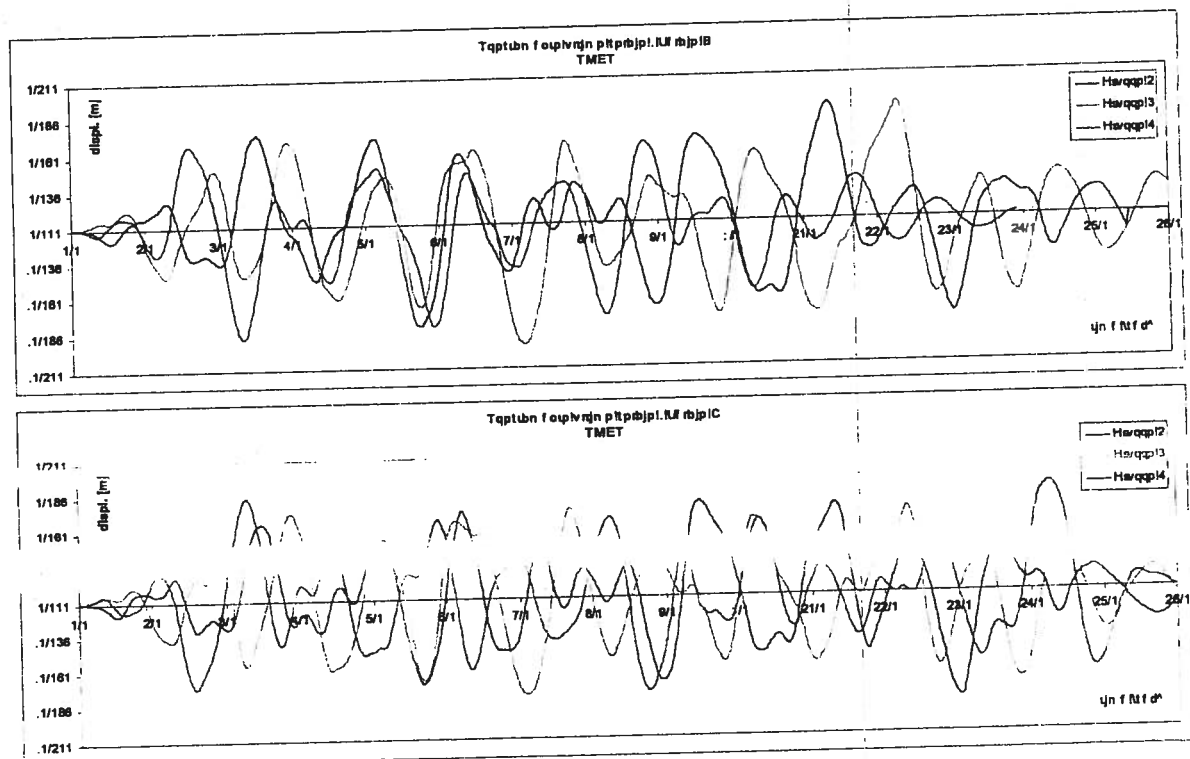


Fig. 8.56 – Time-history dello spostamento dell'ultimo impalcato corpo G, $PGA_{DS} 0.263g$.

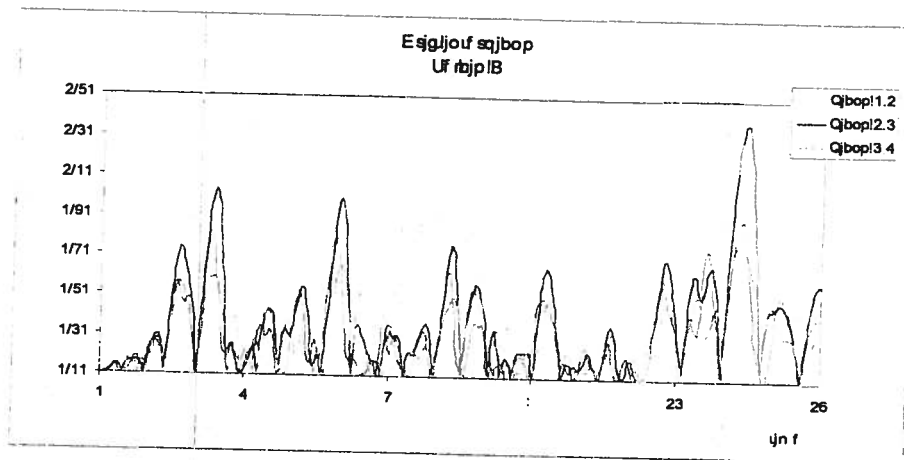
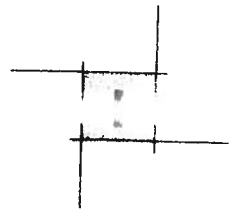


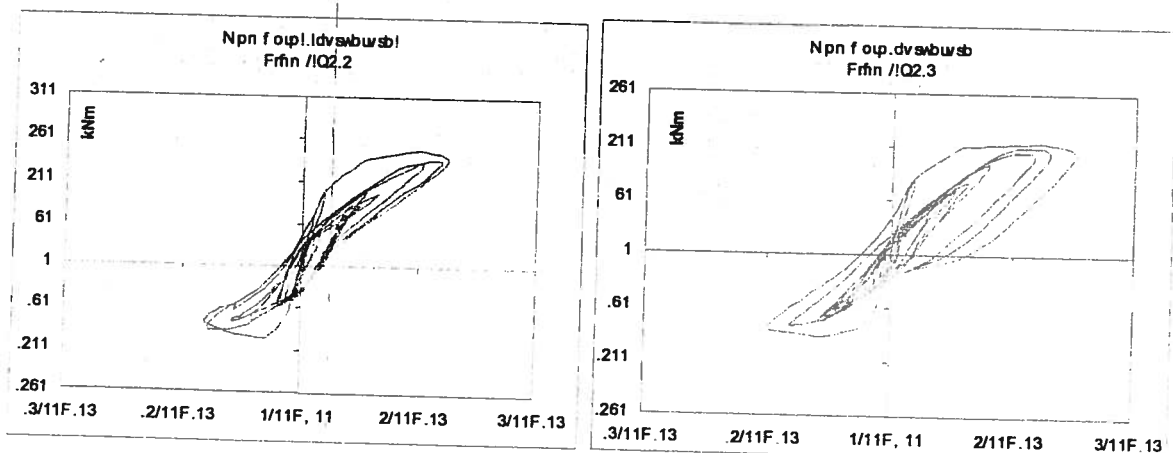
Fig. 8.57 – Time-history dello drift interpiano corpo G, $PGA_{DS} 0.63g$.

Il comportamento dei due telai è molto simile e non si osservano apprezzabili differenze né in termini di spostamenti massimi né di drift interpiano. I massimi spostamenti interpiano si hanno al primo livello dove i picchi raggiungono i valori di 1-1.2%; sono invece più modesti al secondo e minimi al terzo.

L'azione sismica simulata da tali accelerogrammi, produce una completa plasticizzazione della struttura con formazione di cerniere plastiche in tutti i pilastri (sia la piede che in testa) ed a tutti i livelli (ad eccezione di un numero limitato di elementi del terzo livello). Si riportano a tal riguardo i diagrammi momento curvatura delle sezioni di base degli elementi della prima pilastriata del telaio A.

Le riduzioni di rigidità degli elementi rispetto al valore elastico sono dell'ordine di 1/6 - 1/10.

Quindi, sebbene le deformazioni massime delle armature dei pilastri non raggiungano picchi elevati ($\epsilon_{s,max} = 1-1.5\%$), l'estrema diffusione delle plasticizzazioni nonché le rilevanti diminuzioni delle rigidità degli elementi verticali fanno ritenere che tale livello di intensità sismica ($PGA 0.263g$) non possa essere sopportato dalle strutture in esame.



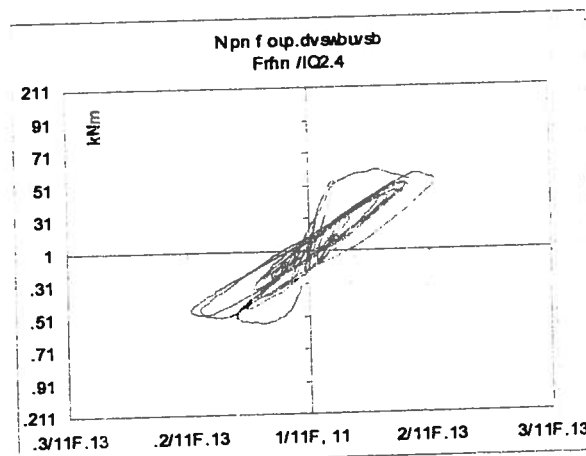
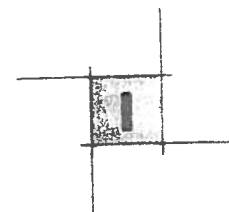


Fig. 8.58 – Diagrammi momento curvatura al piede degli elementi della pilastrata 1 telaio A corpo G, $PGA_{DS} 0.63g$.

Sono state quindi condotte ulteriori analisi atte ad individuare i livelli sismici che caratterizzano i diversi stati limite della struttura.

Le analisi con accelerazioni di picco pari a $0.10g$ mostrano che le strutture rispondono con un comportamento completamente elastico. Nel passaggio ad accelerazioni superiori ($PGA 0.15g$) i telai evidenziano la formazione di cernere plastiche su tutti gli elementi del secondo livello, tuttavia le escursioni in campo plastico degli elementi è limitata. Questo risultato fornisce importanti indicazioni circa l'evoluzione e la propagazione del danno sulla struttura.

Le analisi condotte con livelli di accelerazione ancora superiori ($PGA 0.20g$) evidenziano come il danneggiamento riguardi ora anche la maggior parte dei pilastri del primo livello, mentre gli elementi dell'ultimo interpiano si mantengono in condizioni elastiche.

Nella tabella seguente vengono riportati l'evolversi delle plasticizzazioni degli elementi strutturali di un telaio.

	0.263g		0.20g		0.15g	
	<i>elementi plasticizzati</i>		<i>elementi plasticizzati</i>		<i>elementi plasticizzati</i>	
<i>Liv. 1</i>	<i>10</i>	<i>100%</i>	<i>8</i>	<i>80%</i>	<i>1</i>	<i>10%</i>
<i>Liv. 2</i>	<i>10</i>	<i>100%</i>	<i>10</i>	<i>100%</i>	<i>10</i>	<i>100%</i>
<i>Liv. 3</i>	<i>5</i>	<i>56%</i>	<i>0</i>	<i>0%</i>	<i>0</i>	<i>0%</i>

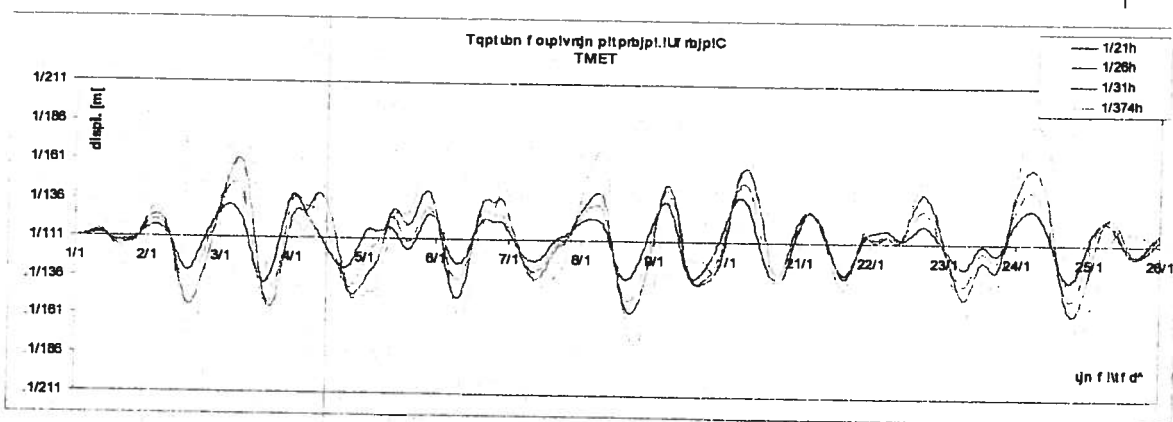


Fig. 8.59 - Time-history dello spostamento dell'ultimo impalcato telaio B corpo G per PGA variabili.

A seguito delle considerazioni esposte è possibile individuare il raggiungimento dello stato limite di danno lieve (DL) della struttura per livelli di intensità sismica tra 0.10 e 0.15g; mentre lo stato limite di danno severo (DS) viene individuato per valori di PGA appena superiori a 0.15g; infine l'accelerazione sismica che determina il collasso della struttura (CO) può essere ricercata per valori compresi tra 0.2 e 0.26g.

8.6.2. Analisi statiche (Pushover)

Gli stessi telai studiati precedentemente attraverso l'analisi dinamica non lineare, sono stati sottoposti ad analisi di spinta, imponendo due differenti distribuzioni di forze orizzontali agenti a livello dei solai di piano: una proporzionale alle masse ed una proporzionale al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione, in maniera analoga a quanto visto per il corpo di fabbrica "F".

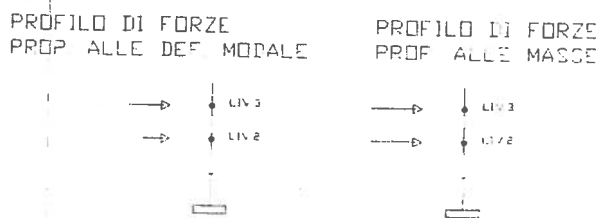
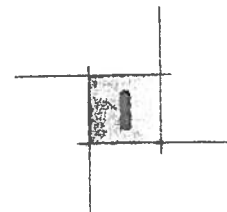


Fig. 8.60 - Profili delle forze esterne nell'analisi di spinta - Corpo G

Il parametro che determina la conclusione dell'analisi di spinta risulta essere il raggiungimento del limite di deformazioni nell'acciaio delle armature pari a 2.3% in un qualsiasi elemento del modello.



Per quanto riguarda le analisi del Telaio A, si osserva che la risposta associata ai due profili di forze applicate risulta simile in termini di taglio massimo sviluppato alla base, che risulta attestarsi intorno a 900 kN; anche in termini di spostamenti raggiunti, valutati in corrispondenza dell'ultimo solaio, le due analisi forniscono valori simili (intorno ai 12.5-13cm). L'elemento che determina la crisi delle analisi risulta il pilastro esterno al piano terra, il quale si trova a subire un effetto di scarico assiale a causa del comportamento a telaio della struttura e raggiunge per primo la deformata massima dell'armatura.

Per quanto riguarda le analisi del Telaio B, si osserva che la risposta associata ai due profili di forze applicate risulta simile in termini di taglio massimo sviluppato alla base intorno a 850 kN; mentre in termini di spostamenti raggiunti, valutati in corrispondenza dell'ultimo solaio, le due analisi presentano leggere differenze, fornendo rispettivamente 11cm sotto il profilo proporzionale alle masse e 12.3cm sotto l'altro profilo. Anche in questo caso l'elemento che per primo raggiunge la massima deformazione delle armature permessa è l'elemento della pilastrata più esterna, il quale si trova a subire un effetto di scarico assiale a causa del comportamento a telaio della struttura.

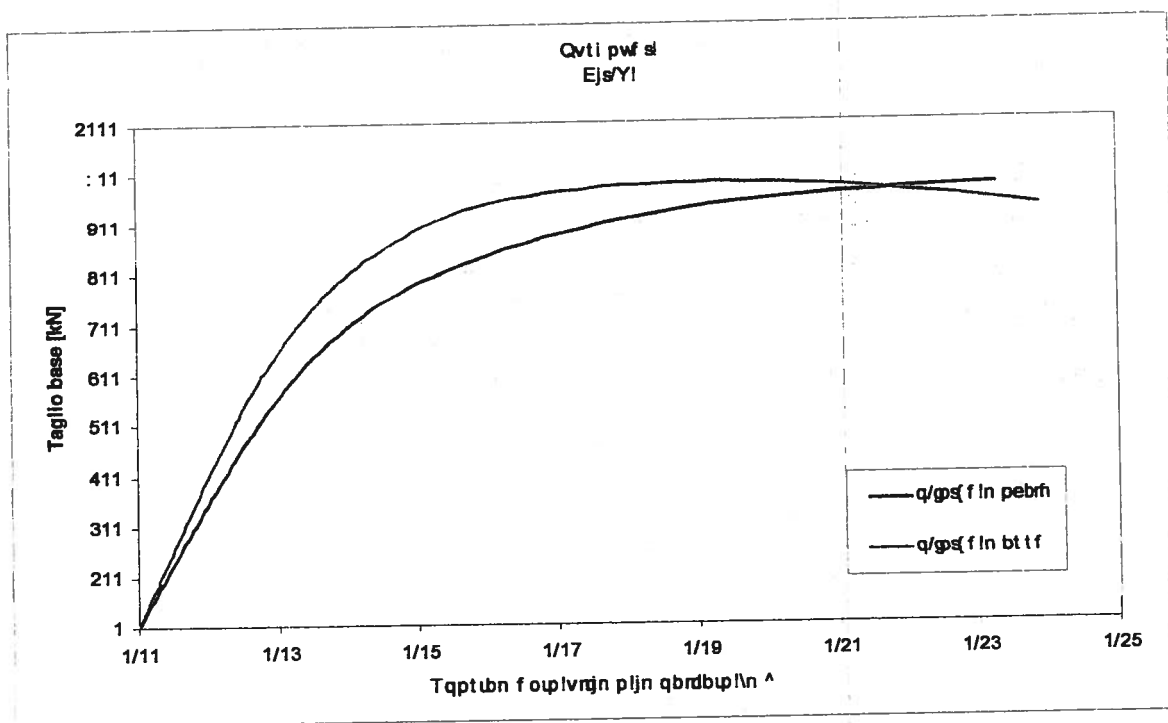


Fig. 8.61 – Curve di Pushover telaio A – Corpo G

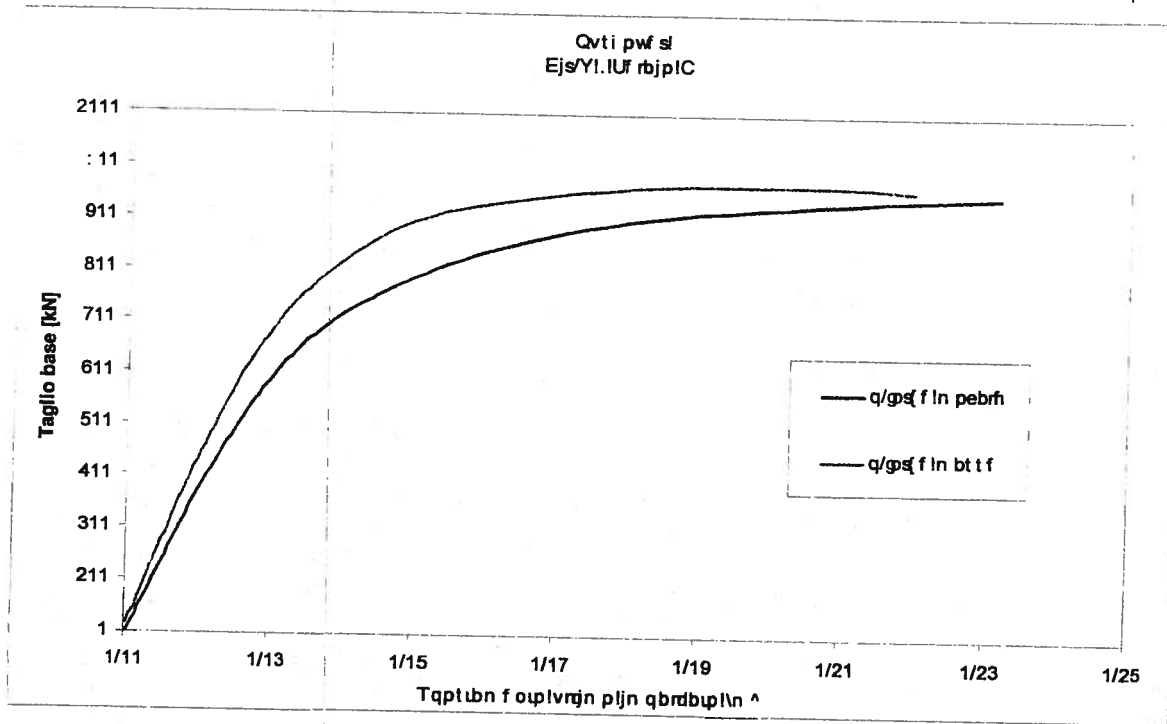
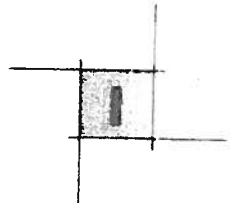


Fig. 8.62 – Curve di Pushover telaio B – Corpo G

Infine lo studio dell’analisi di spinta viene conclusa con l’individuazione dell’azione sismica corrispondente al collasso della struttura, seguendo il medesimo procedimento esposto per il corpo “F” (individuazione del “Performance point”).

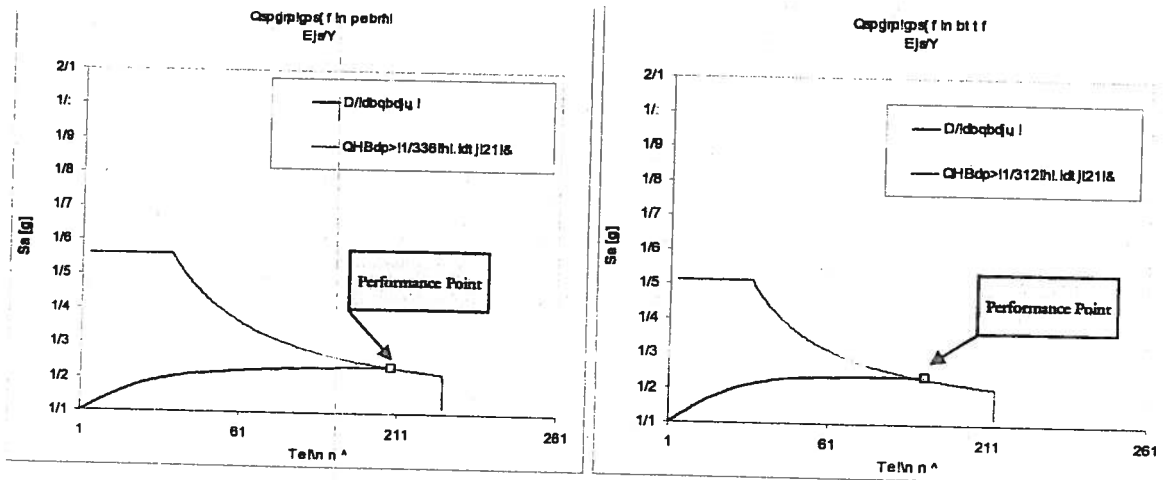


Fig. 8.63 – Individuazione del Performance Point telaio A- Corpo G

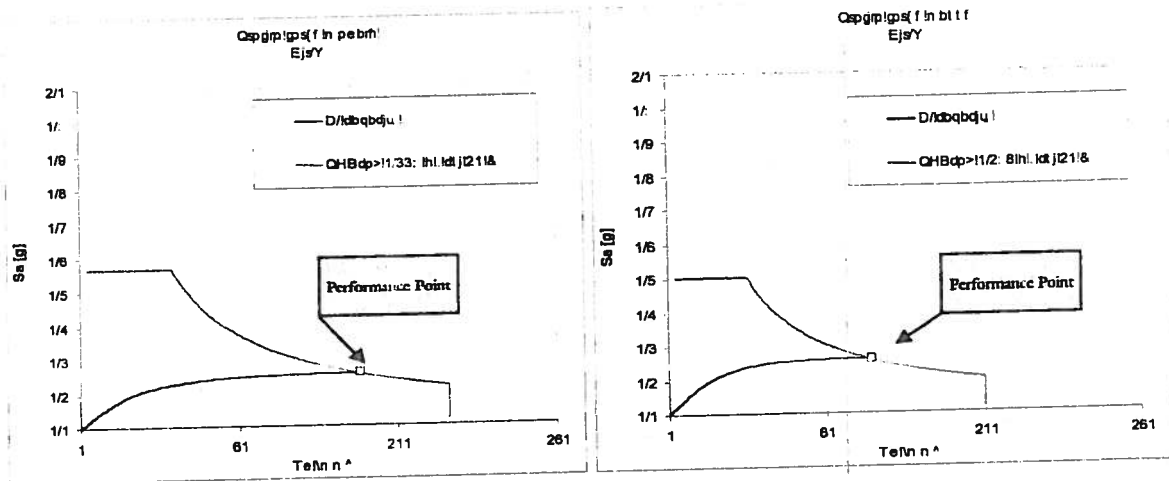
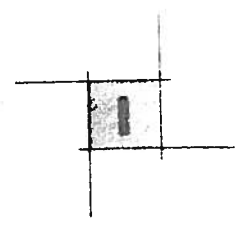


Fig. 8.64 – Individuazione del Performance Point telaio B – Corpo G

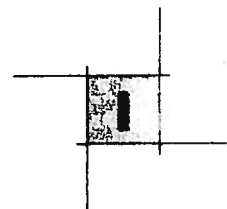
Le analisi condotte sui due telai della struttura per l'individuazione dell'azione sismica determinante il collasso strutturale, hanno fornito risultanze molto concordi. I risultati più conservativi vengono ottenuti dall'applicazione di un profilo di forze esterne proporzionale alla massa, che tende a localizzare il danno. Il valore di PGA, in questo caso ottenuto, si attesta intorno a 0.2g per entrambi i telai. Valori leggermente superiori si individuano in base all'altro profilo di forze esterne ($PGA_{co} = 0.22g$).

8.6.3. Discussione dei risultati e confronto con le analisi lineari

Le analisi non lineari condotte sul corpo G mettono in luce una sostanziale debolezza delle strutture rispetto alle azioni sismiche di progetto (di collasso e di danno severo).

La struttura, pur di modesta altezza (tre piani), mostra delle accelerazioni di collasso sensibilmente inferiori a tutti gli altri edifici facente parte del complesso ospedaliero. Questo tipo di risultato è determinato, oltre dai difetti progettuali comuni a tutto il complesso ospedaliero, derivante da una concezione delle strutture che non prevedeva le azioni orizzontali, dall'inadeguatezza dimensionale dei pilastri. Le sezioni presenti non risultano sufficienti, non per carenza di armatura, ma proprio per la ristrettezza delle dimensioni geometriche. Infatti si fa notare che, solo per i carichi verticali, il tasso di lavoro medio dei pilastri è pari a 4-5MPa (pari a circa il 25% di quella limite), estremamente alto in considerazione delle caratteristiche del materiale che sono emerse e che non lascia margini nei confronti delle sollecitazioni prodotte dalle azioni orizzontali.

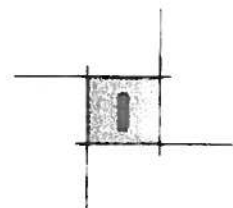
I risultati ottenuti con le due diverse strategie di analisi non lineari, sono in buon accordo tra loro nell'individuazione della capacità di spostamento delle strutture e del collasso che deve essere atteso per livelli di intensità sismica compresi tra 0.20-0.25g.



Le analisi lineari condotte hanno prodotto in generale valori più conservativi. Tuttavia deve essere fatto un distinguo tra i risultati ottenuti mediante le verifiche in forze e quelle in spostamento. Infatti per quanto riguarda questa seconda tipologia di verifica (rotazioni rispetto alla corda), dove l'influenza del fattore di confidenza dei materiali è minimo, i risultati tra AL e ANL sono in buon accordo, avendo ottenuto con l'analisi elastica lineare una PGA al collasso di 0.195g. Diversamente le verifiche in forze degli elementi della struttura indicano un valore di PGA al collasso di 0.13g, sensibilmente più conservativo rispetto a quella ottenuta con altri metodi di verifica ed analisi.

Mentre le valutazioni degli stati limite di danno lieve e severo emerse dalle analisi lineari, sono sostanzialmente in buon accordo con quelle delle analisi non lineari, fornendo valori di PGA di circa 0.10g e 0.15g rispettivamente per i due stati limite.

Infine, si concludono le considerazioni in merito al confronto tra le analisi effettuate per questo corpo di fabbrica, facendo notare come indipendentemente dal tipo di analisi condotta gli elementi che sembrano più esposti all'azione sismica siano i pilastri tra il primo ed il secondo solaio, fornendo una chiara indicazione nell'ottica di un intervento di miglioramento sismico della struttura.



9.1 CONCLUSIONI

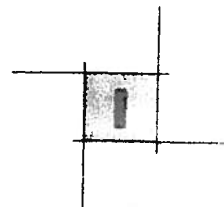
Nella valutazione ed interpretazione dei risultati delle analisi condotte è necessario tenere conto che gli edifici del complesso ospedaliero in esame non sono stati progettati con criteri antisismici in quanto il territorio della città di Pescara è stato classificato come zona sismica solo a partire dal 1998 (3° categoria).

L'impostazione progettuale tipica dell'epoca (anni '70 - '80), utilizzata in fase di progettazione del complesso ospedaliero, ha portato alla realizzazione di strutture con i seguenti difetti comuni e più o meno accentuati da edificio ad edificio:

- ..! Struttura intelaiata in cemento armato discretamente ortotropa con telai principali e solai orientati tutti nella medesima direzione a scapito del comportamento tridimensionale (scatolare) della struttura.
- ..! Pilastri e travi progettati principalmente per carichi verticali, quindi secondo la configurazione ben nota di travi forti e pilastri deboli; configurazione che è notoriamente poco efficiente rispetto alle azioni orizzontali.
- ..! Disattenzione verso i particolari costruttivi, ovvero, più correttamente, realizzazione dei particolari secondo le pratiche costruttive dell'epoca. Si fa riferimento principalmente all'economia nella disposizione delle staffe sui pilastri, all'assenza di staffatura nei nodi, alla ridotta lunghezza di ancoraggio/sovrapposizione delle barre. Le attuali conoscenze nel campo dell'ingegneria sismica hanno dimostrato che tutti questi aspetti sono fortemente debilitanti ai fini della resistenza d'insieme della struttura.

Tuttavia si devono tenere in considerazione anche degli aspetti favorevoli rilevati, in larga parte comuni a tutti i corpi di fabbrica del complesso ospedaliero:

- ..! Tutti i corpi di fabbrica presentano dei nuclei/setti irrigidenti (ad eccezione del corpo G). E' ragionevole ritenere che essi siano stati progettati e realizzati con il solo scopo di servizio (elementi su cui appoggiare le scale e/o gli ascensori), tuttavia è evidente il loro ruolo resistente in caso di azioni orizzontali. Infatti in condizione sismica, essi si caricano di importanti sollecitazioni andando a sollevare l'impegno degli altri elementi verticali. Tale effetto è tanto maggiore quanto è il numero dei setti presenti, nonché l'entità degli effetti benefici è fortemente collegata alla corretta disposizione planimetrica degli stessi, che purtroppo non è sempre riscontrabile (tipo edifici F, E, D). Quest'ultimo aspetto va a supportare la tesi che detti elementi siano stati progettati con un ruolo marginale, avulsi dal contesto sismo-resistente di cui invece in realtà sono i principali attori.
- ..! Le dimensioni dei pilastri risultano adeguate (ad eccezione del corpo G) ed il grado di armatura sufficientemente proporzionato. Infatti le percentuali di armature nei pilastri dei primi livelli più sollecitati dalle azioni sismiche risultano dell'ordine dello 0.6-0.9%.



Come è stato messo in evidenza nel corpo G non si ritrova nessuno degli elementi/aspetti benefici, sopra individuati, che ne migliorino la risposta strutturale in condizione sismica. Di conseguenza per tale corpo di fabbrica sono stati ottenuti coefficienti di sicurezza sensibilmente inferiori rispetto alle altre strutture.

9.1. Materiali

Altro aspetto da tenere in conto, nella valutazione dei risultati delle analisi di vulnerabilità condotte, riguarda le qualità dei materiali che influenzano in modo determinante sia la resistenza che la duttilità degli elementi strutturali. Sono state condotte in tal senso prove sperimentali in sito sia per valutare la resistenza del calcestruzzo che quella delle armature.

Per il calcestruzzo le indagini effettuate hanno condotto ad un valore di resistenza media a compressione di circa 30 MPa che definisce, secondo le classificazioni attuali dei calcestruzzi, un materiale di classe C20/25 (altrimenti individuabile con la sigla f_{ck} 20). Si tratta quindi di un calcestruzzo di medie qualità meccaniche, se si tiene conto della tipologia e periodo costruttivo. Il valore di resistenza del calcestruzzo utilizzato per le verifiche (f_{cm} =25.7 MPa) in associazione al fattore di confidenza adottato (FC=1.2) appare appropriato, se non conservativo. Inoltre è da evidenziare il fatto che l'influenza della resistenza del calcestruzzo sulle verifiche strutturali appare limitata a causa della tensione media di compressione dei pilastri/setti spesso contenuta; al contrario le verifiche sono determinate dalla qualità dell'acciaio.

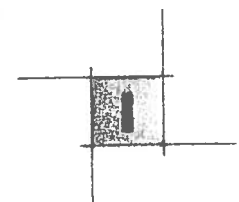
Per quanto riguarda dunque le armature sono state reperite due tipologie di acciaio: barre lisce (edifici del I stralcio) e barre ad aderenza migliorata (II stralcio più recente). Nelle prove a rottura delle armature ad aderenza migliorata sono stati ottenuti valori di resistenza pari circa a 550 MPa, compatibili con acciaio di tipo FeB44k; per le armature lisce sono stati ottenuti valori di resistenza pari a 450 MPa compatibili con acciaio di tipo Aq50. Tuttavia per queste ultime il tasso massimo di lavoro sotto azioni cicliche potrebbe essere molto inferiore a causa dei fenomeni di sfilamento per l'inadeguata lunghezza di ancoraggio e scarsa azione di confinamento delle staffe presenti nelle zone di ancoraggio; per questo nelle verifiche numeriche il valore di resistenza adottato è stato opportunamente contenuto ($f_y = 320/1.2/1.15 = 232$ MPa).

9.2. Azioni

L'attuale classificazione del territorio di Pescara in zona sismica di terza categoria, così come la zonazione sismica messa a punto dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV, 2003), comporta di dover prendere in considerazione azioni sismiche di una notevole rilevanza, azioni assolutamente non previste in fase di progettazione.

Trattandosi inoltre di edifici esistenti le verifiche di sicurezza sono condotte con riferimento al sisma di collasso che è preso pari a quello di Danno Severo (SLDS) incrementato del 50%.

In definitiva si hanno le seguenti accelerazioni di riferimento:



$$QHB_{q,op} > h_1 / T / 2 / 6 / b_h > 1/4: 5h$$

$$QHB_{q,ET} > h_1 / T / b_h > 1/374h$$

$$QHB_{q,EM} > h_1 / T / \frac{1}{3/6} > 1/216h$$

$h_1 = 1.4$ - Coeff. importanza; $S = 1.2$ - Coefficiente di suolo

Come si può vedere facilmente, ad un territorio precedentemente non sismico viene oggi associata una accelerazione al suolo di picco, per le verifiche a collasso, pari a quasi il 40% di quella di gravità.

Fermo restando la non appellabilità di questi valori, appare agli scriventi la PGA di Collasso sorprendentemente elevata e priva di riscontro storico nell'area del Pescarese.

*accelerazione
PGA
collasso*

9.3. Analisi Lineari: verifiche in forze & deformazioni

Le verifiche di edifici esistenti possono essere condotte sia in forze che in deformazioni/spostamenti. Per i pilastri, come suggerito dalla normativa per gli edifici esistenti, tali verifiche sono state condotte con entrambi i metodi. Per le travi, invece, si sono condotte solo verifiche in forze.

Per crescere dell'azione sismica, sono gli elementi verticali. Questo risultato è del resto in linea con quanto già noto dalla letteratura. Pilastri progettati, infatti, per il solo sforzo assiale vengono in effetti sollecitati da momenti importanti alle estremità, momenti applicati dalle travi stesse che, invece, posseggono una buona resistenza flessionale in quanto progettate per resistere ai carichi verticali.

Gli stessi pilastri sono generalmente mal staffati, soprattutto in prossimità dei nodi dove si possono avere fenomeni di instabilità delle armature e sfilamento delle stesse ovvero forte "temperamento" delle sezioni con perdita di copriferro e di calcestruzzo in zona compressa. Spesso, poi, nei nodi non prosegue la staffatura del pilastro ed è insufficiente l'ancoraggio delle armature delle travi; in queste condizioni essi costituiscono i punti più fragili e delicati del telaio.

Tuttavia la presenza dei setti scale / ascensore appare calmierare queste situazioni, limitando le azioni sui pilastri e di conseguenza generalmente la resistenza sismica delle varie strutture viene governata dalla resistenza dei suoi setti.

In termini di capacità rotazionale, i telai in esame hanno, almeno sulla carta, per sollecitazioni monotone, una buona duttilità essendo elementi con comportamento di tipo duttile al terzo stadio ed a rottura. Le verifiche in capacità rotazionale forniscono, generalmente, valori di collasso superiori a quelle in forze. Fanno eccezione alla situazione descritta precedentemente quei corpi di fabbrica dove sono presenti elementi strutturali meno duttili ovvero elementi piani quali setti ovvero corpi scala e vani ascensore (corpi di fabbrica D, E, AN1, AN2, AE1). Per questi elementi le verifiche in capacità rotazionale di detti elementi forniscono resistenze (e quindi accelerazioni di collasso) inferiori o paragonabili a quelle ottenute tramite le verifiche in forze.

9.4. Analisi non lineari: verifiche in forze & deformazioni

Sono state condotte analisi non lineari sia di tipo statico (push over) che dinamico (integrazione al passo nel dominio del tempo), per i corpi di fabbrica E, F, C, D e G. Date le tipologie ricorrente e le similitudini tra i vari fabbricati, con la scelta di detti edifici (anche e soprattutto alla luce dei risultati ottenuti) si ritiene di aver affrontato in maniera esaustiva lo studio in campo non lineare del complesso ospedaliero, tanto che effettuare ulteriori analisi apparirebbe solamente un mero esercizio privo di interesse scientifico.

Le analisi non lineari condotte hanno fatto emergere una discreta omogeneità negli indicatori di collasso tra i vari corpi studiati (ad eccezione del corpo G, che presenta delle particolarità specifiche precedentemente richiamate), analogamente a quanto visto con lo studio dei modelli lineari. Questo è la riprova che non esistono sostanziali differenze, ai fini della risposta sismica, tra i vari corpi di fabbrica, quindi è possibile formulare un giudizio unitario sul complesso ospedaliero.

In secondo luogo le analisi non lineari hanno prodotto valori di accelerazioni al suolo al collasso (indicatori di rischio) sensibilmente superiori a quelli trovati con le analisi lineari, ma tuttavia compatibili. Tale fatto può essere spiegato con le seguenti considerazioni/precisazioni:

- **La diversa natura delle analisi.** La sostanziale differenza tra analisi lineari (AL) e non (ANL) risiede nel fatto che nello studio del comportamento resistente post-elastico della struttura, l'una (AL) tiene conto delle capacità duttili e dissipative in modo predeterminato e sommario (in base alla tipologia costruttiva, alla rispondenza o meno a particolari prescrizioni di dettaglio e geometriche) e quindi generalmente conservativo, mentre nella seconda (ANL) le stesse capacità sono tenute in conto in maniera per così dire esatta nella definizione stessa del modello di calcolo, in base alle caratteristiche degli elementi (geometria, sezioni, armature e materiali). Come è noto le differenze tra le due analisi tendono ad assottigliarsi se le strutture soddisfano i requisiti di regolarità e gerarchia delle resistenze, in quanto le norme permettono forti abbattimenti delle azioni sismiche nelle analisi lineari, tramite il fattore di struttura (q).
- **L'utilizzo di fattore q conservativo.** Con riferimento a quanto esposto al punto precedente, la norma nella verifica delle strutture esistenti in via prudenziale permette un fattore di struttura pari al massimo a $q=3$ (contro i $q=4-5$ delle strutture di nuova costruzione). Alla luce delle analisi non lineari condotte tale valore appare sensibilmente conservativo per le strutture in questione.
- **L'utilizzo di rigidità non differenziate.** Un ulteriore aspetto, che le analisi non lineari hanno suggerito di valutare, riguarda l'utilizzo di una rigidità fessurata per tutti degli elementi del modello (ottenuta mediante l'abbattimento del modulo elastico del materiale) che appare poco realistico. Infatti la presenza di elementi a forte inerzia flessionale (setti e nuclei) fa sì che nei modelli lineari essi diventino dei poli di attrazione delle sollecitazioni a netto discapito delle verifiche condotte sugli stessi elementi. Mentre le analisi non lineari hanno mostrato come la riduzione di rigidità avvenga tutt'altro che in maniera uniforme sui vari elementi strutturali, bensì essa sia quasi una prerogativa degli elementi più rigidi. Pertanto sono state effettuate delle prove di modelli lineari in cui le rigidità fessurate degli elementi sono state calibrate sulla base delle analisi non lineari che hanno condotto ad un assottigliamento della forbice in termini di PGA di collasso tra i due metodi di analisi.

- **Il fattore di confidenza.** Infine parte delle differenze riscontrate risiedono nel fatto che nei modelli non lineari le caratteristiche dei materiali sono state considerate pari ai valori medi, non soggette al fattore di confidenza ($FC=1.2$, per le AL).

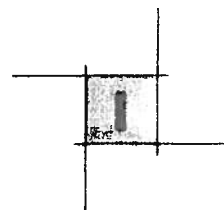
Un ulteriore aspetto che si vuole mettere in chiaro per una completa trasparenza dei risultati ottenuti è che all'interno delle stesse analisi non lineari è emerso in generale un leggero divario tra quelle statiche e quelle dinamiche. Questo si può facilmente spiegare per quanto segue.

Le analisi di tipo statico (push over), condotte applicando un profilo predeterminato di forze, tendono a localizzare il danno in quanto non si ha redistribuzione di queste forze a seguito della plasticizzazione di piano. Avendo imposto una deformazione massima delle fibre di acciaio pari al 2.3% per tenere conto delle cattive condizioni di ancoraggio delle barre lisce, tale limite viene raggiunto abbastanza rapidamente nella struttura.

Nel caso invece di analisi dinamica al passo, la redistribuzione delle forze inerziali, conseguenza dell'evoluzione della plasticizzazione, riduce la localizzazione delle deformazioni e permette quindi all'analisi di proseguire fornendo valori di accelerazione di collasso più elevati.

In conclusione si ribadisce come i risultati ottenuti con le analisi non lineari sono sostanzialmente (alla luce delle considerazioni susposte) in buon accordo con quelli trovati con le analisi lineari. Questa evidenza ha permesso di utilizzare le analisi non lineari, condotte per altro sugli edifici di cui si aveva il quadro conoscitivo più completo, come strumento di validazione dei modelli lineari applicati a tutti gli altri corpi di fabbrica di cui si compone il complesso ospedaliero.

Infine, un ulteriore scopo delle analisi non lineari era quello di indagare la presenza o meno di punti di debolezza strutturale altrimenti non individuabili, i quali sarebbero potuti essere causa di prematuri corpi di fabbrica di cui si compone l'ospedale Spirito Santo, possano essere soggetti a meccanismi di collasso anomali o particolarmente fragili.



9.5. Verifiche degli spostamenti

Il complesso ospedaliero dello Spirito Santo è formato da un edificio principale a forma di croce composta da 11 corpi di fabbrica strutturalmente indipendenti separati da giunti di dilatazione di tipo costruttivo/termico, non adatti quindi ad assorbire gli spostamenti dovuti all'azione sismica.

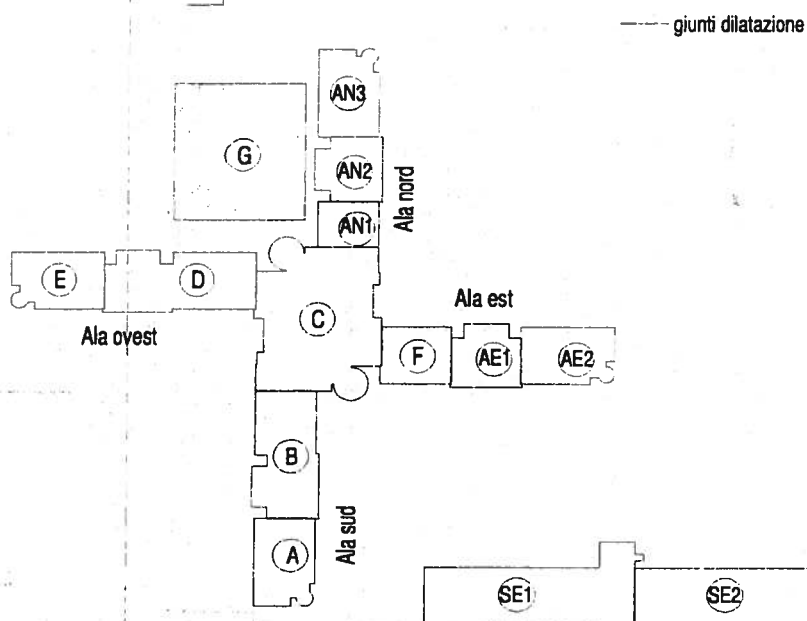


Fig. 9.1 - Indicazione dei giunti di dilatazione tra i corpi fabbrica

Lo spostamento massimo sotto sisma di collasso, calcolato per gli edifici della croce considerati indipendenti gli uni dagli altri, è pari a circa 30 cm (20 cm per sisma di danno severo e 10 cm per quello relativo al danno lieve), mentre i giunti presenti possono permettere uno spostamento massimo di 3-5 cm. In caso di evento sismico, quindi, si possono verificare fenomeni di martellamento tra le strutture adiacenti. Tali azioni sono in genere da evitare in quanto sebbene possano costituire un meccanismo di dissipazione energetica danno generalmente luogo a forze concentrate impulsive di notevole entità che possono causare danneggiamenti locali particolarmente forti i cui effetti sono difficilmente prevedibili.

In ogni caso gli edifici presentano i solai alla stessa quota e pertanto tali meccanismi non dovrebbero portare a fenomeni di collasso localizzato.

9.6.Indicatori di Rischio

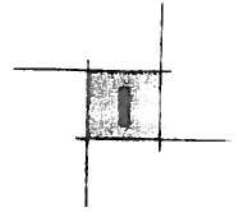
Le verifiche condotte hanno portato alla determinazione dei seguenti indicatori di rischio, per ogni stato limite:

Tabella 9.1 – Tabella riassuntiva degli indicatori di rischio e relative accelerazioni al suolo.

Analisi Lineari	STATO LIMITE					
	COLLASSO		DANNO SEVERO		DANNO LIEVE	
Corpo di Fabbrica	α_{CO}	PGA_{CO}	α_{DS}	PGA_{DS}	α_{DL}	PGA_{DL}
A	0.77	0.303g	0.77	0.202g	1.27	0.133g
B	0.62	0.244g	0.62	0.163g	1.08	0.113g
C	0.58	0.228g	0.65	0.171g	1.20	0.126g
D	0.65	0.258g	0.65	0.171g	1.30	0.137g
E	0.72	0.283g	0.99	0.260g	0.64	0.067g
F	0.31	0.319g	0.96	0.252g	1.15	0.121g
AN1	0.70	0.276g	0.75	0.200g	0.78	0.080g
AN2	0.60	0.238g	0.72	0.190g	0.66	0.069g
AN3	0.69	0.270g	0.69	0.181g	1.50	0.160g
AE1	0.60	0.238g	0.72	0.190g	0.66	0.069g
AE2	0.69	0.270g	0.69	0.181g	1.50	0.160g
SE1	0.57	0.225g	0.57	0.150g	1.43	0.150g
SE2	0.74	0.290g	0.74	0.195g	1.85	0.195g
G	0.50	0.197g	0.56	0.148g	0.77	0.081g

Analisi Non Lineari	STATO LIMITE					
	COLLASSO		DANNO SEVERO		DANNO LIEVE	
Corpo di Fabbrica	α_{CO}	PGA_{CO}	α_{DS}	PGA_{DS}	α_{DL}	PGA_{DL}
F (Push Over)	0.90	0.350g	-	-	-	-
F (Time Hystory)	1.00	0.394g	-	-	-	-
C (Push Over)	0.95	0.374g	-	-	-	-
C (Time Hystory)	1.00	0.394g	-	-	-	-
E (Push Over)	0.92	0.362g	-	-	-	-
E (Time Hystory)	1.00	0.394g	-	-	-	-
G (Push Over)	0.51	0.200g	-	-	-	-
G (Time Hystory)	0.57	0.225g	-	-	-	-

La resistenza globale degli edifici risulta essere minore della resistenza minima di progetto richiesta da normativa come dimostrano i valori degli indicatori di rischi sismico ottenuti. Tuttavia il valore medio a collasso (CO), pari a 0.66, e quello a danno severo (DS), pari a 0.74, mostra un discreto livello di sicurezza delle strutture prese in esame.



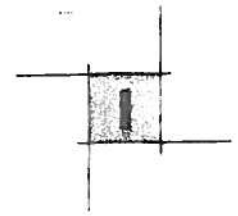
10. PROPOSTE DI INTERVENTO

Sulla base delle indagini e delle analisi condotte dagli scriventi è possibile ipotizzare, in via del tutto preliminare, alcuni interventi atti a incrementare la resistenza sismica del complesso ospedaliero Spirito Santo di Pescara.

La necessità di questi interventi non può prescindere da un'analisi complessiva del sistema ospedaliero regionale che possa condurre ad una ottimizzazione delle risorse, le quali sono generalmente insufficienti ad un adeguamento di tutti gli edifici strategici al 100% della azione sismica di progetto.

Nel caso si disponesse di risorse per lo Spirito Santo, gli interventi che allo stato delle conoscenze sembrano essere più efficaci e tecnicamente fattibili, sono i seguenti:

- .1 Rinforzo locale di alcuni elementi critici a comportamento fragile vale a dire di insufficiente resistenza. Tale interventi sono generalmente realizzati con fasciature con materiali fibrorinforzati ovvero con incamicature in acciaio ovvero ancora con aggiunta di armatura e sezione in calcestruzzo.
- .1 Miglioramento del comportamento cinematico di insieme. Questo può avvenire mediante adeguamento dei giunti, opera per altro molto invasiva ed ai limiti di fattibilità tecnica in quanto gli spostamenti di calcolo sono molto ampi. In alternativa possono essere applicati degli accoppiatori oleodinamici che lascerebbero la possibilità di deformazioni termiche indipendenti agli edifici ma migliorerebbero la risposta dinamica del complesso nel suo insieme sia in termini di forze che in termini di spostamento. La presenza degli accoppiatori eliminerebbe ovviamente la problematica legata al martellamento tra le strutture contigue in fase sismica.



11. BIBLIOGRAFIA

- .! Popovics, S., (1973) "A numerical approach to the complete stress-strain curves of concrete", *Cement and Concrete Res.*, 3(5).
- .! Menegotto, M., Pinto, P.E., (1977), "Slender RC compressed members in biaxial bending" *J. Struct. Div., ASCE*, 103(3).
- .! Mondkar, D.P., Powell, G.H. (1975). "Static and dynamic analysis of nonlinear structures". University of California, Berkely. Report No. UCB/EERC-75/10.
- .! Mander, J.B., Priestley, J.N, Parck, R., (1988), "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *J. Struct. Engrg., ASCE* 114(8).
- .! Chopra, A K., (1995), "Dynamics of structures", Prentice Hall.
- .! ATC-40, (1996), "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", vol.1.
- .! Petrangeli, M., Pinto, P.E. and Ciampi, V. (1999). "A Fibre Element for cyclic bending and shear. Part I and II, *J. Engrg. Mech., ASCE*, 125(9).
- .! Ranzo, G., Petrangeli, M. and Pinto, P.E. (1999). "Vertical oscillation due to axial-bending coupling during seismic response of RC Bridge Piers", *Int. Journal of Earthquake Eng. & Structural Dynamics*, 28(12).
- .! Petrangeli, M. and Petrangeli, M. (2000). "Rehabilitation of the Cidi M'cid Suspension Bridge", *SEI*, (4/2000).
- .! OPCM3274, (2003) e ss mm ii, "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di norme tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- .! Decreto 21/10/2003, "Disposizioni attuative di OPCM3274/03".
- .! Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), (2003), "Redazione della Mappa di Pericolosità Sismica".
- .! Regione Abruzzo, (2007), "Linee guida per la valutazione della resistenza sismica degli edifici strategici e rilevanti".
- .! Decreto Ministeriale 14/01/2008, "Norme tecniche per le costruzioni".