

Università degli studi di Napoli Federico II
Facoltà di Ingegneria



Tesi di Dottorato
XXV ciclo

I CONTROVENTI CONCENTRICI AD X NELLE
STRUTTURE METALLICHE:
PROGETTAZIONE, MODELLAZIONE E
ANALISI STRUTTURALE

Maurizio Toreno

Il Tutor
Prof.ssa Ing. Elena MELE

Il Coordinatore
Prof. Ing. Luciano ROSATI

Il Co-tutor
Prof. Ing. Antonello DE LUCA
Dr. Ing. Giuseppe BRANDONISIO

Dottorato di Ricerca in Ingegneria delle Costruzioni

Marzo 2013

INDICE GENERALE

INDICE GENERALE	i
Indice delle figure	iv
Indice delle tabelle.....	xv
SOMMARIO	xix
ABSTRACT	xxi
RINGRAZIAMENTI	xxiii
About the author	xxv
1 INTRODUZIONE	1
1.1 Filosofia progettuale sismica adottata dalla normativa europea: Capacity design	1
1.1.1 Tipologie strutturali sismo – resistenti per edifici in acciaio	3
2 L'APPROCCIO NORMATIVO NELLA PROGETTAZIONE DI X-CBF	9
2.1 Approccio delle normative sismiche	9
2.1.1 Normativa Europea ed Italiana	10
2.2 Considerazioni su applicazione capacity design a x-cbf	11
3 METODOLOGIA PROGETTUALE ALTERNATIVA: PROPOSED APPROACH (P.A.)	17
3.1 Influenza delle diagonali sulla risposta non lineare dei controventi	17
3.2 Scelta del coefficiente di sovraresistenza	21
3.3 Limitazioni sulla snellezza minima	22
3.4 Fasi caratterizzanti l'approccio proposto	25
4 PROGETTO DI EDIFICI CON X-CBF: CASI DI STUDIO ..	27
4.1 Il parametro Y	29
4.2 Strategie progettuali	30
4.3 Parametri di progetto	31
4.3.1 Analisi dei carichi verticali	31
4.3.2 Analisi dei carichi orizzontali	32

4.4	dimensionamento per carichi verticali.....	35
4.4.1	Progetto di travi e colonne per carichi verticali.....	35
4.5	Progetto e verifica per azioni sismiche	36
4.5.1	Verifica delle diagonali delle mensole di controvento.....	36
4.5.2	Verifica delle travi delle mensole di controvento.....	37
4.5.3	Verifica delle colonne delle mensole di controvento	37
4.6	Confronto tra le soluzioni progettate	37
4.6.1	Edifici a 3 piani (3St. M6 – 3St. M9) – D1.....	38
4.6.1	Edifici a 6 piani (6St. M6 – 6St. M9) – D1.....	39
4.6.2	Edifici a 9 piani (9St. M6 – 9St. M9) – D1.....	42
4.6.3	Edifici a 3 piani (3St. M6 – 3St. M9) – D2,D3,D4,D5.....	44
4.6.1	Edifici a 6 piani (6St. M6 – 6St. M9) – D2,D3,D4,D5.....	52
4.6.2	Edifici a 9 piani (9St. M6 – 9St. M9) – D2,D3,D4,D5.....	60
4.7	Conclusioni e osservazioni	67
5	ANALISI STATICA NON LINEARE	69
5.1	Modellazione della mensola di controvento	69
5.1.1	Modellazione delle diagonali.....	70
5.1.2	Modellazione di travi e colonne.....	79
5.1.3	Effetti del II ordine	79
5.2	Risultati analisi pushover	80
5.2.1	Edifici a 3 piani (3St. M6 – 3St. M9) – D1.....	82
5.2.1	Edifici a 6 piani (6St. M6 – 6St. M9) – D1.....	94
6	OSSERVAZIONI SUI RISULTATI OTTENUTI	99
6.1	Influenza variabilità della maglia strutturale: M6 vs M9.....	99
6.2	Influenza del numero di piani.	108
6.3	Influenza del parametro Y	109
6.4	Influenza della strategia progettuale	117
6.4.1	I vantaggi dei profili tubolari	123
7	ANALISI DINAMICHE NON LINEARI.....	125
7.1	Definizione dei parametri di analisi	125
7.2	Comportamento ciclico del controvento.....	126
7.3	Risultati analisi.....	129
7.3.1	Edifici a 3 piani	129
7.3.2	Edifici a 6 piani	135
7.3.3	Breve osservazione sui risultati ottenuti	138

8 I CONTROVENTI AD INSTABILITÀ IMPEDITA.....	139
8.1 Stato dell'arte nella progettazione di brb.....	139
8.1.1 Tecnologia costruttiva.....	140
8.2 Modellazione di diagonali brb	144
8.2.1 Modellazione secondo FEMA 450/AISC 314	144
8.2.2 Modelli proposti in letteratura	147
8.2.3 Confronto modellazioni.....	149
8.3 Modello strutturale utilizzato	151
8.4 Progetto di edifici con brb: casi di studio	154
8.4.1 Parametro Y per edifici con BRB	155
8.5 Parametri di progetto	156
8.6 Dimensionamento per carichi orizzontali.....	157
8.7 Risultati progettazione casi di studio.....	158
9 CONFRONTO X-CBF - BRB	159
9.1 Confronto peso strutturale:	159
9.2 Confronto comportamento non lineare:	162
10 Conclusioni	171
BIBLIOGRAFIA:	177
A. APPENDICE 1: DIMENSIONAMENTO PER C.V.	183
B. APPENDICE 2: X-CBF -PROGETTO E VERIFICA PER AZIONI	
SISMICHE.....	187
C. APPENDICE 3: BRB - DIMENSIONAMENTO PER CARICHI	
ORIZZONTALI	217

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1 Meccanismi di collasso per telai sismo-resistenti: (a) meccanismo globale; (b) meccanismo di piano	4
Figura 1.2 Configurazioni tipiche delle strutture reticolari a controventi concentrici.....	6
Figura 1.3 Configurazioni tipiche delle strutture reticolari a controventi concentrici.....	7
Figura 1.4 Confronto comportamento BRB vs CBF (http://starseismic.eu/images/brbf.png).....	8
Figura 2.1 Schema di calcolo: (a) Tension only T/O; (b) Tension compression T/C	11
Figura 2.2 Edificio oggetto di studio, dimensioni globali e differente numero di controventi in pianta. (a) 6 CBF, (b) 4 CBF, (c) 3 CBF, (d) 2 CBF.....	12
Figura 2.3 Confronto in termini di peso delle soluzioni progettate.....	13
Figura 2.4 Confronto in termini di sezioni degli elementi strutturali e del criterio governante la progettazione per le diverse soluzioni.....	13
Figura 2.5 (sopra) confronto domanda-capacità per profili HE; (sotto) snellezza adimensionale per profili HE	16
Figura 3.1 Schema di riferimento.....	18
Figura 3.2 Richiesta di deformazione plastica nelle diagonali al variare del numero di diagonali snervate.....	20
Figura 3.3 Fattore χ per differenti curve di instabilità al variare della snellezza adimensionale.....	24
Figura 3.4 Schema per la valutazione del fattore ξ	24
Figura 4.1 Edifici caso di studio, numero di piani: (a) maglia strutturale 9x9, (b) maglia strutturale 6x6	27
Figura 4.2 Edifici caso di studio: (a) maglia strutturale 6x6, (b) maglia strutturale 9x9.....	28
Figura 4.3 Esempio di distribuzione dei X-CBF e valutazione del parametro Y per il caso di maglia strutturale 6x6 (a) e 9x9 (b)	30
Figura 4.4 Spettri di risposta.....	34
Figura 4.5 Modello di calcolo per tutti e tre gli approcci.....	36

Figura 4.6 Confronto edifici 3St.M6 (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF	40
Figura 4.7 Confronto edifici 3St.M9 (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF	40
Figura 4.8 Confronto sovrarresistenza edifici 3St.M6 (a) EC8; (b) P.A. ..	40
Figura 4.9 Confronto sovrarresistenza edifici 3St.M9 (a) EC8; (b) P.A. ..	40
Figura 4.10 Confronto edifici 6St.M6 (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF	41
Figura 4.11 Confronto edifici 6St.M9 (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF	41
Figura 4.12 Confronto sovrarresistenza edifici 6St.M6 (a) EC8; (b) P.A.	41
Figura 4.13 Confronto sovrarresistenza edifici 6St.M9 (a) EC8; (b) P.A.	41
Figura 4.14 Confronto edifici 9St.M6 (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF	43
Figura 4.15 Confronto edifici 9St.M9 (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF	43
Figura 4.16 Confronto sovrarresistenza edifici 6St.M6 (a) EC8; (b) P.A.	43
Figura 4.17 Confronto sovrarresistenza edifici 6St. (a) EC8; (b) P.A.	43
Figura 4.18 Edifici 3St.M6 D2: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF	47
Figura 4.19 Edifici 3St.M9 D2: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF	47
Figura 4.20 Confronto sovrarresistenza edifici 3St.M6 D2 (a) EC8; (b) P.A.	47
Figura 4.21 Confronto sovrarresistenza edifici 3St.M9 D2 (a) EC8; (b) P.A.	47
Figura 4.22 Edifici 3St.M6 D3: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF	48
Figura 4.23 Edifici 3St.M9 D3: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF	48
Figura 4.24 Confronto sovrarresistenza edifici 3St.M6 .D3 (a) EC8; (b) P.A.	48
Figura 4.25 Confronto sovrarresistenza edifici 3St.M6 D3 (a) EC8; (b) P.A.	48
Figura 4.26 Edifici 3St.M6 D4: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF	49
Figura 4.27 Edifici 3St.M9 D4: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF	49

Figura 4.28 Confronto sovrarresistenza edifici 3St.M9 D4 (a) EC8; (b) P.A.....	49
Figura 4.29 Confronto sovrarresistenza edifici 3St.M9 D4 (a) EC8; (b) P.A.....	49
Figura 4.30 Edifici 3St.M6 D5: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF.....	50
Figura 4.31 Edifici 3St.M9 D5: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF.....	50
Figura 4.32 Confronto sovrarresistenza edifici 3St.M6 D5 (a) EC8; (b) P.A.....	50
Figura 4.33 Confronto sovrarresistenza edifici 3St.M9 D5 (a) EC8; (b) P.A.....	50
Figura 4.34 Edifici 6St.M9 D2: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF.....	55
Figura 4.35 Edifici 6St.M9 D2: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF.....	55
Figura 4.36 Confronto sovrarresistenza edifici 6St.M6 D2 (a) EC8; (b) P.A.....	55
Figura 4.37 Confronto sovrarresistenza edifici 6St.M9 D2 (a) EC8; (b) P.A.....	55
Figura 4.38 Edifici 6St.M6 D3: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF.....	56
Figura 4.39 Edifici 6St.M9 D3: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF.....	56
Figura 4.40 Confronto sovrarresistenza edifici 6St.M6 D3 (a) EC8; (b) P.A.....	56
Figura 4.41 Confronto sovrarresistenza edifici 6St.M9 D3 (a) EC8; (b) P.A.....	56
Figura 4.42 Edifici 6St.M6 D4: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF.....	57
Figura 4.43 Edifici 6St.M9 D4: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF.....	57
Figura 4.44 Confronto sovrarresistenza edifici 6St.M6 D4 (a) EC8; (b) P.A.....	57
Figura 4.45 Confronto sovrarresistenza edifici 6St.M9 D4 (a) EC8; (b) P.A.....	57
Figura 4.46 Edifici 6St.M6 D5: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF.....	58

Figura 4.47 Edifici 6St.M9 D5: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF	58
Figura 4.48 Confronto sovrarresistenza edifici 6St.M6 D5 (a) EC8; (b) P.A.	58
Figura 4.49 Confronto sovrarresistenza edifici 6St.M9 D5 (a) EC8; (b) P.A.	58
Figura 4.50 Edifici 9St.M6 D2: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF	62
Figura 4.51 Edifici 9St.M9 D2: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF	62
Figura 4.52 Confronto sovrarresistenza edifici 9St.M6 D2 (a) EC8; (b) P.A.	62
Figura 4.53 Confronto sovrarresistenza edifici 9St.M9 D2 (a) EC8; (b) P.A.	62
Figura 4.54 Edifici 9St.M6 D3: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF	63
Figura 4.55 Edifici 9St.M9 D3: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF	63
Figura 4.56 Confronto sovrarresistenza edifici 9St.M6 D3 (a) EC8; (b) P.A.	63
Figura 4.57 Confronto sovrarresistenza edifici 9St.M9 D3 (a) EC8; (b) P.A.	63
Figura 4.58 Edifici 9St.M6 D4: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF	64
Figura 4.59 Edifici 9St.M9 D4: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF	64
Figura 4.60 Confronto sovrarresistenza edifici 9St.M6 D4 (a) EC8; (b) P.A.	64
Figura 4.61 Confronto sovrarresistenza edifici 9St.M9 D4 (a) EC8; (b) P.A.	64
Figura 4.62 Edifici 9St.D5 M6: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF	65
Figura 4.63 Edifici 9St.D5 M9: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF	65
Figura 4.64 Confronto sovrarresistenza edifici 9St. M6 D5 (a) EC8; (b) P.A.	65
Figura 4.65 Confronto sovrarresistenza edifici 9St. M9 D5 (a) EC8; (b) P.A.	65
Figura 5.1 Curva forza spostamento per un'asta in trazione.....	70

Figura 5.2 Modello non lineare di calcolo per diagonale compressa.....	71
Figura 5.3 Curva forza-spostamento in compressione per profilo HEB160	72
Figura 5.4 Curva forza-spostamento per elemento NLink	72
Figura 5.5 Modellazione ASCE/FEMA356	74
Figura 5.6 Confronto tra modellazione proposta e risultati sperimentali: (a) 4x4x1/2; (b) 6x6x1/2; (c) 8x8x1/2.....	75
Figura 5.7 Confronto tra modellazioni per diagonale in compressione..	77
Figura 5.8 Confronto FEMA vs modellazione proposta	78
Figura 5.9 Modello per la valutazione degli effetti del II ordine	80
Figura 5.10 3 St.M6 Y3: (a) curva pushover; (b) curva pushover adimensionalizzata.....	84
Figura 5.11 3 St.M6 Y3: plasticizzazione/buckling diagonali: (a) EC8; (b) P.A.....	84
Figura 5.12 3 St.M6 Y3: (a) DCF al collasso; (b) spostamenti laterali al collasso	84
Figura 5.13 3 St.M6 Y4.5: (a) curva pushover; (b) curva pushover adimensionalizzata.....	85
Figura 5.14 3 St.M6 Y4.5: plasticizzazione/buckling diagonali: (a) EC8; (b) P.A.	85
Figura 5.15 3 St.M6 Y4.5: (a) DCF al collasso; (b) spostamenti laterali al collasso	85
Figura 5.16 3 St.M6 Y6.75: (a) curva pushover; (b) curva pushover adimensionalizzata.....	86
Figura 5.17 3 St.M6 Y6.75: plasticizzazione/buckling diagonali: (a) EC8; (b) P.A.	86
Figura 5.18 3 St.M6 Y6.75: (a) DCF al collasso; (b) spostamenti laterali al collasso	86
Figura 5.19 3 St.M6 Y9: (a) curva pushover; (b) curva pushover adimensionalizzata.....	87
Figura 5.20 3 St.M6 Y9: plasticizzazione/buckling diagonali: (a) EC8; (b) P.A.....	87
Figura 5.21 3 St.M6 Y9: (a) DCF al collasso; (b) spostamenti laterali al collasso	87
Figura 5.22 3 St.M6 Y13.5: (a) curva pushover; (b) curva pushover adimensionalizzata.....	88
Figura 5.23 3 St.M6 Y13.5: plasticizzazione/buckling diagonali: (a) EC8; (b) P.A.	88

Figura 5.24 3 St.M6 Y13.5: (a) DCF al collasso; (b) spostamenti laterali al collasso.....	88
Figura 5.25 3 St.M9 Y2: (a) curva pushover; (b) curva pushover adimensionalizzata.....	89
Figura 5.26 3 St.M9 Y2: plasticizzazione/buckling diagonali: (a) EC8; (b) P.A.....	89
Figura 5.27 3 St.M9 Y2: (a) DCF al collasso; (b) spostamenti laterali al collasso.....	89
Figura 5.28 3 St.M9 Y3: (a) curva pushover; (b) curva pushover adimensionalizzata.....	90
Figura 5.29 3 St.M9 Y3: plasticizzazione/buckling diagonali: (a) EC8; (b) P.A.....	90
Figura 5.30 3 St.M9 Y3: (a) DCF al collasso; (b) spostamenti laterali al collasso.....	90
Figura 5.31 3 St.M9 Y4: (a) curva pushover; (b) curva pushover adimensionalizzata.....	91
Figura 5.32 3 St.M9 Y4: plasticizzazione/buckling diagonali: (a) EC8; (b) P.A.....	91
Figura 5.33 3 St.M9 Y4: (a) DCF al collasso; (b) spostamenti laterali al collasso.....	91
Figura 5.34 3 St.M9 Y6: (a) curva pushover; (b) curva pushover adimensionalizzata.....	92
Figura 5.35 3 St M9 Y6: plasticizzazione/buckling diagonali: (a) EC8; (b) P.A.....	92
Figura 5.36 3 St.M9 Y6: (a) DCF al collasso; (b) spostamenti laterali al collasso.....	92
Figura 5.37 3 St.M9 Y12: (a) curva pushover; (b) curva pushover adimensionalizzata.....	93
Figura 5.38 3 St. M9 Y12: plasticizzazione/buckling diagonali: (a) EC8; (b) P.A.....	93
Figura 5.39 3 St. M9 Y12: (a) DCF al collasso; (b) spostamenti laterali al collasso.....	93
Figura 5.40 6 St.M6 Y2: (a) curva pushover; (b) curva pushover adimensionalizzata.....	95
Figura 5.41 6 St.M9 Y2: plasticizzazione/buckling diagonali: (a) EC8; (b) P.A.....	95
Figura 5.42 6 St.M9 Y2: (a) DCF al collasso; (b) spostamenti laterali al collasso.....	95

Figura 5.43 6 St.M6 Y3: (a) curva pushover; (b) curva pushover adimensionalizzata.....	96
Figura 5.44 6 St.M9 Y3: plasticizzazione/buckling diagonali: (a) EC8; (b) P.A.....	96
Figura 5.45 6 St.M9 Y3: (a) DCF al collasso; (b) spostamenti laterali al collasso	96
Figura 5.46 6 St.M6 Y6: (a) curva pushover; (b) curva pushover adimensionalizzata.....	97
Figura 5.47 6 St.M9 Y6: plasticizzazione/buckling diagonali: (a) EC8; (b) P.A.....	97
Figura 5.48 6 St.M9 Y3: (a) DCF al collasso; (b) interstory drift al collasso	97
Figura 6.1 Edifici 3 St.: Peso LLRS (a) D1, (b) D1, (c) D3, (d) D4, (e) D5	101
Figura 6.2 Edifici 6 St.: Peso LLRS (a) D1, (b) D1, (c) D3, (d) D4, (e) D5	102
Figura 6.3 Edifici 9 St.: Peso LLRS (a) D1, (b) D5	103
Figura 6.4 Edifici 3 St.: Fattori di sovreresistenza (a) D1, (b) D1, (c) D3, (d) D4, (e) D5.....	105
Figura 6.5 Edifici 6 St.: Fattori di sovreresistenza (a) D1, (b) D1, (c) D3, (d) D4, (e) D5.....	106
Figura 6.6 Edifici 3 St.: Sovreresistenza globale (a) D1, (b) D1, (c) D3, (d) D4, (e) D5.....	107
Figura 6.7 Edifici 6 St.: Sovreresistenza globale (a) D1, (d) D4, (e) D5	108
Figura 6.8 Edifici 3 StM6 EC8.: Pushover adimensionalizzata (a) Y3, (b) Y4.5, (c) Y6.75, (d) Y9, (e) Y13.5.....	111
Figura 6.9 Edifici 3 StM6 P.A: Pushover adimensionalizzata (a) Y3, (b) Y4.5, (c) Y6.75, (d) Y9, (e) Y13.5.....	112
Figura 6.10 Edifici 3 StM9 EC8: Pushover adimensionalizzata (a) Y2, (b) Y3, (c) Y4, (d) Y6, (e) Y12	113
Figura 6.11 Edifici 3 StM9 P.A: Pushover adimensionalizzata (a) Y2, (b) Y3, (c) Y4, (d) Y6, (e) Y12	114
Figura 6.12 Edifici 6 StM6 EC8: Pushover adimensionalizzata (a) Y3, (b) Y4.5.....	115
Figura 6.13 Edifici 6 StM6 P.A.: Pushover adimensionalizzata (a) Y3, (b) Y4.5.....	115
Figura 6.14 Edifici 6 StM9 EC8: Pushover adimensionalizzata (a) Y2, (b) Y3, (c) Y4, (d) Y6	116

Figura 6.15 Edifici 6 StM9 P.A.: Pushover adimensionalizzata (a) Y2, (b) Y3, (c) Y4, (d) Y6.....	117
Figura 6.16 Edifici 3 StM6 EC8: Pushover adimensionalizzata (a) D1, (b) D2, (c) D3, (d) D4, (e) D5.....	118
Figura 6.17 Edifici 3 StM6 P.A.: Pushover adimensionalizzata (a) D1, (b) D2, (c) D3, (d) D4, (e) D5.....	119
Figura 6.18 Edifici 3 StM9 EC8: Pushover adimensionalizzata (a) D1, (b) D2, (c) D3, (d) D4, (e) D5	120
Figura 6.19 Edifici 3 StM9 P.A.: Pushover adimensionalizzata (a) D1, (b) D2, (c) D3, (d) D4, (e) D5.....	121
Figura 6.20 Edifici 6 StM6 EC8: Pushover adimensionalizzata (a) D4, (b) D5.....	122
Figura 6.21 Edifici 6 StM6 P.A.: Pushover adimensionalizzata (a) D4, (b) D5.....	122
Figura 6.22 Edifici 6 StM9 EC8: Pushover adimensionalizzata (a) D4, (b) D5.....	123
Figura 6.23 Edifici 6 StM9 P.A.: Pushover adimensionalizzata (a) D4, (b) D5.....	123
Figura 6.24 Snellezza adimensionale per profili tubolari	124
Figura 7.1 Comportamento isteretico di diagonali soggette a carichi ciclici	127
Figura 7.2 Comportamento ciclico del controvento.....	128
Figura 7.3 Spettri 20 accelerogrammi utilizzati	128
Figura 7.4 Confronto spettro medio accelerogrammi con EC8	129
Figura 7.5 3 St.M9 Y2: (a) spostamenti interpiano.....	131
Figura 7.6 3 St.M9 Y2 richiesta duttilità diagonali tese: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni.....	131
Figura 7.7 3 St.M9 Y2 richiesta duttilità normalizzata: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni	131
Figura 7.8 3 St.M9 Y2 Richiesta resistenza a flessione colonna: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni	131
Figura 7.9 3 St.M9 Y2 Richiesta resistenza a compressione colonna: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni.....	131
Figura 7.10 3 St.M9 Y6: (a) spostamenti interpiano	132
Figura 7.11 3 St.M9 Y6 richiesta duttilità diagonali tese: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni	132
Figura 7.12 3 St.M9 Y6 richiesta duttilità normalizzata: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni.....	132

Figura 7.13 3 St.M9 Y6 Richiesta resistenza a flessione colonna: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni	132
Figura 7.14 3 St.M9 Y6 Richiesta resistenza a compressione colonna: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni	132
Figura 7.15 3 St.M6 Y3: (a) spostamenti interpiano	133
Figura 7.16 3 St.M6 Y3 richiesta duttilità diagonali tese: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni.....	133
Figura 7.17 3 St.M6 Y3 richiesta duttilità normalizzata: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni.....	133
Figura 7.18 3 St.M6 Y3 Richiesta resistenza a flessione colonna: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni	133
Figura 7.19 3 St.M6 Y3 Richiesta resistenza a compressione colonna: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni	133
Figura 7.20 3 St.M6 Y13.5: (a) spostamenti interpiano.....	134
Figura 7.21 3 St.M6 Y13.5 richiesta duttilità diagonali tese: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni.....	134
Figura 7.22 3 St.M6 Y13.5 richiesta duttilità normalizzata: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni.....	134
Figura 7.23 3 St.M6 Y13.5 Richiesta resistenza a flessione colonna: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni	134
Figura 7.24 3 St.M6 Y13.5 Richiesta resistenza a compressione colonna: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni.....	134
Figura 7.25 6 St.M9 Y2: (a) spostamenti interpiano	136
Figura 7.26 6 St.M9 Y2 richiesta duttilità diagonali tese: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni.....	136
Figura 7.27 6 St.M6 Y2 richiesta duttilità normalizzata: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni.....	136
Figura 7.28 6 St.M9 Y2 Richiesta resistenza a flessione colonna: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni	136
Figura 7.29 6 St.M9 Y2 Richiesta resistenza a compressione colonna: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni	136
Figura 7.30 6 St.M9 Y6: (a) spostamenti interpiano	137
Figura 7.31 6 St.M9 Y6 richiesta duttilità diagonali tese: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni.....	137
Figura 7.32 6 St.M6 Y6 richiesta duttilità normalizzata: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni.....	137
Figura 7.33 6 St.M9 Y6 Richiesta resistenza a flessione colonna: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni	137

Figura 7.34 6 St.M6 Y6 Richiesta resistenza a compressione colonna: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni.....	137
Figura 8.1 Tecnologie costruttive BRB.....	141
Figura 8.2 Unbonded brace.....	142
Figura 8.3 Steel core in acciaio BRB per sistema acciaio - calcestruzzo.....	143
Figura 8.4 All steel BRB.....	143
Figura 8.5 Curva forza - spostamento AISC.....	146
Figura 8.6 Curva forza - spostamento modello di Gumpart & Heger ..	147
Figura 8.7 Diagramma per la determinazione dei fattori di sovrarresistenza.....	148
Figura 8.8 Curva forza - spostamento modello di Sabina Piras.....	149
Figura 8.9 Diagramma per la determinazione dei fattori di sovrarresistenza.....	150
Figura 8.10 Modello adottato per diagonale BRB.....	151
Figura 8.11 Modello adottato per cerniera plastica BRB	152
Figura 8.12 Modello tecnologico adottato.....	152
Figura 8.13 Sezione trasversale.....	153
Figura 8.14 Modello geometrico singola mensola di controvento BRB.....	154
Figura 8.15 Edifici caso di studio: pianta.....	155
Figura 8.16 Edifici caso di studio: numero di piani	155
Figura 8.17 Esempio di distribuzione dei BRB per caso Y3	156
Figura 8.18 Schema di calcolo per BRB.....	157
Figura 9.1 Confronto pesi 3 St.M9: (a) singolo controvento (b) totale controventi.....	161
Figura 9.2 Confronto pesi 6 St.M9: (a) singolo controvento (b) totale controventi.....	161
Figura 9.3 Confronto pesi 9 St.M9: (a) singolo controvento (b) totale controventi.....	161
Figura 9.4 Curve pushover 3 St.M9 Y2: (a) EC8/PA (b) BRB.....	164
Figura 9.5 Curve pushover adimensionalizzate 3 St.M9 Y2: (a) EC8/PA (b) BRB.....	164
Figura 9.6 Curve pushover 3 St.M9 Y3: (a) EC8/PA (b) BRB.....	164
Figura 9.7 Curve pushover adimensionalizzate 3 St.M9 Y3: (a) EC8/PA (b) BRB.....	164
Figura 9.8 Curve pushover 3 St.M9 Y4: (a) EC8/PA (b) BRB.....	165
Figura 9.9 Curve pushover adimensionalizzate 3 St.M9 Y4: (a) EC8/PA (b) BRB.....	165
Figura 9.10 Curve pushover 3 St.M9 Y6: (a) EC8/PA (b) BRB	165

Figura 9.11 Curve pushover adimensionalizzate 3 St.M9 Y6: (a) EC8/PA (b) BRB.....	165
Figura 9.12 Curve pushover 3 St.M9 Y12: (a) EC8/PA (b) BRB	166
Figura 9.13 Curve pushover adimensionalizzate 3 St.M9 Y12:(a) EC8/PA (b) BRB	166
Figura 9.14 Curve pushover 6 St.M9 Y2: (a) EC8/PA (b) BRB	167
Figura 9.15 Curve pushover adimensionalizzate 6 St.M9 Y2:(a) EC8/PA (b) BRB.....	167
Figura 9.16 Curve pushover 6 St.M9 Y3: (a) EC8/PA (b) BRB	167
Figura 9.17 Curve pushover adimensionalizzate 6 St.M9 Y2:(a) EC8/PA (b) BRB.....	167
Figura 9.18 Curve pushover 6 St.M9 Y6: (a) EC8/PA (b) BRB	168
Figura 9.19 Curve pushover adimensionalizzate 6 St.M9 Y6:(a) EC8/PA (b) BRB.....	168
Figura 9.20 BRB 6 St.M9 Y4: (a) curva pushover (b) pushover adimensionalizzata.....	168
Figura 9.21 BRB 6 St.M9 Y12:(a) curva pushover (b) pushover adimensionalizzata.....	168
Figura 9.22 BRB 9 St.M9 Y2: (a) curva pushover (b) pushover adimensionalizzata.....	169
Figura 9.23 BRB 9 St.M9 Y3: (a) curva pushover (b) pushover adimensionalizzata.....	169
Figura 9.24 BRB 9 St.M9 Y4: (a) curva pushover (b) pushover adimensionalizzata.....	169
Figura 9.25 BRB 9 St.M9 Y6: (a) curva pushover (b) pushover adimensionalizzata.....	169

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 3.1 EC8 vs P.A.: Procedure progettuali a confronto	26
Tabella 4.1 Parametro Y per edifici M6 e M9	29
Tabella 4.2 Strategie progettuali	31
Tabella 4.3 Caratteristiche dei materiali	31
Tabella 4.4 Riepilogo carichi e azioni sismiche di progetto	34
Tabella 4.5 Forze sismiche globali	35
Tabella 4.6 Edifici M6: peso struttura pendolare	38
Tabella 4.7 Edifici M9: peso struttura pendolare	38
Tabella 4.8 Edifici 3St. M6: riepilogo progetti	51
Tabella 4.9 Edifici 3St. M9 riepilogo progetti	52
Tabella 4.10 Edifici 6St. M6 riepilogo progetti	59
Tabella 4.11 Edifici 6St. M9 riepilogo progetti	60
Tabella 4.12 Edifici 9St. M6 riepilogo progetti	66
Tabella 4.13 Edifici 9St. M9 riepilogo progetti	67
Tabella 5.1 Caratteristiche dei profili considerati	76
Tabella 5.2 Confronto numerico tra modellazioni per diagonale in compressione	78
Tabella 7.1 Limiti di deformabilità assiale per diagonali tese e compresse EC8 parte 3	126
Tabella 8.1 Confronto modelli	150
Tabella 8.2 Riepilogo carichi e azioni sismiche di progetto	156
Tabella 8.3 Peso singolo BRB per edifici a 3 piani	158
Tabella 8.4 Peso singolo BRB per edifici a 6 piani	158
Tabella 8.5 Peso singolo BRB per edifici a 9 piani	158
Tabella A.1 Riepilogo sezioni per c.v. – Edificio 3St.M6	184
Tabella A.2 Riepilogo sezioni per c.v. – Edificio 6St.M6	184
Tabella A.3 Riepilogo sezioni per c.v. – Edificio 9St.M6	185
Tabella A.4 Riepilogo sezioni per c.v. – Edificio 3St.M9	185
Tabella A.5 Riepilogo sezioni per c.v. – Edificio 6St.M9	186
Tabella A.6 Riepilogo sezioni per c.v. – Edificio 9St.M9	186
Tabella B.1 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y3 – D1	188
Tabella B.2 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y4.5 – D1	188
Tabella B.3 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y6.75 – D1	188

Tabella B.4 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y9 – D1	188
Tabella B.5 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y13.5 – D1	188
Tabella B.6 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y2 – D1	189
Tabella B.7 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y3 – D1	189
Tabella B.8 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y4 – D1	189
Tabella B.9 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y6 – D1	189
Tabella B.10 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y12 – D1	189
Tabella B.11 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y3 – D1.....	190
Tabella B.12 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y4.5 – D1	190
Tabella B.13 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y6.75 – D1 ..	190
Tabella B.14 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y9 – D1.....	190
Tabella B.15 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y2 – D1.....	191
Tabella B.16 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y3 – D1.....	191
Tabella B.17 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y4 – D1.....	191
Tabella B.18 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y6 – D1.....	191
Tabella B.19 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M6 – Y3 – D1.....	192
Tabella B.20 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M6 – Y4.5 – D1	192
Tabella B.21 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M9 – Y2 – D1.....	192
Tabella B.22 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M9 – Y3 – D1.....	193
Tabella B.23 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y3 – D2.....	194
Tabella B.24 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y4.5 – D2	194
Tabella B.25 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y6.75 – D2 ..	194
Tabella B.26 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y9 – D2.....	194
Tabella B.27 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y13.5 – D2 ..	194
Tabella B.28 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y2 – D2.....	195
Tabella B.29 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y3 – D2.....	195
Tabella B.30 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y4 – D2.....	195
Tabella B.31 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y6 – D2.....	195
Tabella B.32 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y12 – D2	195
Tabella B.33 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y3 – D2.....	196
Tabella B.34 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y4.5 – D2	196
Tabella B.35 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y6.75 – D2 ..	196
Tabella B.36 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y2 – D2.....	196
Tabella B.37 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y3 – D2.....	197
Tabella B.38 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y4, Y6, Y12 – D2.....	197
Tabella B.39 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M6 – Y3 – D2.....	197
Tabella B.40 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M9 – Y2 – D2.....	198
Tabella B.41 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M9 – Y3 – D2.....	198

Tabella B.42 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y3 – D3.....	199
Tabella B.43 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y4.5 – D3.....	199
Tabella B.44 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y6.75 – D3...199	
Tabella B.45 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y9 – D3.....	199
Tabella B.46 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y13.5 – D3...199	
Tabella B.47 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y2 – D3.....	200
Tabella B.48 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y3 – D3.....	200
Tabella B.49 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y4 – D3.....	200
Tabella B.50 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y6 – D3.....	200
Tabella B.51 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y12 – D3.....	200
Tabella B.52 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y3 – D3.....	201
Tabella B.53 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y4.5 – D3.....	201
Tabella B.54 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y6.75 – D3...201	
Tabella B.55 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y9 – D3.....	201
Tabella B.56 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y2 – D3.....	202
Tabella B.57 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y3 – D3.....	202
Tabella B.58 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y4 – D3.....	202
Tabella B.59 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M6 – Y3 – D3.....	203
Tabella B.60 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M6 – Y4.5 – D3.....	203
Tabella B.61 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M9 – Y2 – D3.....	203
Tabella B.62 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M9 – Y3 – D3.....	204
Tabella B.63 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y3 – D4.....	205
Tabella B.64 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y4.5 – D4.....	205
Tabella B.65 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y6.75 – D4...205	
Tabella B.66 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y9 – D4.....	205
Tabella B.67 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y13.5 – D4...205	
Tabella B.68 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y2 – D4.....	206
Tabella B.69 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y3 – D4.....	206
Tabella B.70 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y4 – D4.....	206
Tabella B.71 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y6 – D4.....	206
Tabella B.72 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y12 – D4.....	206
Tabella B.73 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y3 – D4.....	207
Tabella B.74 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y4.5 – D4.....	207
Tabella B.75 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y6.75 – D4...207	
Tabella B.76 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y2 – D4.....	208
Tabella B.77 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y3 – D4.....	208
Tabella B.78 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y4 – D4.....	208
Tabella B.79 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y6, – D4.....	208
Tabella B.80 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M6 – Y3 – D4.....	209

Tabella B.81 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M6 – Y4.5 – D4	209
Tabella B.82 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M9 – Y2 – D4.....	209
Tabella B.83 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M9 – Y3 – D4.....	210
Tabella B.84 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y3 – D5.....	211
Tabella B.85 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y4.5 – D5	211
Tabella B.86 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y6.75 – D5 ..	211
Tabella B.87 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y9 – D5.....	211
Tabella B.88 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y2 – D5.....	212
Tabella B.89 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y3 – D5.....	212
Tabella B.90 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y4 – D5.....	212
Tabella B.91 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y6 – D5.....	212
Tabella B.92 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y12 – D5	212
Tabella B.93 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y3 – D5.....	213
Tabella B.94 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y4.5 – D5	213
Tabella B.95 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y6.75 – D5 ..	213
Tabella B.96 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y9 – D5.....	213
Tabella B.97 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y2 – D5.....	214
Tabella B.98 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y3 – D5.....	214
Tabella B.99 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y4 – D5.....	214
Tabella B.100 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y6, – D5	215
Tabella B.101 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M6 – Y3 – D5	215
Tabella B.102 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M6 – Y4.5 – D5 ..	215
Tabella B.103 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M9 – Y2 – D5	216
Tabella B.104 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M9 – Y3 – D5	216
Tabella C.1 Sezioni degli elementi strutturali BRB 3St.M9 – Y2	218
Tabella C.2 Sezioni degli elementi strutturali BRB 3St.M9 – Y3	218
Tabella C.3 Sezioni degli elementi strutturali BRB 3St.M9 – Y4	218
Tabella C.4 Sezioni degli elementi strutturali BRB 3St.M9 – Y6	218
Tabella C.5 Sezioni degli elementi strutturali BRB 3St.M9 – Y12	218
Tabella C.6 Sezioni degli elementi strutturali BRB 6St.M9 – Y2	219
Tabella C.7 Sezioni degli elementi strutturali BRB 6St.M9 – Y3	219
Tabella C.8 Sezioni degli elementi strutturali BRB 6St.M9 – Y4	219
Tabella C.9 Sezioni degli elementi strutturali BRB 6St.M9 – Y6	219
Tabella C.10 Sezioni degli elementi strutturali BRB 6St.M9 – Y12.....	220
Tabella C.11 Sezioni degli elementi strutturali BRB 9St.M9 – Y2.....	220
Tabella C.12 Sezioni degli elementi strutturali BRB 9St.M9 – Y3.....	220
Tabella C.13 Sezioni degli elementi strutturali BRB 9St.M9 – Y4.....	221
Tabella C.14 Sezioni degli elementi strutturali BRB 9St.M9 – Y6.....	221

SOMMARIO

Il presente lavoro di tesi ha come principale obiettivo quello di analizzare e successivamente valutare gli effetti dell'applicazione del "capacity design" (attuale filosofia progettuale antisismica delle strutture) ai controventi concentrici ad X (XCBF). Sulla base delle criticità emerse dall'analisi delle indicazioni normative contenute nella norma europea UNI EN 1998 – "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica" (EC8) è stata sviluppata una metodologia progettuale alternativa (di seguito chiamata Approccio proposto P.A.), che, pur modificando lievemente alcune prescrizioni progettuali imposte dall'EC8, ovvero le limitazioni sui valori della snellezza adimensionale delle diagonali e del fattore di sovrarresistenza delle diagonali, preserva le caratteristiche di resistenza e duttilità derivanti dall'applicazione delle regole del "capacity design".

Al fine di valutare le prestazioni sismiche delle strutture progettate secondo l'approccio proposto (P.A.) e confrontarle con quelle ottenibili con l'applicazione dell'EC8, sono stati esaminati 450 differenti casi di studio ottenuti mediante variazione parametrica di: maglia strutturale, numero di piani, numero di controventi disposti in pianta, tipologie di sezioni, caratteristiche meccaniche dell'acciaio. Il comportamento sismico di tutte le strutture così progettate (sia approccio EC8 che P.A.) è stato esaminato in campo non lineare mediante analisi statiche e dinamiche.

I risultati di tale confronto, espressi mediante diversi parametri di prestazione strutturale, quali peso, fattori di sovrarresistenza, sovrarresistenza globale, domanda/capacità di duttilità locale e globale, dimostrano che l'approccio proposto consente: (a) di ridurre la sovrarresistenza globale non necessaria derivante dall'applicazione del capacity design secondo l'EC8; (b) di conseguire una ottimizzazione della progettazione strutturale; (c) di assicurare una buona duttilità locale e globale del controvento; (d) di avere una maggiore "flessibilità" nella progettazione.

Infine, i risultati progettuali ottenuti applicando la procedura proposta ed il capacity design secondo l' EC8 sono stati confrontati, da un punto di vista prestazionale ed economico, con i risultati ottenuti sostituendo ai tradizionali controventi ad X dispositivi ad instabilità impedita (BRB). Le soluzioni con BRB, da un punto di vista prestazionale, consentono maggiori capacità dissipative (plasticizzazione pressoché contemporanea dei controventi) e, da un punto di vista economico, portano a risultati paragonabili all'uso di controventi tradizionali.

ABSTRACT

The aim of this thesis work is to analyze and then evaluate the application of capacity design (method of seismic design of structures proposed by the more advanced design codes) to X Concentric Braced Frames (XCBF) design. On the basis of the critical issues carried out from the analysis of the European Seismic Code UNI EN 1998 – “Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance” (EC8) a new design method (called Proposed Approach P.A) has been developed. This approach lead to preserve the features of strength and ductility due to the capacity design rules even though it slightly modifies the design provisions imposed by EC8, i.e. the restrictions on the non-dimensional slenderness of diagonals and the overstrength factor.

In order to evaluate the seismic performances of the structures designed by P.A. and to compare them with the ones obtained by the application of EC8 rules, 450 different cases of study have been developed. Such parametric design has been carried out by varying: structural grid, number of stories, number of braces arranged in plane, types of sections and structural steel grade. The seismic behavior of the designed structures has been evaluated by means of non-linear static and dynamic analysis.

The results of this comparison, proposed by means of several parameters of structural performances, such as weight, overstrength factors, global overstrength, demand/capacity of local and global ductility, show that the proposed approach leads to: (a) reduce the unnecessary global overstrength due to the application of EC8 design rules; (b) obtain an optimized structural design; (c) ensure a good local and global ductility of braces; (d) have a greater “flexibility” in the design process.

In the last part of the thesis, the results of the P.A. and EC8 designs have been compared, from a performance and economical point of view, with the ones obtained by replacing the traditional X braced members by Buckling Restrained Braces (BRB). The BRB solutions, from a performance point of view, lead to a better dissipative behavior (yielding of the bracings roughly simultaneously) and, from an economical point

of view, allows to have results comparable to the use of traditional bracings.

RINGRAZIAMENTI

Desidero innanzitutto ringraziare la Prof.ssa Elena Mele e il Prof. Antonello De Luca per avermi dato la possibilità di entrare a far parte della loro “famiglia universitaria” e di svolgere sotto la loro guida il lavoro di ricerca. Grazie per aver creduto nelle mie capacità e potenzialità, facendomi sentire parte importante del gruppo. Alla Prof. Mele va un ulteriore ringraziamento per il grande affetto e la squisita disponibilità mostrata ogni giorno.

Un grazie all’amico co-tutor Giuseppe Brandonisio sempre disponibile per suggerimenti e consigli.

Ringrazio Giuseppe Lucibello per aver risolto, a qualsiasi ora del giorno e della notte, i miei dubbi e soprattutto per aver rallegrato sempre con la sua simpatia e il suo sorriso le lunghe giornate in dipartimento.

Un grazie di cuore all’amico e collega GianMaria Montuori per l’aiuto fornito durante questo ultimo anno di dottorato e per aver reso meno faticose le giornate di lavoro.

Grazie a Tayyab Naqash, ragazzo di immensa disponibilità, per aver contribuito con i suoi suggerimenti e consigli alla stesura di questa tesi.

Grazie all’Ing. Melina Bosco e al Prof. Edoardo Marino dell’Università di Catania, ai colleghi di dipartimento Gianluca Sarracco, Tony De Lucia, Vincenzo Macillo, Roberta Fonti, Carmine Castaldo, Giuseppe Brando e agli amici Leo Pisa e Ilaria Petroli.

Grazie alla mia famiglia, per aver sempre creduto in questo mio obiettivo e per avermi supportato e appoggiato in ogni mia scelta e decisione.

Infine, grazie alla mia ragazza, Anita Guglietta, per aver contribuito con i suoi suggerimenti, con i suoi consigli, con il suo sapere e soprattutto sacrificando il poco tempo libero a sua disposizione, alla scrittura di questo importante lavoro di tesi.

Napoli, 01 Aprile 2013.

Maurizio Toreno

ABOUT THE AUTHOR

Maurizio Toreno: Nato il 11/11/1984 ha conseguito *cum laude* la Laurea specialistica in Ingegneria Edile presso l'Università degli Studi di Napoli Federico II il 21/10/2009. Vincitore nel Gennaio del 2010 del concorso di ammissione al XXV ciclo del dottorato in Ingegneria delle Costruzioni – indirizzo analisi e progettazione strutturale. Nel triennio del dottorato 2010-2013 ha svolto attività di ricerca nell'ambito delle costruzioni in acciaio con struttura tradizionale (strutture controventate) e strutture “non convenzionali” (strutture diagrid e free form). Ad oggi è autore di oltre 10 pubblicazioni sull'argomento e correlatore di numerose tesi di Laurea specialistica. Componente del gruppo di ricerca del Prof. Antonello De Luca e della Prof.ssa Elena Mele nell'ambito del progetto Reluis 2.3.2. Revisore per la rivista internazionale “The structural design of tall and special buildings” – Wiley

Maurizio Toreno: Born on November the 11th, 1984 he earned the MSc in Building Engineering at the University of Naples “Federico II” on October the 21, 2009. He won on January 2010 the competition for admission to the XXV cycle of the Ph.D. in Construction Engineering – on structural analysis and design. During the three years of Ph.D. (2010-2013) he has carried out researches in the field of steel construction with traditional structures (braced structures) and "unconventional" structures (diagrid structures and free form). He has been the author of over 10 publications on this subject and the supervisor of many thesis Degree. He is a member of the research group of Prof. Antonello De Luca and Prof. Elena Mele for the project Reluis 2.3.2 He is the Reviewer for the international journal "The structural design of tall and special buildings" – Wiley.

1 INTRODUZIONE

Gli eventi sismici, verificatisi in Italia e nel resto del mondo (in particolare USA e Giappone) nell'ultimo ventennio, hanno evidenziato l'importanza di una corretta progettazione antisismica delle strutture portando all'elaborazione di nuove filosofie progettuali.

Sebbene la conoscenza delle prestazioni sismiche di una struttura in occasione di terremoti violenti necessiti di elaborate metodologie di analisi (analisi dinamiche non lineari) esse non sono diffuse nella pratica progettuale comune a causa degli elevati oneri computazionali che comportano e della loro difficoltà di esecuzione. Pertanto le normative consentono di adottare procedure semplificate di progetto capaci comunque di assicurare alla struttura adeguata resistenza e rigidezza e elevata duttilità. Quest'ultima rappresenta la capacità della struttura di dissipare l'energia sismica in ingresso e garantisce un adeguato grado di sicurezza evitando il collasso strutturale ma permettendo diffusi danni strutturali e non strutturali (deformazioni in campo plastico).

Poiché, in generale, una struttura può presentare diverse modalità di danno e collasso, al fine di avere un comportamento duttile è necessario evitare rotture fragili che danno luogo a meccanismi di collasso poco dissipativi. Ciò praticamente si traduce nell'applicazione del cosiddetto criterio di *gerarchia delle resistenze* (o capacity design come spesso citato nella letteratura tecnica americana) che, allo scopo di ottenere un meccanismo di collasso controllato della struttura, consiste nel disporre all'interno della maglia strutturale delle "zone dissipative", ovvero zone che entreranno in campo plastico durante l'evento sismico, e delle "zone non-dissipative", progettate per rimanere in campo elastico.

1.1 FILOSOFIA PROGETTUALE SISMICA ADOTTATA DALLA NORMATIVA EUROPEA: CAPACITY DESIGN

Le più moderne normative antisismiche, con particolare riferimento alla normativa europea, garantiscono un comportamento non lineare di tipo duttile delle strutture, nei confronti delle azioni sismiche, applicando la filosofia del capacity design. L'applicazione di tale filosofia progettuale implica la definizione di elementi che si plasticizzeranno durante l'evento

sismico (zone dissipative) e di elementi che rimarranno in campo elastico (zone non dissipative), questi ultimi dimensionati sulla base delle forze derivanti dagli elementi plasticizzati. Pertanto le indicazioni progettuali, specifiche per la tipologia strutturale che si intende realizzare e per il livello di duttilità prescelto per la struttura, assicurano che la resistenza delle zone dissipative sia maggiore degli effetti di azione calcolati (sufficiente resistenza della struttura), che la duttilità delle zone dissipative sia sufficiente a permettere che il meccanismo plastico globale abbia una resistenza stabile fino al verificarsi degli spostamenti imposti dal sisma e che le zone non dissipative siano progettate in modo da rimanere elastiche e stabili. Inoltre la formazione di un meccanismo plastico globale piuttosto che parziale è assicurato imponendo una sovrarresistenza omogenea delle zone dissipative.

La capacità di deformazione plastica senza perdita di resistenza è tenuta in conto tramite l'introduzione di un fattore di riduzione delle forze elastiche chiamato "*fattore di struttura q*" che consente di progettare con azioni sismiche ridotte. L'introduzione di tale fattore di struttura, dipendente dalla classe di duttilità desiderata e dalla tipologia strutturale (telai, controventi, etc...) e dalle regole di dettaglio, porta alla definizione dello "spettro di progetto" attraverso il quale determinare le azioni statiche equivalenti per il progetto o verifica di una struttura.

Il livello di duttilità richiesto inoltre, è raggiungibile attraverso adeguati requisiti di duttilità locale dei singoli elementi mediante un'appropriata concezione dei particolari costruttivi al fine di evitare crisi locali prima che avvenga l'escursione completa del comportamento in campo plastico.

E' chiaro comunque che la gerarchia delle resistenze

"is not an analysis technique but a powerful design tool....it enables the designer to tell the structure what to do and to desensitize it to the characteristics of the earthquake, which are, after all, unknown" (Paz 1994).

Nel seguito sarà presentato un breve resoconto delle comuni tipologie di strutture sismo-resistenti in acciaio. In dettaglio saranno poi analizzate le strutture di controvento concentriche e saranno discussi gli aspetti essenziali che influenzano il comportamento delle diagonali (elementi dissipativi).

1.1.1 Tipologie strutturali sismo – resistenti per edifici in acciaio

La progettazione prestazionale implementata dagli attuali codici sismici mira al soddisfacimento di due obiettivi: contenimento del danneggiamento strutturale (drift d'interpiano) in occasione di eventi sismici con periodo di ritorno paragonabile con la vita utile della struttura (stato limite di danno - SLD), e scongiura del collasso strutturale, anche a prezzo di notevoli danneggiamenti della struttura (purché le deformazioni inelastiche siano compatibili con le risorse di duttilità locale), in occasione di eventi sismici con periodo di ritorno maggiore della vita utile della struttura (stato limite di salvaguardia della vita – SLV).

Specificamente alle strutture antisismiche in acciaio tre sono le diverse tipologie strutturali che permettono di raggiungere i requisiti di performance sopra citati. Ognuna di esse presenta un differente comportamento nei confronti del sisma. In particolare i telai a nodi rigidi (*Moment Resisting Frame – MRF*) sono caratterizzati da un'elevata capacità di dissipazione energetica, i telai a controvento concentrici (*Concentrically Braced Frames – CBF*) sono contraddistinti da un'elevata rigidezza laterale e i telai a controventi eccentrici (*Eccentrically Braced Frames – EBF*) coniugano la buona capacità dissipativa delle strutture a telaio e l'elevata rigidezza delle strutture controventate. Le tre diverse tipologie strutturali sopra citate, unitamente alle strutture con controventi ad instabilità impedita (BRB), verranno esaminate maggiormente in dettaglio nei paragrafi seguenti.

1.1.1.1 Strutture intelaiate (MRF)

Un telaio a nodi rigidi (MRF) è costituito da membrature orizzontali (travi) e verticali (colonne) rigidamente connesse tra loro. Telai siffatti resistono alle azioni orizzontali principalmente attraverso la rigidezza flessionale delle membrature. L'obiettivo globale di progettazione per i telai a nodi rigidi è quello di dissipare l'energia sismica attraverso deformazioni permanenti localizzate nelle sezioni delle travi, solitamente in prossimità del collegamento trave-colonna. Ciò si realizza mediante l'applicazione della filosofia del capacity design con una soluzione che viene solitamente denominata “travi deboli-colonne forti”. Quest'ultima permette la formazione delle cerniere plastiche, oltre che nelle travi, anche alla base del telaio e alla sommità delle colonne a livello della

copertura (figura 1.1a). Il meccanismo di collasso globale che si realizza permette di: evitare meccanismi parziali del tipo “a piano debole” (figura 1.1b); sfruttare l’intera resistenza plastica della sezione (cosa che, a causa dell’interazione delle forze assiali e dei momenti, non accadrebbe se le cerniere plastiche fossero localizzate nelle colonne); evitare problemi di stabilità locale e globale della struttura (che potrebbero insorgere a causa della formazione di cerniere plastiche nelle colonne); limitare l’importanza degli effetti P- Δ . Altra caratteristica positiva è che il danneggiamento parziale di un’estremità della trave non causa necessariamente il collasso della trave stessa e, anche quando questo accade, il crollo può limitarsi ad una sola membratura; di contro, il collasso parziale di una colonna ha buone probabilità di essere deleterio per l’intera struttura.

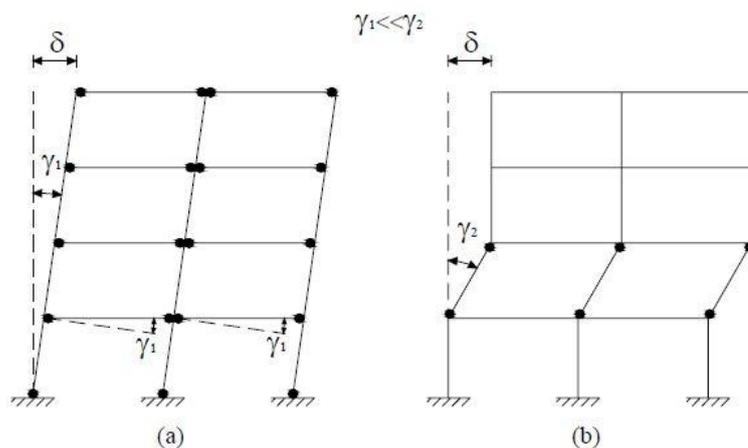


Figura 1.1 Meccanismi di collasso per telai sismo-resistenti: (a) meccanismo globale; (b) meccanismo di piano

Da un punto di vista funzionale, l'utilizzo delle strutture intelaiate è prediletto per la loro versatilità architettonica; infatti, l'assenza di elementi di controventamento, che impediscono l'apertura di vani, consente la massima flessibilità nell'utilizzo degli spazi. Per contro, la modesta rigidezza laterale dell'intera struttura conduce solitamente a progettare membrature con dimensioni condizionate dal controllo degli spostamenti laterali (drift interpiano), i quali devono essere contenuti entro le limitazioni imposte dalle indicazioni normative (stato limite di danno). Tutto ciò si traduce in strutture caratterizzate da una significativa

sovraresistenza rispetto a quella strettamente necessaria per il soddisfacimento dello stato limite ultimo.

1.1.1.2 Strutture a controventi concentrici

Le strutture a controventi reticolari concentrici, le cui diverse tipologie sono riportate in figura 1.2, resistono alle forze orizzontali principalmente attraverso un regime di sforzi assiali nelle membrature. La dissipazione di energia è affidata principalmente alla formazione di zone dissipative nelle diagonali tese. Pertanto, l'obiettivo complessivo di progettazione delle strutture a controventi concentrici mira ad ottenere un comportamento globale evitando lo snervamento o l'instabilità di travi e colonne. Le diagonali in compressione sono invece solitamente progettate per instabilizzarsi. In generale, il comportamento ciclico inelastico dei controventi concentrici è caratterizzato dal degrado della capacità di dissipazione dell'energia a causa del ripetersi dell'instabilità delle aste diagonali. Di contro, la presenza delle diagonali di controventamento conferisce alla struttura un'elevata rigidezza elastica che consente di soddisfare agevolmente le limitazioni normative sugli spostamenti laterali allo stato limite di danno.

I controventi reticolari concentrici possono essere distinti nelle seguenti categorie:

- *controventi con diagonale tesa attiva* in cui le forze orizzontali sono assorbite dalle sole diagonali tese, trascurando il contributo alla resistenza delle diagonali compresse;
- *controventi a V* in cui le forze orizzontali sono assorbite sia dalle diagonali tese che da quelle compresse; In tali strutture il vertice della V (punto di intersezione delle diagonali) giace su una membratura orizzontale che deve essere continua e sarà soggetta ad un'azione concentrata corrispondente alla risultante degli sforzi trasmessi dalle diagonali;
- *controventi a K* in cui il punto di intersezione delle diagonali giace su una colonna; Tale sistema, poiché coinvolge la colonna nel meccanismo di collasso, è considerato non dissipativo.

In genere, le strutture maggiormente utilizzate in zona sismica sono i sistemi X-CBF cioè con controventi concentrici disposti ad X.

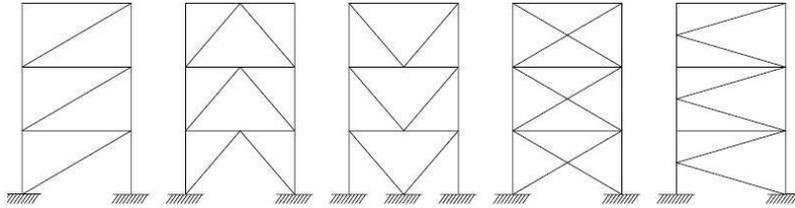


Figura 1.2 Configurazioni tipiche delle strutture reticolari a controventi concentrici

La risposta strutturale dei telai con controventi ad X soggetti ad azioni sismiche è fortemente condizionata dal comportamento degli elementi diagonali [Tremblay 2002]. Infatti, quando i controventi sono soggetti ad eventi sismici di notevole entità, le diagonali subiscono elevate deformazioni plastiche (formazione di cerniere plastiche) e fenomeni di buckling (locale e globale). La formazione delle cerniere plastiche nella diagonale comporta un graduale degrado della capacità portante della stessa. Inoltre, poiché le diagonali instabilizzate non risultano essere immediatamente attive quando la forza esterna inverte il verso, si ha un marcato effetto Baushinger ed un incremento della deformazione assiale con corrispondente snervamento delle diagonali nei cicli di carico successivi al primo [Elghazouli A.Y, 2003]. Ne consegue che la risposta globale del controvento è caratterizzata, in generale, da minore duttilità e capacità dissipativa rispetto alle strutture intelaiate. E' da sottolineare, comunque, che il comportamento sopra descritto è influenzato da numerosi fattori che riguardano sia specificamente gli elementi diagonali (snellezza, sezione trasversale, collegamenti) sia l'approccio seguito nel progetto di insieme del telaio controventato.

1.1.1.3 Strutture a controventi eccentrici

La configurazione geometrica delle strutture a controventi eccentrici, le cui diverse tipologie sono riportate in figura 1.3, è simile a quella delle strutture a controventi concentrici, ad eccezione del fatto che specifiche eccentricità nella disposizione degli elementi danno luogo a sollecitazioni di flessione e taglio. Tali strutture resistono alle forze orizzontali attraverso un regime di sforzi assiali nelle diagonali, ma la caratteristica eccentricità dello schema permette la dissipazione di energia nei traversi mediante deformazioni inelastiche di tipo flessionale e/o tagliante dei *link*, ovvero di giunzioni sismiche localizzate. In funzione della loro

lunghezza si definiscono tre tipologie di link (lungo, corto e intermedio), che si differenziano per meccanismo di snervamento e modalità di collasso. In particolare la risposta sismica è controllata dal taglio per i link corti e dalla flessione per i link lunghi. Il comportamento ciclico dei link è influenzato principalmente dalla loro lunghezza ma complessivamente i cicli di isteresi sono ampi e stabili. Ciò garantisce una notevole capacità di dissipazione dell'energia in ingresso e conferisce alla struttura un'elevata duttilità, con il conseguente soddisfacimento delle verifiche allo stato limite di collasso. D'altronde la presenza delle diagonali in posizione eccentrica conferisce una rigidità laterale tale da poter soddisfare le verifiche alla deformazione laterale. Per le motivazioni sopra esposte, i telai a controventi eccentrici possono considerarsi sistemi strutturali ibridi rispetto ai telai a nodi rigidi e ai telai controventati. Difatti, essi combinano i vantaggi dei sistemi a controventi concentrici e dei telai momento-resistenti, assicurando un'elevata rigidità elastica, buona duttilità e capacità di dissipare energia. Inoltre, da un punto di vista funzionale, questa tipologia fornisce una maggiore libertà architettonica nel posizionamento delle aperture rispetto ai controventi concentrici.

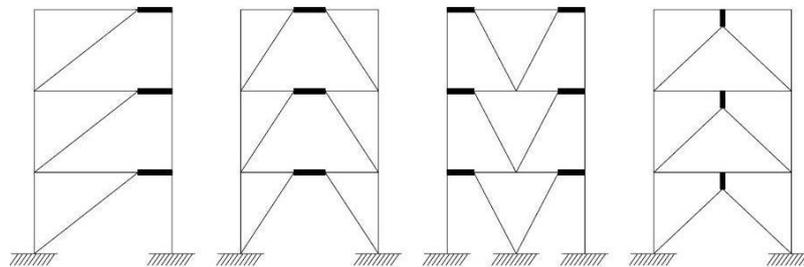


Figura 1.3 Configurazioni tipiche delle strutture reticolari a controventi concentrici

1.1.1.4 Strutture con controventi ad instabilità impedita (BRB)

Le strutture con controventi di acciaio concentrici tradizionali rappresentano un sistema ben consolidato ma presentano al contempo diverse limitazioni per l'applicazione in zona sismica. Infatti, l'instabilità globale delle aste di controvento soggette ad elevati sforzi di compressione può provocare una ridotta duttilità sotto carico ciclico. Inoltre, quando i controventi sono utilizzati nell'adeguamento sismico di

strutture esistenti si introducono elevati sforzi assiali nelle colonne; tale inconveniente è ovviamente esasperato quando la snellezza del controvento è contenuta allo scopo di limitare il degrado della resistenza del controvento compresso. I controventi ad instabilità impedita BRB, concepiti per risolvere i problemi sopra esposti, sono composti da elementi portanti progettati in modo da evitare l'instabilità in compressione e ottenere una risposta isteretica elastica- perfettamente plastica (figura 1.4). Ciò è garantito dallo snervamento, sia a trazione che a compressione dell'anima di acciaio.

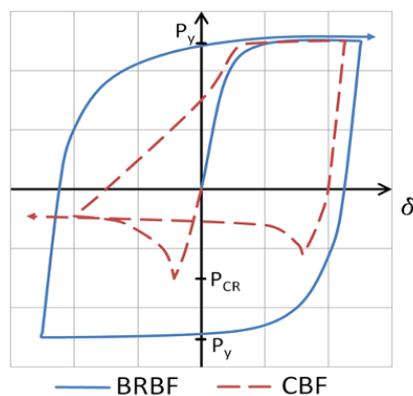


Figura 1.4 Confronto comportamento BRB vs CBF
 (<http://starseismic.eu/images/brbf.png>)

Al fine di evitare fenomeni di instabilità, sia a livello locale che globale, dell'anima interna di acciaio, nel corso degli anni sono state brevettate diverse tipologie di BRB; la più comune consiste nell'incassare l'anima di acciaio in un tubo di acciaio riempito con calcestruzzo.

In tali sistemi la diagonale ha un comportamento in compressione simile a quello in trazione e si riesce a disaccoppiare il meccanismo della resistenza assiale da quello della resistenza all'instabilità flessionale. Infatti, lo sforzo assiale è assorbito dal nucleo d'acciaio mentre l'instabilità globale è impedita dall'elemento di contenimento.

Tale tecnologia riesce da un lato a garantire alla struttura elevata resistenza, rigidità e duttilità e dall'altro, come verrà mostrato nei capitoli finali di tali tesi, consente di ridurre le non necessarie richieste di sovrarresistenza agli elementi non dissipativi derivanti dall'applicazione del capacity design alle strutture con controventi tradizionali.

2 L'APPROCCIO NORMATIVO NELLA PROGETTAZIONE DI X-CBF

Nelle recenti normative sismiche, europea ed italiana, sono state introdotte significative modifiche nei criteri di progettazione per le strutture in acciaio con tipologia a controventi concentrici. In particolare, ammettendo la possibilità di fare affidamento su un comportamento duttile e dissipativo dei controventi, come per le strutture intelaiate, le normative suggeriscono metodi di dimensionamento delle membrature e dei collegamenti dei controventi concentrici basati sul criterio di gerarchia delle resistenze, che vede quali elementi “deboli” - da sacrificare in campo plastico – esclusivamente le diagonali.

Nel presente capitolo, viene effettuato un esame critico delle indicazioni specifiche per i controventi concentrici ad X contenute nella normativa europea EC8, volto ad evidenziare gli aspetti condizionanti il dimensionamento delle membrature.

2.1 APPROCCIO DELLE NORMATIVE SISMICHE

L'approccio progettuale alla base delle attuali normative sismiche è volto ad ottenere un comportamento ultimo dei controventi concentrici di tipo duttile e dissipativo imponendo che lo snervamento delle diagonali avvenga prima del danneggiamento o della crisi delle altre membrature (travi e colonne) e dei collegamenti (criterio di gerarchia delle resistenze). Al fine di perseguire tale obiettivo, le norme generalmente forniscono procedure di progetto semplificate, basate su un'analisi elastica del controvento soggetto ad azioni sismiche ridotte tramite il fattore di struttura q , in funzione della classe di duttilità del controvento stesso. Tali procedure sono fortemente condizionate dalle limitazioni imposte alla snellezza non dimensionale delle diagonali $\bar{\lambda}$ definita come radice quadrata del rapporto tra la resistenza plastica a trazione e il carico critico euleriano,

$$\bar{\lambda} = \sqrt{N_{pl,Rd}^d / N_{cr}^d}$$

e dalle richieste di sovrarresistenza a travi, colonne e collegamenti, queste ultime inversamente proporzionali al tasso di lavoro delle diagonali stesse, tramite il cosiddetto coefficiente di sovrarresistenza Ω (tabella 1). Nel seguito viene riportata un'analisi critica di tali indicazioni evidenziando la loro influenza sul dimensionamento dei controventi.

2.1.1 Normativa Europea ed Italiana

La normativa europea (EC8) e quella italiana (NTC'08) seguono sostanzialmente la stessa procedura progettuale e contengono indicazioni di dettaglio riguardanti gli stessi parametri progettuali.

In particolare, la progettazione sismica dei controventi con configurazione ad X, volta a garantire un comportamento ultimo dissipativo, corrispondente ad un valore del fattore di struttura pari a 4, prevede:

- utilizzo di schemi a sola diagonale tesa attiva per la valutazione in campo elastico delle sollecitazioni di progetto nelle membrature del controvento; (figura 2.1a)
- limitazione sul valore della snellezza massima delle diagonali, $\bar{\lambda}$, al fine di garantire un buon livello di dissipazione sotto azioni cicliche;
- limitazione sul valore della snellezza minima delle diagonali, $\bar{\lambda}$, al fine di evitare un sovraccarico nelle colonne in corrispondenza dell'incipiente buckling della diagonale compressa, il cui contributo è trascurato nello schema con sola diagonale tesa attiva (figura 2.1)
- definizione di un coefficiente di sovrarresistenza globale Ω assunto pari al valore minimo tra tutti i fattori di sovrarresistenza Ω_i caratterizzanti le diagonali che compongono il controvento:

$$\Omega = \Omega_{\min} = \min \Omega_i$$

dove il fattore di sovrarresistenza della i -esima diagonale è definito come il rapporto tra lo sforzo normale di progetto indotto dalle azioni sismiche e la resistenza plastica della diagonale stessa, ovvero come l'inverso del tasso di lavoro della diagonale stessa:

$$\Omega_i = \left(N_{pl,Rd,i}^d / N_{Ed,i}^d \right)$$

- limitazione sulla massima differenza tra i fattori di sovrarresistenza delle diagonali di uno stesso controvento, al fine di avere una

distribuzione uniforme delle richieste di duttilità delle diagonali lungo l'altezza:

$$\Omega_{\max} / \Omega_{\min} \leq 1.25$$

- amplificazione delle sollecitazioni di progetto negli elementi non dissipativi tramite il coefficiente di sovrarresistenza globale Ω

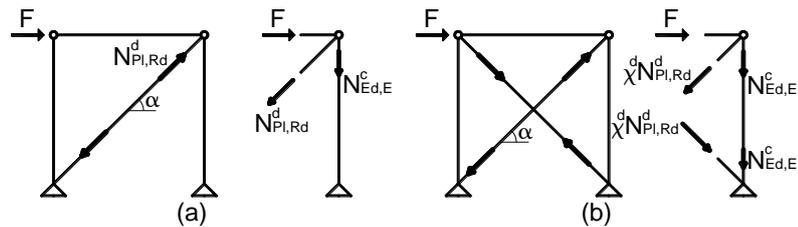


Figura 2.1 Schema di calcolo: (a) Tension only T/O; (b) Tension compression T/C

2.2 CONSIDERAZIONI SU APPLICAZIONE CAPACITY DESIGN A X-CBF

Il Capacity Design, è stato introdotto per la prima volta nei codici normativi della Nuova Zelanda circa 30 anni fa. Fu ideato per strutture intelaiate in cemento armato e venne successivamente esteso alle strutture a nodi rigidi in acciaio e poi alle strutture controventate. Per queste ultime, l'applicazione del c.d. ai X-CBF sembra presentare alcune criticità.

Al fine di valutare l'influenza sul progetto delle implicazioni normative dapprima elencate è stato effettuato il progetto di un edificio di dimensioni in pianta 18x54m con maglia strutturale di 9x9m e 6 piani (per un'altezza totale di 24m). Per tale edificio sono state considerate 5 differenti soluzioni strutturali, ovvero 6, 4, 3, 2 e 1 (caso teorico) X-CBF disposti in pianta (Figura 2.2). Per tutti gli elementi delle mensole di controvento sono stati usati profili HE classe di resistenza S355.

Il contemporaneo soddisfacimento delle limitazioni imposte sulla snellezza adimensionale delle diagonali e utilizzo del fattore di sovrarresistenza Ω legato al tasso di lavoro delle diagonali stesse, influenzano sensibilmente l'intero processo di dimensionamento delle

membrature, conducendo in molti casi a soluzioni strutturali sovradimensionate.

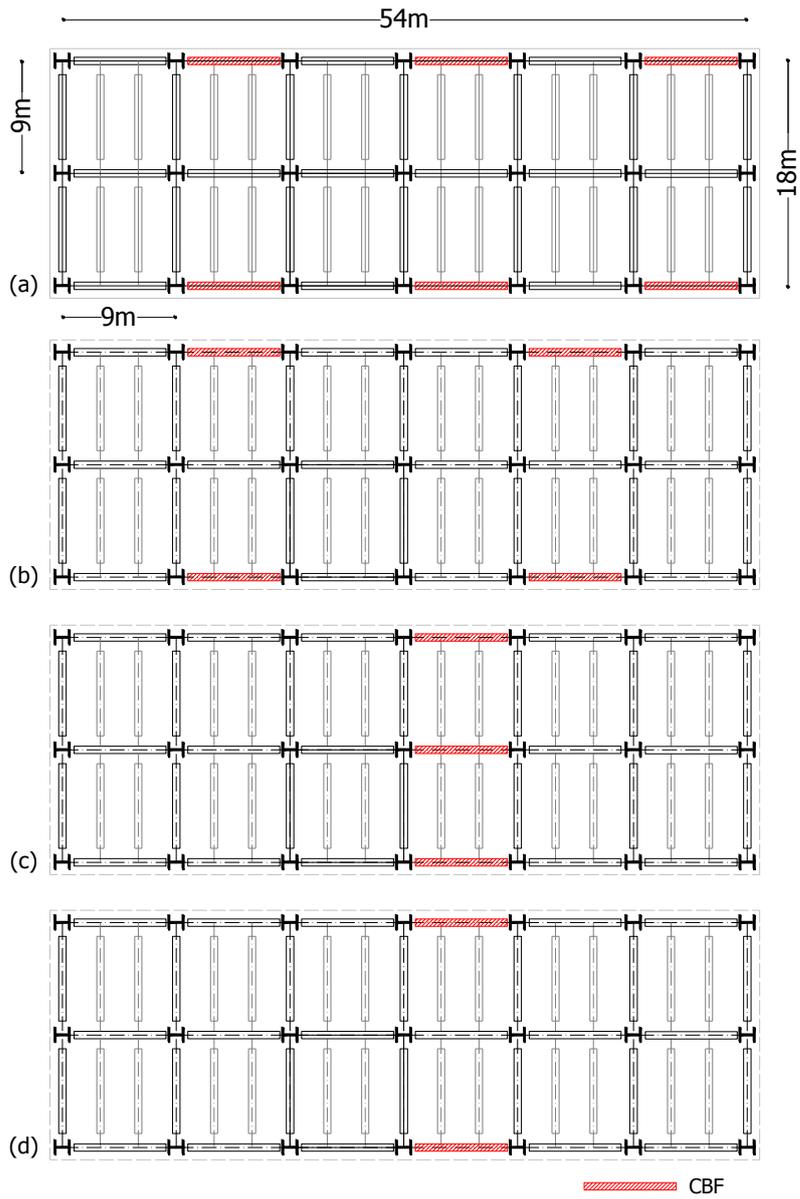


Figura 2.2 Edificio oggetto di studio, dimensioni globali e differente numero di controventi in pianta. (a) 6 CBF, (b) 4 CBF, (c) 3 CBF, (d) 2 CBF

Con riferimento all'edificio in esame, sebbene il numero delle mensole di controvento disposte in pianta vari (6,4,3,2,1 X-CBF) il progetto secondo l'EC8 porta a soluzioni strutturali identiche in termini di sezioni degli elementi strutturali (e quindi di peso) indipendenti dal numero di X-CBF (figure 2.3 e 2.4).

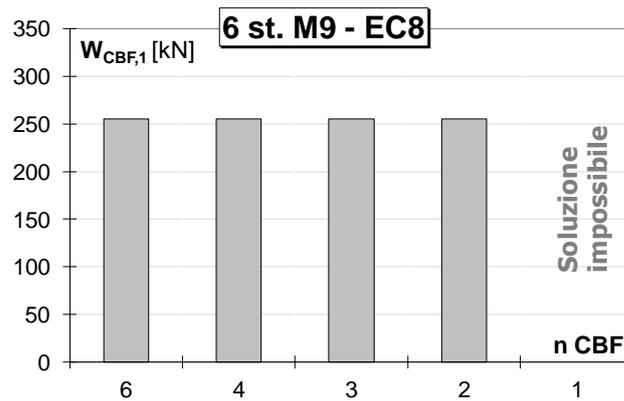


Figura 2.3 Confronto in termini di peso delle soluzioni progettate

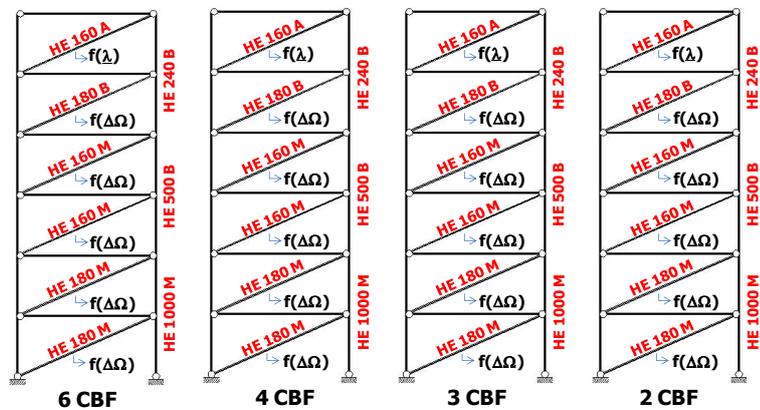


Figura 2.4 Confronto in termini di sezioni degli elementi strutturali e del criterio governante la progettazione per le diverse soluzioni.

Infatti, quando le sollecitazioni nelle diagonali sono molto contenute e di conseguenza, ai fini della resistenza, sarebbero sufficienti sezioni trasversali ridotte, la limitazione sulla snellezza massima diventa il criterio governante la scelta del profilo per le diagonali, dando luogo così ad un

sovradimensionamento di tali elementi; ciò comporta un aumento dei fattori di sovrarresistenza Ω_i delle diagonali, e un conseguente incremento delle richieste di sovrarresistenza agli elementi non dissipativi: in definitiva, si ottengono non solo diagonali, ma anche travi, colonne e collegamenti sovradimensionati, con conseguente incremento del peso strutturale e quindi dei costi di realizzazione della struttura portante.

Tale situazione può verificarsi non solo quando si ha un numero elevato di telai controventati disposti nella pianta dell'edificio, (inseriti ad esempio per incrementare il livello di ridondanza strutturale, o per ridurre le sollecitazioni taglianti nella soletta di impalcato) ma anche quando la struttura è collocata in una zona a bassa sismicità.

In figura 2.5, per meglio comprendere l'influenza della limitazione sulla snellezza delle diagonali, è stata indicata, con riferimento al caso di 4 mensole di controvento disposte in pianta, la richiesta di resistenza nella diagonale tesa al primo livello (cioè lo sforzo normale nella diagonale tesa derivante dalla risoluzione dello schema strutturale). Nella stessa figura 2.5 è diagrammata, in funzione del profilo HE considerato, la relativa capacità di resistenza (sforzo normale plastico). Si nota che, in riferimento alla sola richiesta di resistenza, si potrebbero utilizzare 9 differenti sezioni. Considerando invece anche le limitazioni sulla snellezza delle diagonali, vi è una riduzione del numero di sezioni utilizzabili, ovvero solo quelle che ricadono nell'intervallo di snellezza adimensionale di 1.3-2. Tale situazione determina in diversi casi l'impossibilità da parte del progettista di far fronte alle richieste di resistenza attraverso l'uso di un maggior numero possibile di profili.

Tutto questo mette chiaramente in luce non solo l'influenza delle indicazioni di normativa, ma anche la stretta e complessa interazione tra le differenti variabili che concorrono nel progetto di un controvento sia in termini globali, ovvero di configurazione in pianta del sistema resistente alle azioni laterali dell'edificio, sia in termini specifici di dimensionamento delle singole membrature strutturali.

Le criticità derivanti dall'adozione del capacity design per strutture X-CBF sono già state ampiamente evidenziate nel corso degli scorsi anni da numerosi studiosi del settore. Tremblay [Tremblay 2007] ad esempio afferma che

“the adoption of more comprehensive design procedure, with explicit recognition of the actual strength of the braces in Capacity Design check, represents a major advance in seismic design practice, but it has greatly affected the traditional economical advantages

of CBFs. ... adopting more stringent design provisions to address the inherent seismic weaknesses of CBFs will also likely contribute in making CBFs less attractive”

Elghazouli [Elghazouli, 2003, 2010, 2011] invece afferma che

“brace overstrength arising from the difference between the actual plastic capacity and the design axial force in the brace due to the seismic action ... may become relatively large in practical situations if the size of the members is governed by the code limitation on the $\bar{\lambda}$ rather than by actual force demand”

Sulla base di quanto sopra evidenziato, considerando che

“...it would probably be impractical for codes of practice to place application rules to cover all possible combinations. Consequently, the designer should be aware of the underlying assumptions and simplifications in order to enable a valid implementation of the principles of capacity design and failure mode control,” [Elghazouli 2003]

nel capitolo successivo viene presentato un approccio progettuale alternativo: basato sull'introduzione di alcune modifiche delle indicazioni normative, tale approccio è finalizzato a ridurre le “non necessarie” richieste di sovrarresistenza agli elementi non dissipativi, preservando comunque livelli di duttilità globale del controvento confrontabili con quelli conseguibili applicando la procedura progettuale delle normative. Tale metodologia alternativa potrebbe essere considerata come un passo importante verso un approccio progettuale meno vincolato e più consapevole.

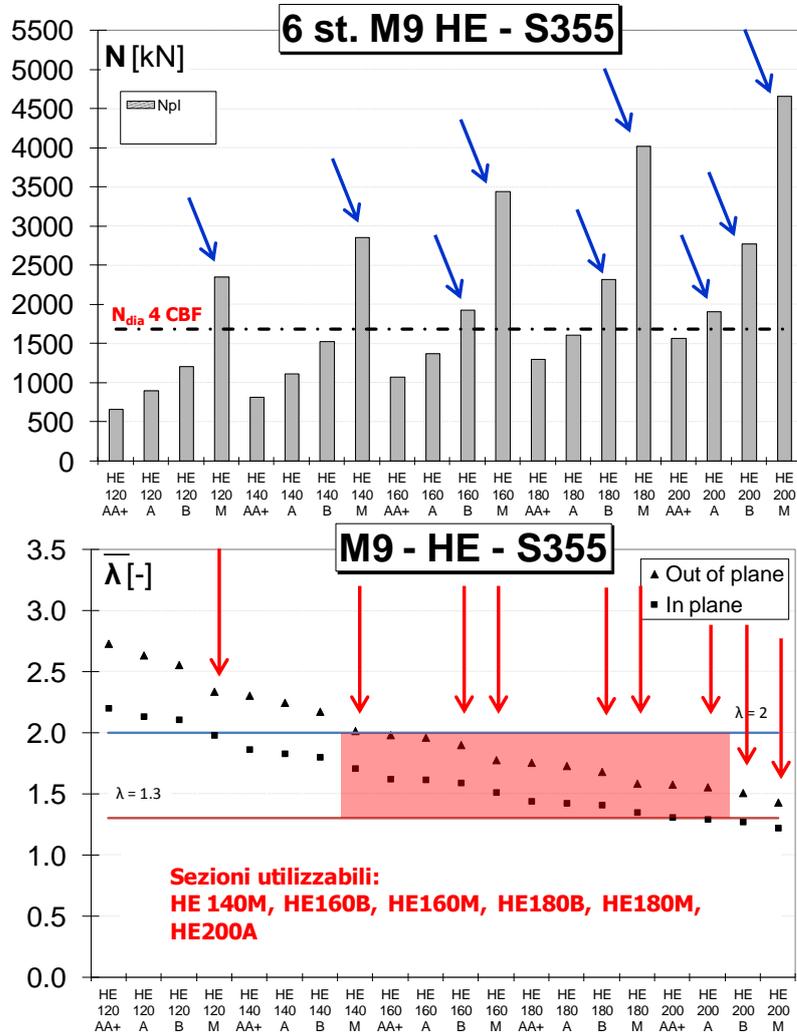


Figura 2.5 (sopra) confronto domanda-capacità per profili HE; (sotto) snellezza adimensionale per profili HE

3 METODOLOGIA PROGETTUALE ALTERNATIVA: PROPOSED APPROACH (P.A.)

L'approccio proposto si basa sullo stesso criterio di gerarchia delle resistenze introdotto dalle norme per i controventi concentrici. Vengono utilizzati gli stessi parametri progettuali e le stesse regole di dettaglio dell'EC8 introducendo però alcune modifiche volte a ridurre le richieste di sovrarresistenza agli elementi non dissipativi (travi, colonne e collegamenti). Tali modifiche riguardano in particolare due aspetti: la scelta del coefficiente di sovrarresistenza e la limitazione imposta al valore minimo della snellezza adimensionale delle diagonali. Di seguito, si descrivono i principali concetti alla base dell'approccio proposto (P.A.) e le relative modifiche suggerite per il progetto di CBF.

3.1 INFLUENZA DELLE DIAGONALI SULLA RISPOSTA NON LINEARE DEI CONTROVENTI

La capacità dissipativa di un controvento è maggiore se nel processo di snervamento partecipano il maggior numero possibile di diagonali. Ciò può essere ottenuto in fase di progettazione in differenti modi come ad esempio variando la classe di acciaio delle diagonali, la tipologia di sezione delle diagonali, oppure la configurazione geometrica del controvento lungo l'altezza della struttura. In questo modo infatti si ha un processo di ottimizzazione del controvento sia in termini di risposta in campo non lineare (si aumenta infatti il numero di elementi dissipativi), sia in termini di peso strutturale (e dunque in termini di costi). L'applicazione del capacity design alle strutture X-CBF prevede che, in corrispondenza del collasso del controvento (che può aversi in corrispondenza della crisi degli elementi dissipativi e non dissipativi, nonché in riferimento ad uno stato limite locale quale ad esempio massimo allungamento o accorciamento delle diagonali), tutte le diagonali abbiano assunto la loro resistenza plastica. Analisi non lineari preliminari hanno evidenziato che per strutture progettate mediante l'EC8 non sempre la crisi del controvento avviene dopo la

plasticizzazione di tutte le diagonali presenti, in un certo senso è come se solo un numero limitato di diagonali partecipasse al meccanismo dissipativo. Pertanto sulla base di tali osservazioni, si è indagata l'influenza dello snervamento delle diagonali in termini di duttilità globale del controvento. Come riportato in Grande et al. 2007, la richiesta di deformazione plastica delle diagonali dipende dal numero (n_a) di diagonali stesse coinvolte nel meccanismo dissipativo del controvento. Si consideri una mensola di controvento con solo diagonali tese (schema T/O figura 2.1a), con un certo numero di piani N, (di uguale altezza interpiano) e caratterizzata inoltre da una deformata laterale lineare nella condizione di incipiente plasticizzazione delle diagonali, (uguali valori del drift di interpiano d_r/h per i vari livelli).

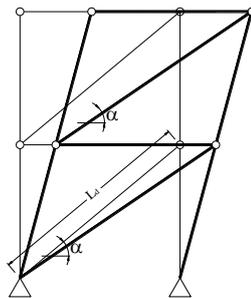


Figura 3.1 Schema di riferimento

Per la mensola considerata, lo spostamento in sommità D_y^{top} , corrispondente all'attingimento della resistenza plastica (snervamento) di una o più diagonali contemporaneamente dipende dal numero di diagonali n_a che si plasticizzano:

$$D_y^{top} = \left\{ \sum (\delta_y^{diag} / \cos \alpha) \right\}_{yielded\ diagonals} + \left\{ \sum (\delta^{diag} / \cos \alpha) \right\}_{no-yielded\ diagonals}$$

dove δ_y^{diag} e δ^{diag} sono rispettivamente le deformazioni assiali (allungamenti) delle diagonali snervate e non snervate quando in sommità si registra lo spostamento D_y^{top}

Lo spostamento “ultimo” del controvento in sommità D_{ult}^{top} dipende dall’allungamento “ultimo” della diagonale snervata tramite la seguente relazione:

$$D_{ult}^{top} = \left\{ \sum \left(\delta_{ult}^{diag} / \cos \alpha \right) \right\}_{yielded\ diagonals} + \left\{ \sum \left(\delta^{diag} / \cos \alpha \right) \right\}_{no-yielded\ diagonals}$$

Dove δ_{ult}^{diag} è l’allungamento ultimo della diagonale snervata e δ^{diag} è l’allungamento delle diagonali non snervate (ancora in campo elastico) del controvento. Infatti, se si considera un legame costitutivo dell’acciaio elastico perfettamente plastico, l’allungamento delle diagonali nella precedente relazione corrisponde all’allungamento delle diagonali non snervate una volta raggiunto lo spostamento D_y^{top} .

Definendo con il simbolo μ il rapporto tra gli spostamenti D_{ult}^{top} e D_y^{top} , ovvero rapporto tra lo spostamento ultimo e quello al limite elastico (che come ben noto rappresenta un indice della duttilità globale della struttura) e indicando con p il rapporto tra l’allungamento ultimo δ_{ult}^{diag} e quello al limite elastico δ_y^{diag} della diagonale si ottiene la seguente equazione:

$$p = \mu + \left(\frac{N}{n_a} - 1 \right) (\mu - 1)$$

dove p rappresenta una misura della deformazione plastica richiesta dalle diagonali snervate.

Dal grafico di figura 3.2, nel quale è diagrammata la precedente equazione per differenti valori del rapporto μ , si osserva che lo snervamento di solo il 50% delle diagonali del controvento ($N/n_a=2$) richiede una deformazione plastica di circa due volte rispetto al caso di tutte le diagonali snervate ($N/n_a=1$).

Come evidenziato in Tremblay 2002, la deformazione plastica delle diagonali è un parametro di estrema importanza nel comportamento ultimo del controvento, in quanto chiama in gioco la resistenza dei collegamenti. Inoltre, da essa dipende la deformazione post-buckling delle diagonali compresse, che presentano, infatti, una deformazione

laterale (nel piano o fuori del piano del controvento) proporzionale al massimo allungamento plastico delle diagonali tese.

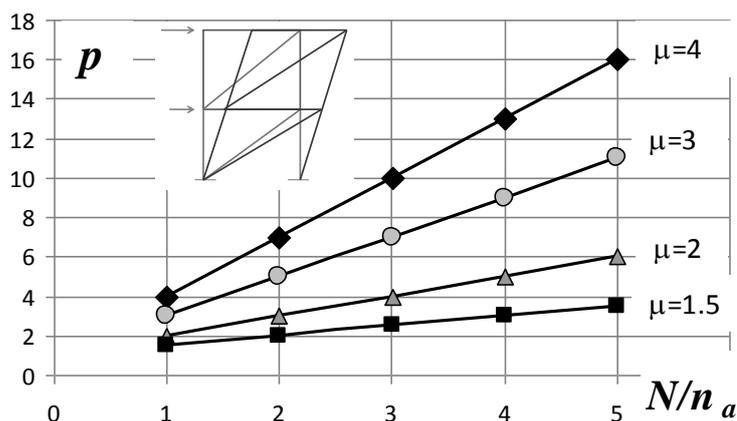


Figura 3.2 Richiesta di deformazione plastica nelle diagonali al variare del numero di diagonali snervate.

Ciò sottolinea l'importanza di garantire un numero minimo di diagonali da coinvolgere nel meccanismo dissipativo del controvento, e, assieme alle considerazioni sul numero di diagonali snervate nella condizione ultima del controvento (non sempre tutte le diagonali raggiungono il limite di snervamento), costituisce lo spunto per la formulazione della procedura proposta. Tale metodologia progettuale (nel seguito chiamato P.A.) è basata sulla possibilità di considerare che, ai fini della duttilità globale, non tutte le diagonali del controvento partecipino al meccanismo dissipativo cercando di garantire però, allo stesso tempo, requisiti di rigidezza, resistenza e duttilità ottenibili con l'applicazione del capacity design secondo normativa.

Chiaramente, limitare il numero di diagonali che partecipano al meccanismo dissipativo, garantendo comunque una sufficiente capacità di spostamento laterale (richiesta sismica di spostamento) richiede elevate deformazioni delle diagonali che potrebbero essere non compatibili con i limiti imposti dalle attuali normative (ad esempio la normativa americana FEMA 356 fissa il valore del massimo allungamento delle diagonali pari a 10 volte l'allungamento al limite elastico) e pertanto tale condizione potrebbe richiedere probabilmente la verifica del valore del fattore di

struttura utilizzato per la progettazione. Tale aspetto è ancora oggi oggetto di ricerca.

Di seguito, vengono presentate le principali caratteristiche della metodologia proposta la quale, nei capitoli successivi, verrà applicata al progetto di alcuni casi di studio. Successivamente le prestazioni sismiche ottenibili con il P.A. saranno valutate attraverso analisi non lineari e comparate a quelle ottenibili con il progetto svolto secondo la normativa europea.

3.2 SCELTA DEL COEFFICIENTE DI SOVRARESISTENZA

È possibile osservare come la scelta del coefficiente di sovrarresistenza Ω , assunto dalla normativa pari al valore minimo tra i fattori di sovrarresistenza delle diagonali

$$(\Omega = \Omega_{\min})$$

sia non coerente con il meccanismo ultimo auspicato che prevede lo snervamento di tutte le diagonali; infatti il valore minimo dei fattori di sovrarresistenza corrisponde alla diagonale con tasso di lavoro maggiore, e quindi preserva gli elementi non dissipativi dalla crisi solo fino ad un livello di sollecitazione sismica corrispondente allo snervamento della diagonale più sollecitata. Al contrario, al fine di ottenere un meccanismo ultimo di tipo globale, il livello di sovrarresistenza degli elementi non dissipativi dovrebbe essere tarato con riferimento alla diagonale con tasso di lavoro minimo (ovvero coefficiente di sovrarresistenza massimo); peraltro, in precedenti versioni dell'Eurocodice 8, si faceva riferimento proprio a tale valore massimo del coefficiente di sovra resistenza, ovvero

$$\Omega = \Omega_{\max}$$

Tenendo conto di tali osservazioni, si propone di adottare come coefficiente di sovrarresistenza globale Ω il valore massimo tra tutti i fattori di sovrarresistenza delle diagonali; tuttavia, al fine di evitare richieste di sovrarresistenza irragionevolmente elevate, tale coefficiente viene valutato solo con riferimento ad alcune diagonali del controvento, ovvero quelle che rispettano la seguente condizione:

$$\Omega_i / \Omega_{\min} \leq 1.25$$

Quindi, il coefficiente di sovrarresistenza sarà definito come:

$$\Omega = \max \bar{\Omega}_i$$

dove:

$$\bar{\Omega}_i = \{\Omega_i\}: \Omega_i/\Omega_{\min} \leq 1.25$$

In questo modo si ammette che solo alcune diagonali si snervino e quindi contribuiscano al meccanismo dissipativo del controvento, mentre le altre, caratterizzate da bassi tassi di lavoro, rimangono in campo elastico. Il progettista in fase di progetto può selezionare opportunamente il numero di diagonali che si snervano e contribuiscano quindi alla risposta in campo non lineare della struttura: banalmente partendo da un dimensionamento iniziale, si può infatti aumentare il numero di diagonali “dissipative” incrementando il valore di Ω_{\min} ovvero riducendo il tasso di lavoro della diagonale più sollecitata. Ciò, se da un lato dà luogo ad una riduzione della richiesta di deformazione plastica nelle diagonali, spesso causa di concentrazioni di danno in alcuni piani, dall’altro comporta un onere maggiore in termini di sovrarresistenza richiesta agli elementi non dissipativi, con conseguente aumento del peso strutturale della mensola di controvento.

3.3 LIMITAZIONI SULLA SNELLEZZA MINIMA

Entrambe le normative, europea ed italiana, prevedono una limitazione sulla snellezza minima delle diagonali, ovvero

$$\bar{\lambda} > 1.3$$

tale limitazione è introdotta semplicemente per evitare la sottostima delle sollecitazioni di progetto nelle colonne del controvento conseguente all’impiego di schema con sola diagonale tesa attiva, schema peraltro imposto dalle normative stesse. Una semplice spiegazione di tale circostanza si può ottenere considerando gli schemi in figura 2.1a e b, rispettivamente con sola diagonale tesa attiva (schema tension - only, T/O) e con entrambe le diagonali attive (schema tension - compression, T/C). Contrariamente a quanto si potrebbe pensare, lo schema T/O non è sempre a vantaggio di sicurezza rispetto allo schema T/C; infatti con riferimento a quest’ultimo, nella fase immediatamente precedente il buckling della diagonale compressa, lo sforzo normale nelle colonne potrebbe essere superiore a quello calcolato con riferimento allo schema T/O (figura 2.1a): ciò avviene banalmente quando il fattore

$$\chi = \chi(\bar{\lambda})$$

che definisce la resistenza di buckling

$$(N_{b,Rd} = \chi N_{pl})$$

è maggiore di 0.5, ovvero quando

$$\bar{\lambda} < 1.3$$

Tale limitazione sulla snellezza minima delle diagonali può condizionare notevolmente la scelta dei profili; infatti, fissata la geometria del controvento, il rispetto della condizione

$$\bar{\lambda} > 1.3$$

definisce un limite superiore nella scelta della sezione trasversale della diagonale.

Si propone dunque di eliminare tale limitazione nel dimensionamento delle diagonali; si stabilisce peraltro di tenere conto delle considerazioni di cui sopra, esclusivamente ai fini della valutazione delle sollecitazioni di progetto nelle colonne nello schema T/O (figura. 2.1a); in particolare, come già proposto in Toreno et al. 2011, per le diagonali del controvento per le quali si verifica: (figura 3.4)

$$\chi > 0.5$$

(in accordo con l'EC3, e in riferimento a profili laminati ad I

$$\chi = 0.5$$

quando:

$\bar{\lambda} = 1.25$ per curva a, $\bar{\lambda} = 1.15$ per curva b, $\bar{\lambda} = 1.05$ per curva c)
 il fattore Ω_i viene sostituito dal parametro (figura 3.4)

$$\xi_i = \frac{2 \cdot N_{b,Rd,i}^d \cdot \cos \alpha}{\sum_j F_{h,j}} = 2 \cdot \chi_i^d \cdot \Omega_i,$$

dove:

$\sum F_{h,j}$ tagliante sismico al generico piano j

χ_i^d fattore di instabilità

α inclinazione della diagonale rispetto all'orizzontale

Tale fattore, oltre ad amplificare la sollecitazione nella colonna tenendo conto della sovreresistenza della diagonale (tramite Ω), riporta tale sollecitazione al valore derivabile dallo schema T/C (tramite $2 \cdot \chi_i^d$).

Al contrario, non viene proposta alcuna modifica al valore massimo della snellezza delle diagonali, limitazione strettamente correlata alla duttilità e

capacità dissipativa delle diagonali, frutto dei numerosi studi condotti nei primi anni '80 [Wakabayashi 1982] [Gugerli 1982] [Tang 1987].

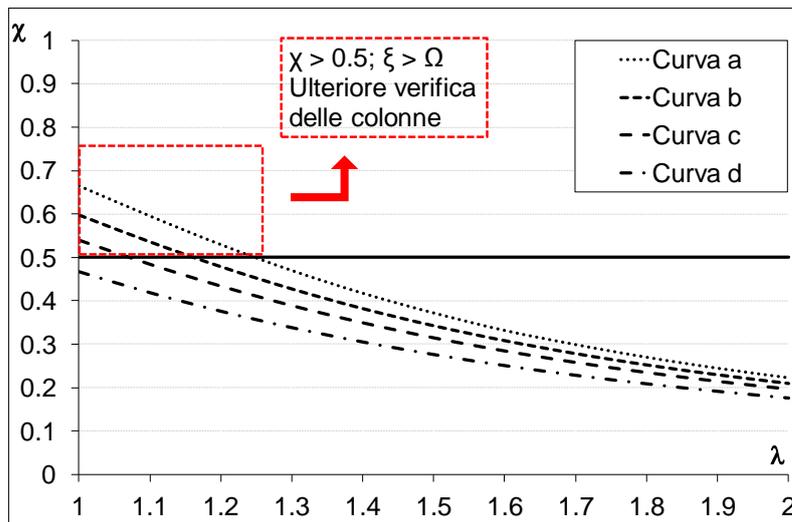


Figura 3.3 Fattore χ per differenti curve di instabilità al variare della snellezza adimensionale

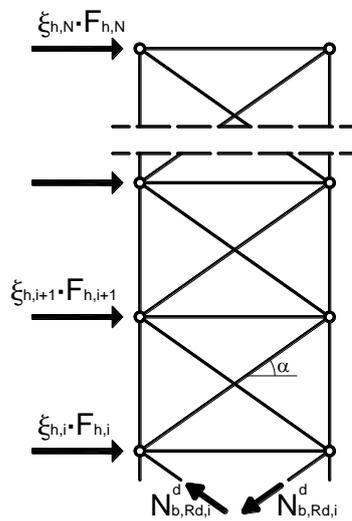


Figura 3.4 Schema per la valutazione del fattore ξ

3.4 FASI CARATTERIZZANTI L'APPROCCIO PROPOSTO

Tenendo conto delle modifiche suggerite, l'approccio proposto prevede i seguenti passi, sintetizzati nel seguito e in tabella 3.1:

- con riferimento allo schema con sole diagonali tese attive, T/O (figura 2.1a), soggetto alle azioni sismiche e ai carichi gravitazionali di competenza, vengono valutate le sollecitazioni di progetto nelle membrature;
- sulla base delle richieste di resistenza e tenendo conto delle limitazioni imposte al valore massimo della snellezza,

$$(\bar{\lambda} \leq 2.0)$$

vengono selezionati i profili per le diagonali del controvento;

- si esegue la valutazione dei fattori di sovrarresistenza Ω_i

$$(\Omega_i = N_{pl,Rd,i}^d / N_{Ed,i}^d)$$

per tutte le diagonali del controvento;

- si selezionano diagonali che presentano fattori di sovrarresistenza Ω_i tali che non differiscano dal valore minimo più del 25%, e il valore massimo dei fattori di sovrarresistenza di tali diagonali viene assunto come coefficiente di sovrarresistenza globale Ω ;
- in presenza di diagonali con

$$\bar{\lambda} \leq 1.3$$

per le quali

$$\chi > 0.5$$

si sostituisce al fattore di sovrarresistenza Ω_i il fattore ξ_i prima definito.

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva della procedura progettuale EC8 e P.A nella quale si confrontano:

- schema di calcolo strutturale
- limitazioni snellezza adimensionale diagonali
- coefficiente di sovrarresistenza
- Verifica per gli elementi non dissipativi

	EC8/ NTC '08	Approccio Proposto (P.A.)
Schema strutturale di calcolo	T/O Modello sola diagonale tesa	T/O Modello sola diagonale tesa
Limitazioni sulla snellezza adimensionale delle diagonali	$1.3 < \bar{\lambda} \leq 2.0$	$\bar{\lambda} \leq 2.0$
Coefficiente di sovraresistenza Ω	$\Omega = \Omega_{\min} = \min \Omega_i = \min \left(\frac{N_{pl,Rd,i}^d}{N_{Ed,i}^d} \right)$ $+ \frac{\Omega_{\max} - \Omega_{\min}}{\Omega_{\min}} \leq 25\% \Leftrightarrow \frac{\Omega_{\max}}{\Omega_{\min}} \leq 1.25$	$\Omega = \Omega_{\max} = \max \bar{\Omega}_i$ ove: $\bar{\Omega}_i = \left\{ \Omega_i : \frac{\Omega_i - \Omega_{\min}}{\Omega_{\min}} \leq 25\% \right\}$ \Downarrow possibilità di escludere le diagonali con $\Omega_i > 1.25\Omega_{\min}$
Verifica per gli elementi non dissipativi	$\begin{cases} N_{pl,Rd}^c \geq N_{Ed,G}^c + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}^c \\ N_{pl,Rd}^b \geq N_{Ed,G}^b + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}^b \end{cases}$	$\begin{cases} N_{pl,Rd}^c \geq N_{Ed,G}^c + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}^c \\ N_{pl,Rd}^b \geq N_{Ed,G}^b + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}^b \end{cases}$ quando $1.3 < \bar{\lambda}$, o $\begin{cases} N_{pl,Rd}^c \geq N_{Ed,G}^c + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^* \cdot N_{Ed,E}^c \\ N_{pl,Rd}^b \geq N_{Ed,G}^b + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^* \cdot N_{Ed,E}^b \end{cases}$ quando $\bar{\lambda} \leq 1.3$ (verifica ulteriore), ove: $\Omega^* = \max(\bar{\Omega}_i; \bar{\xi}_i = 2 \cdot \chi_i^d \cdot \bar{\Omega}_i)$

Tabella 3.1 EC8 vs P.A.: Procedure progettuali a confronto

4 PROGETTO DI EDIFICI CON X-CBF: CASI DI STUDIO

Al fine di valutare l'affidabilità dell'approccio proposto, sono stati considerati alcuni casi di studio; in particolare si è eseguita la progettazione dei controventi di edifici nei quali, a partire dalle stesse dimensioni in pianta, si sono fatti variare numero di piani, la dimensione delle maglie strutturali, il numero di controventi inseriti in pianta e la tipologia di sezione ovvero classe acciaio utilizzato per le membrature delle mensole di controvento. I casi esaminati consistono in edifici a tre, sei e nove piani (indicati nel seguito 3 St., 6 St. e 9 St. rispettivamente) (figura 4.1) caratterizzati dalla stessa pianta, di forma rettangolare e dimensioni 18x54m. Per ogni edificio sono stati considerati due differenti schemi di carpenteria (figura 4.2), il primo caratterizzato da maglie di dimensioni 9x9m (indicato nel seguito M9), il secondo con maglie 6x6m (indicato nel seguito M6). In tutti i casi è stata considerata la stessa altezza di interpiano, pari a 4m; di conseguenza, l'altezza totale degli edifici a tre piani è pari a 12m, quella degli edifici a 6 piani pari a 24m e quella degli edifici a 9 piani pari a 36m.

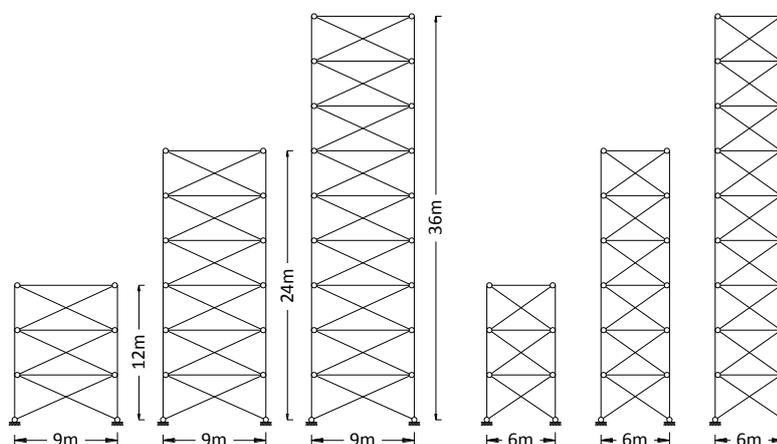


Figura 4.1 Edifici caso di studio, numero di piani: (a) maglia strutturale 9x9, (b) maglia strutturale 6x6

Il dimensionamento delle membrature dei controventi è stato eseguito considerando tre approcci progettuali:

- l'approccio proposto dall'Eurocodice 8 (indicato nel seguito con EC8)
- l'approccio proposto nel lavoro di tesi (indicato nel seguito con P.A.)
- un dimensionamento "elastico" (indicato nel seguito con EL.), considerando un fattore di struttura q pari a 1.5, in luogo di 4, assumendo uno schema con sole diagonali tese attive e non considerando le limitazioni imposte sulla snellezza delle diagonali.

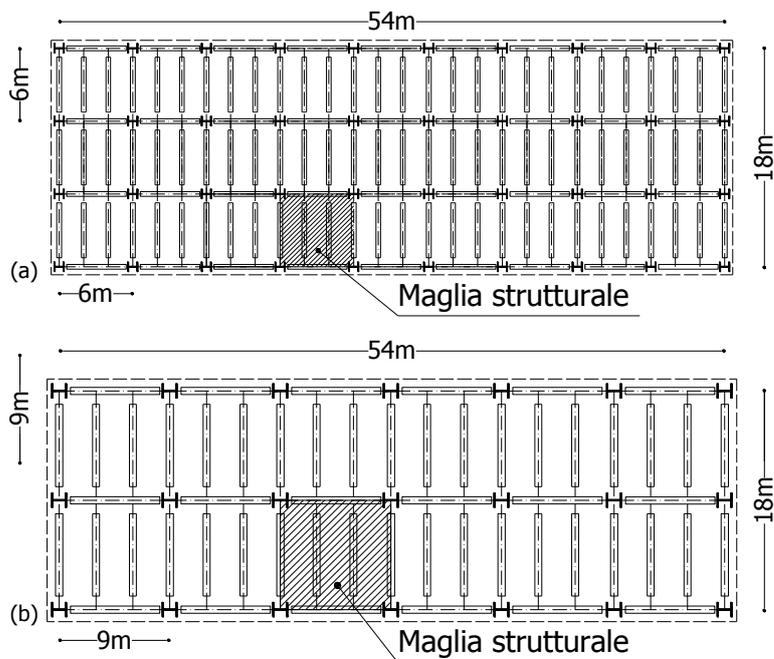


Figura 4.2 Edifici caso di studio: (a) maglia strutturale 6x6, (b) maglia strutturale 9x9

Nel dimensionamento delle membrature dei controventi si è fatto riferimento a profili HE per i quali la sezione HE 1000M è stata selezionata come profilo massimo utilizzabile: pertanto le soluzioni che

richiedevano profili di dimensioni maggiori sono state definite “non progettabili”.

A valle del dimensionamento, effettuato è stato eseguito un confronto tra le differenti soluzioni progettate in termini di peso, di fattore di sovrarresistenza globale nonché di comportamento non lineare del controvento. (Capitolo 5, solo per EC8 e P.A.)

4.1 IL PARAMETRO Y

Al fine di tenere conto della distribuzione in pianta dei controventi, per ogni edificio sono state ipotizzate varie soluzioni, caratterizzate da un differente numero di controventi disposti simmetricamente in pianta lungo le due direzioni principali. In tali soluzioni, si è ipotizzato che tutti i controventi fossero caratterizzati dalla stessa configurazione ad X e dalle stesse sezioni delle membrature, e che non occupassero campate adiacenti. Per poter identificare le differenti soluzioni è stato utilizzato il “parametro Y”, definito come il rapporto tra il numero totale di maglie strutturali costituenti la pianta (12 nel caso M9 e 27 nel caso M6) e il numero di controventi disposti lungo ogni direzione principale. Ad esempio, disponendo quattro controventi lungo ogni direzione principale si ha: $Y=27/4=6,75$ nel caso M6 (figura 4.3a) e $Y=12/4=3$ nel caso M9 (figura 4.3b). Tale parametro rappresenta in pratica il numero di maglie strutturali “di competenza” del singolo controvento ai fini sismici; peraltro, il suo inverso è un indice della ridondanza strutturale dell'edificio.

In relazione al tipo di maglia strutturale adottata e al numero di mensole di controvento inserite nello schema strutturale si ottengono i valori di Y, riportati nella seguente tabella 4.1

Maglia strutturale 6x6			Maglia strutturale 9x9		
N° maglie	mensole	Y	N° maglie	mensole	Y
27	9	3	12	6	2
	6	4.5		4	3
	4	6.75		3	4
	3	9		2	6
	2	13.5		1	12

Tabella 4.1 Parametro Y per edifici M6 e M9

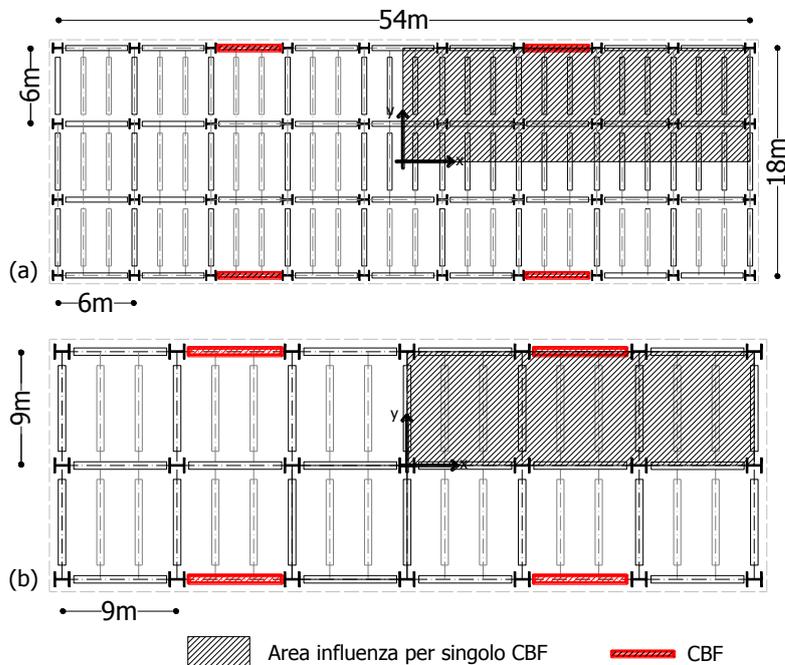


Figura 4.3 Esempio di distribuzione dei X-CBF e valutazione del parametro Y per il caso di maglia strutturale 6x6 (a) e 9x9 (b)

4.2 STRATEGIE PROGETTUALI

Per la progettazione delle mensole di controvento sono stata adottate cinque diverse strategie progettuali, indicate nel seguito con la lettera “D” e numerate in ordine progressivo da 1 a 5. I design si differenziano per:

- classe d'acciaio utilizzato per gli elementi delle mensole di controvento (S235 e S355);
- tipo di sezione per le diagonali delle mensole di controvento (HE per le prime quattro soluzioni e profili tubolari per la quinta strategia progettuale).

Solo per la strategia progettuale D4, per le diagonali del controvento, è stata utilizzata una resistenza dell'acciaio variabile ai differenti livelli.

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva delle strategie progettuali (tabella 4.2).

Strategia progettuale	X-CBF					
	Travi		Colonne		Diagonali	
	Acciaio	Sezione	Acciaio	Sezione	Acciaio	Sezione
D1	S355	HE	S355	HE	S355	HE
D2	S235	HE	S235	HE	S235	HE
D3	S355	HE	S355	HE	S235	HE
D4	S355	HE	S355	HE	combinato	HE
D5	S355	HE	S355	HE	S235	tubolare

Tabella 4.2 Strategie progettuali

4.3 PARAMETRI DI PROGETTO

Di seguito si riporta la sintesi dei carichi considerati per il progetto delle compagini strutturali. I materiali adottati sono indicati nella tabella 4.3, insieme alle relative caratteristiche meccaniche e ai coefficienti parziali di sicurezza (γ_{M0} , γ_{M1} , γ_{M2}) in accordo alle prescrizioni dell'Eurocodice 3.

	Classe	f_y [MPa]	f_t [MPa]	γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}
Acciaio da carpenteria	S255	355	360	1.00	1.00	1.2
	S275	235	430	1.00	1.00	1.2
	S355	355	510	1.00	1.00	1.2

Tabella 4.3 Caratteristiche dei materiali

4.3.1 Analisi dei carichi verticali

Il solaio è realizzato in lamiera grecata con soletta in calcestruzzo collaborante. Si utilizza una lamiera grecata di spessore 1mm, alta 55mm e con passo tra le nervature di 600mm. La soletta di calcestruzzo di completamento ha spessore di 55mm, in modo che il solaio composto possa essere considerato diaframma rigido secondo le indicazioni dell'Eurocodice 4 (altezza totale non minore di 9cm, spessore della soletta non minore di 5cm)

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi per il solaio "tipo" e di copertura.

4.3.1.1 *Solaio tipo*

- Carichi fissi G_{k1}
 - soletta in cls $R_{ck} = 1.90 \text{ kN/m}^2$
 - peso proprio della lamiera $= 0.10 \text{ kN/m}^2$
- Sovraccarichi permanenti G_{k2}
 - sottofondo $= 0.50 \text{ kN/m}^2$
 - pavimentazione $= 0.40 \text{ kN/m}^2$
 - controsoffittatura $= 0.3 \text{ kN/m}^2$
 - incidenza tramezzi $= 1.00 \text{ kN/m}^2$

Carichi permanenti totali $G_{k1} + G_{k2} = 4.2 \text{ kN/m}^2$

- Sovraccarichi di esercizio Q_k (EC1)
 - carico uniformemente distribuito $= 2.00 \text{ kN/m}^2$

4.3.1.2 *Solaio di copertura*

- Carichi fissi G_{k1}
 - soletta in cls $R_{ck} = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 - peso proprio della lamiera $= 0.10 \text{ kN/m}^2$
- Sovraccarichi permanenti G_{k2}
 - sottofondo $= 0.60 \text{ kN/m}^2$
 - pavimentazione $= 0.60 \text{ kN/m}^2$
 - controsoffittatura $= 0.4 \text{ kN/m}^2$
 - impermeabilizzazione $= 0.60 \text{ kN/m}^2$

Carichi permanenti totali $G_{k1} + G_{k2} = 4.1 \text{ kN/m}^2$

- Sovraccarichi di esercizio Q_k (EC1)
 - carico uniformemente distribuito $= 2.00 \text{ kN/m}^2$

4.3.2 **Analisi dei carichi orizzontali**

In accordo con l'EC8 nella valutazione delle azioni sismiche di progetto si è assunto che gli edifici fossero ubicati in una zona ad elevata sismicità ($a_g = 0,35g$), caratterizzata da un suolo di classe B. Si sono trascurati gli effetti torsionali accidentali.

- Peso sismico dell' edificio:

$$W = \sum G_{k,i} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

dove:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} = 1.0 \cdot 0.3 = 0.3 \text{ (copertura)}$$

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} = 0.5 \cdot 0.3 = 0.15 \text{ (piano tipo)}$$

$$W_i = 5369 \text{ kN (in copertura)}$$

$$W_i = 4986 \text{ kN (al piano tipo)}$$

- Periodo di vibrazione dell'edificio calcolato in prima approssimazione con:

$$T = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

$$\text{Edificio a 3 piani (H=12m): } T = 0.323 \text{ s}$$

$$\text{Edificio a 6 piani (H=24m): } T = 0.542 \text{ s}$$

$$\text{Edificio a 9 piani (H=18m): } T = 0.735 \text{ s}$$

- Suolo B, type I (EC8 §3.2.2.2. – Table 3.2): $S=1.2$; $T_B = 0.15\text{s}$; $T_c = 0.50\text{s}$; $T_D = 2.0\text{s}$
- Accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A: $a_g = 0.35 \text{ g}$
- Fattore di struttura per concentric brace frames (EC8 §6.2): $q=4$
- Ordinata spettrale per edifici di 3 piani

$$T_B < T < T_C \Rightarrow S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} = 0.263\text{g}$$

- Ordinata spettrale per edifici di 6 piani:

$$T_c < T < T_D \Rightarrow S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right) = 0.242\text{g}$$

- Ordinata spettrale per edifici di 9 piani:

$$T_c < T < T_D \Rightarrow S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right) = 0.179\text{g}$$

- Azione sismica globale (EC8 §4.3.3.22.):

$$F_h = s_d \cdot \frac{W_{tot}}{g} \cdot \lambda$$

$$\text{Edificio a 3 piani } F_h = 3356 \text{ kN}$$

$$\text{Edificio a 6 piani } F_h = 6136 \text{ kN}$$

$$\text{Edificio a 9 piani } F_h = 6825 \text{ kN}$$

con λ pari a 0.85 poiché ciascuna tipologia di edificio ha almeno 3 piani e $T_1 < 2T_c$.

Si riportano nella figura 4.4 gli spettri di risposta elastico e di progetto, con l'individuazione dei periodi relativi alle tre tipologie di piani.

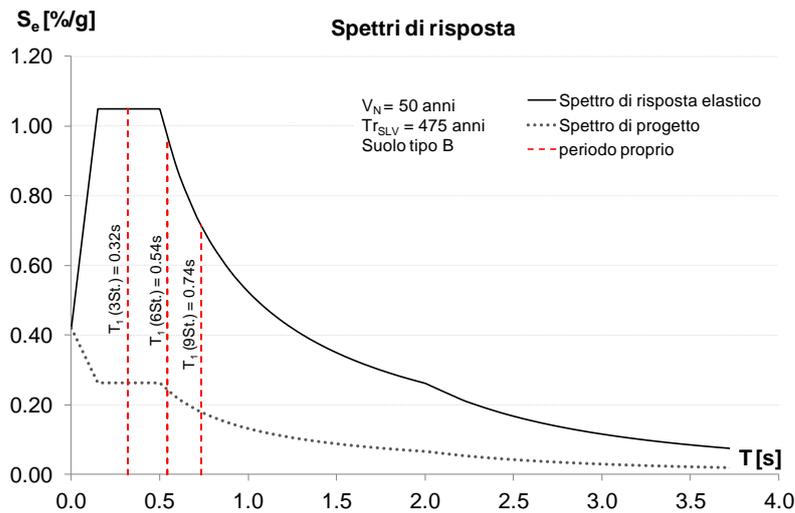


Figura 4.4 Spettri di risposta

I valori dei carichi verticali fissi e variabili (G_k e Q_k rispettivamente), il peso sismico (W) e la forze sismiche (F_h) sono riassunti in tabella 4.4.

piano	G_k [kN/m ²]	Q_k [kN/m ²]	W [kN]	F_h [kN]	$F_{h,el}$ [kN]
				$q=4$	$q=1.5$
1 – n-1	4.2	2.0	4936		
copertura	4.2	2.0	5016		
Forza globale: 3 p.				3356	8851
Forza globale: 6 p.				6136	16357
Forza globale: 9 p.				6825	27300

Tabella 4.4 Riepilogo carichi e azioni sismiche di progetto

Considerato che tutti i controventi disposti lungo la stessa direzione siano caratterizzati dalla stessa rigidezza, la forza sismica totale di piano viene preliminarmente divisa per il numero di controventi reagenti nella direzione considerata, ottenendo così la forza sismica sul singolo controvento.

Si riporta di seguito la distribuzione delle forze sismiche di progetto per gli edifici a 3,6,9 piani (tabella 4.5).

Livello	3St.	6St.	9St.
9			1383 kN
8			1209 kN
7			1058 kN
6		1784 kN	907 kN
5		1463 kN	756 kN
4		1170 kN	605 kN
3	1692 kN	878 kN	454 kN
2	1109 kN	585 kN	302 kN
1	555 kN	293 kN	151 kN

Tabella 4.5 Forze sismiche globali

4.4 DIMENSIONAMENTO PER CARICHI VERTICALI

Si è proceduto al dimensionamento degli elementi strutturali per soli carichi verticali e successivamente si sono progettate le mensole di controvento per azione sismica.

4.4.1 Progetto di travi e colonne per carichi verticali

Le travi e le colonne sono progettate per soddisfare le verifiche agli stati limite di esercizio (deformabilità) e agli stati limite ultimi (resistenza e stabilità). Una volta determinate le dimensioni strettamente necessarie, esse potranno aumentare per soddisfare le esigenze di unificazione dei profili oppure a seguito del progetto del sistema sismo resistente. Per le travi della struttura pendolare il regime di sollecitazione è flessionale, e pertanto saranno svolte solo verifiche di resistenza a flessione (con combinazione di carico allo SLU) e deformabilità (con combinazione di carico allo SLE). Le colonne invece, sono soggette ad uno sforzo di sola compressione, pertanto verranno svolte verifiche di resistenza e stabilità a compressione semplice con combinazione di carico allo SLU.

Si riportano in appendice 1 le tabelle riassuntive della progettazione per carichi verticali.

4.5 PROGETTO E VERIFICA PER AZIONI SISMICHE

Il progetto delle mensole di controvento è stato svolto secondo i tre approcci precedentemente definiti (EC8, P.A., EL.) considerando le relative forze sismiche e le relative regole progettuali già discusse. Per tutti e tre gli approcci nei modelli di calcolo dei controventi, i collegamenti diagonale – trave - colonna nonché quelli colonna – fondazione e colonna - colonna sono stati schematizzati come cerniere (figura 4.5). Questa ipotesi è a favore di sicurezza ai fini della determinazione degli spostamenti di piano della struttura (e, quindi, degli sforzi assiali nelle diagonali). Si precisa che per tutti e tre gli approcci è considerato il solo schema a diagonale tesa.

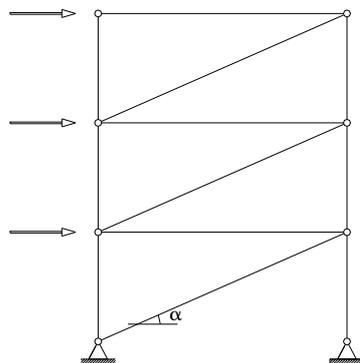


Figura 4.5 Modello di calcolo per tutti e tre gli approcci

4.5.1 Verifica delle diagonali delle mensole di controvento

Le diagonali sono dimensionate e verificate in funzione dello sforzo normale di trazione agente derivante dalla risoluzione dello schema di calcolo considerato. A valle del dimensionamento, si verificano le limitazioni sulla snellezza adimensionale e sul fattore di sovraresistenza precedentemente definito.

4.5.2 Verifica delle travi delle mensole di controvento

Le travi appartenenti al sistema di controvento sono dimensionate e verificate in funzione del momento flettente e del taglio indotti dai carichi verticali in condizione sismica nonché dello sforzo normale derivante dalla trasmissione delle forze sismiche orizzontali. Lo sforzo normale va calcolato con riferimento ad azioni sismiche amplificate rispetto al valore di progetto (capacity design). Per tutte le travi appartenenti alla mensola di controvento, la sezione utilizzata è la massima derivante dal progetto per soli carichi verticali e dal progetto per azioni orizzontali e carichi verticali in condizione sismica. Ciò detto la minima sezione utilizzabile per le travi della mensola di controvento è HE220B (S355) e HE340B (S355) rispettivamente per edifici M6 e M9

4.5.3 Verifica delle colonne delle mensole di controvento

Per le colonne delle mensole di controvento si effettua la verifica di stabilità a compressione, considerando come sforzo normale di progetto quello indotto dai carichi verticali e dalle azioni sismiche di progetto, quest'ultimo amplificato mediante coefficienti di resistenza ($1.1, \gamma_{ov}, \Omega_{min}$ per EC8, e $1.1 \gamma_{ov}, \Omega_{max}$ per P.A.) precedentemente definiti.

Si riportano in appendice 2 le tabelle riassuntive dei profili ottenuti nel processo di dimensionamento per tutti e tre gli approcci considerati.

4.6 CONFRONTO TRA LE SOLUZIONI PROGETTATE

Il confronto tra le soluzioni progettate secondo i tre approcci, per i differenti valori del parametro γ e per le diverse strategie progettuali, è di seguito effettuato in termini di peso strutturale e di richieste di sovrarresistenza (Ω). Nella fattispecie il confronto in termini di peso è stato effettuato considerando:

- Peso del singolo controvento derivante dalla somma del peso di diagonali, travi e colonne, indicato nel seguito con $W_{CBF,1}$
- Peso totale di tutte le mensole di controvento, derivante dalla somma del peso di ogni singola mensola di controvento moltiplicato per il numero di controventi in pianta, indicato nel seguito con W_{CBF}

- Rapporto tra il peso totale dell'edificio controventato W_{TOT} (peso struttura pendolare + peso totale di tutte le mensole di controvento) e il peso della sola parte resistente alle azioni verticali W_G (a meno di travi e colonne che appatterranno al sistema di controvento)

Si riportano, nelle tabelle 4.6 e 4.7 i pesi della parte strutturale resistente ai soli carichi verticali

	Y3	Y4.5	Y6.75	Y9	Y13.5
3St.M6	1002 kN	1067 kN	1106 kN	1120 kN	1146 kN
6St.M6	2117 kN	2276 kN	2372 kN	2404 kN	2467 kN
9St.M6	3233 kN	3482 kN	3630 kN	3675 kN	3777 kN

Tabella 4.6 Edifici M6: peso struttura pendolare

	Y2	Y3	Y4	Y6	Y12
3St.M9	1284 kN	1382 kN	1417 kN	1484 kN	1519 kN
6St.M9	2598 kN	2799 kN	2868 kN	3010 kN	3079 kN
9St.M9	3983 kN	4306 kN	4410 kN	4648 kN	4753 kN

Tabella 4.7 Edifici M9: peso struttura pendolare

4.6.1 Edifici a 3 piani (3St. M6 – 3St. M9) – D1

Nel caso degli edifici a tre piani (figura 4.6 e 4.7) per tutti e tre gli approcci progettuali sono possibili numerose soluzioni strutturali, ottenute variando il numero di controventi in pianta, ovvero il parametro Y. Il peso strutturale delle soluzioni progettate con i tre approcci risente sia della dimensione della maglia strutturale sia del numero di controventi in pianta; in particolare, mentre nel caso M9 (figura 4.7) si hanno pesi sostanzialmente simili per i tre approcci, nel caso M6 (figura 4.6) si osservano maggiori differenze rispetto alla soluzione elastica, tanto più evidenti quanto maggiore è il numero di controventi in pianta. Sia nel caso M9 che nel caso M6 l'approccio proposto fornisce soluzioni strutturali confrontabili o più leggere rispetto al caso dell'EC8. Tali evidenze possono essere spiegate esaminando le richieste di sovrarresistenza agli elementi non dissipativi (figura 4.8 e 4.9) che

risultano essere molto più basse nel caso dell'approccio proposto, in quanto non condizionate dai coefficienti di sovrarresistenza delle diagonali dell'ultimo livello; infatti queste ultime sono caratterizzate da valori elevati del coefficiente di sovrarresistenza, dovuti al fatto che per esse si verificano basse sollecitazioni di progetto e, contemporaneamente, il criterio di scelta della sezione è dettato dalla limitazione imposta alla snellezza massima, per cui la sezione risulta significativamente sovradimensionata.

4.6.1 Edifici a 6 piani (6St. M6 – 6St. M9) – D1

Esaminando gli edifici a sei piani si osserva una riduzione delle soluzioni progettabili (figure 4.10 e 4.11), sia con il dimensionamento elastico che con l'EC8; di contro l'approccio proposto consente il progetto di un numero maggiore di soluzioni, ottenute variando il numero di controventi in pianta. Ad esempio, nel caso M6, (figura 4.10) l'EC8 non consente di progettare alcuna soluzione (anche variando il numero di controventi in pianta), a causa delle elevate richieste di sovrarresistenza agli elementi non dissipativi. (il dimensionamento delle colonne richiederebbe profili con sezione maggiore dell'HE 1000M), nonché delle limitazioni imposte sul valore minimo della snellezza delle diagonali (il dimensionamento delle diagonali richiederebbe sezioni che, per la lunghezza libera di inflessione delle diagonali stesse, darebbero luogo a snellezze elevate). Considerando le soluzioni progettabili, sia per M6 che M9, anche in questo caso si osserva che l'approccio proposto dà luogo a soluzioni strutturali più leggere (figure 4.10 e 4.11) nonché ad una marcata riduzione delle richieste di sovrarresistenza (figure 4.12 e 4.13) il che dipende dalla possibilità di selezionare il numero di diagonali coinvolte nel meccanismo dissipativo. Nei casi di pochi CBFs disposti in pianta (Y grande) invece, il peso strutturale ottenuto con P.A. è paragonabili a quello ottenuto con l' EC8. Solo nel caso Y13.5 (2 CBFs in pianta) l'approccio proposto non fornisce soluzioni in quanto il progetto richiederebbe colonne maggiori dell' HE 1000M. Come osservato anche per i 3 piani, nei casi Y2 e Y3 il progetto secondo EC8 porta a pesi strutturali paradossalmente molto vicini o addirittura più grandi delle corrispondenti soluzioni elastiche. Questo sottolinea chiaramente la poca economicità del progetto secondo l'EC8 dovuto agli alti valori dei coefficienti di sovrarresistenza Ω utilizzati in queste due soluzioni strutturali.

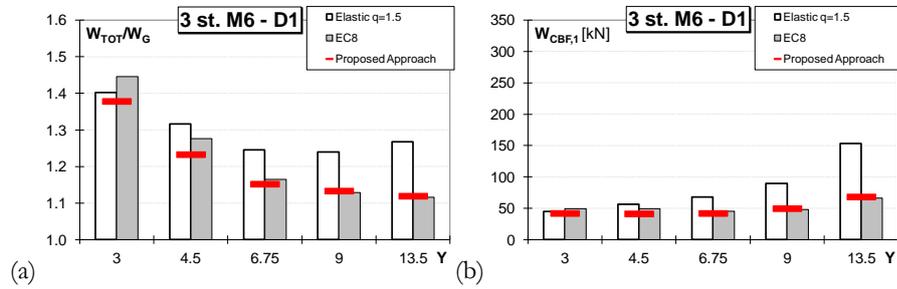


Figura 4.6 Confronto edifici 3St.M6 (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

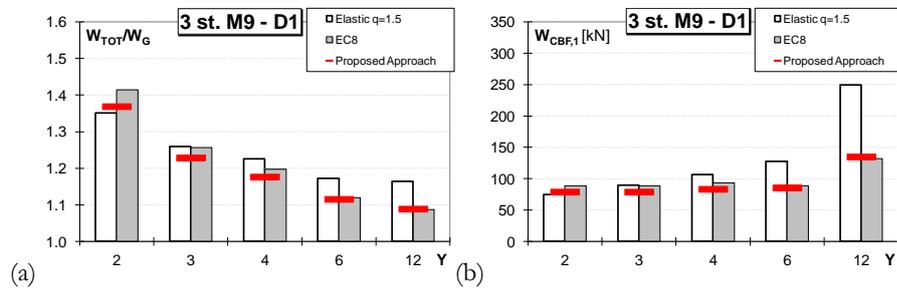


Figura 4.7 Confronto edifici 3St.M9 (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

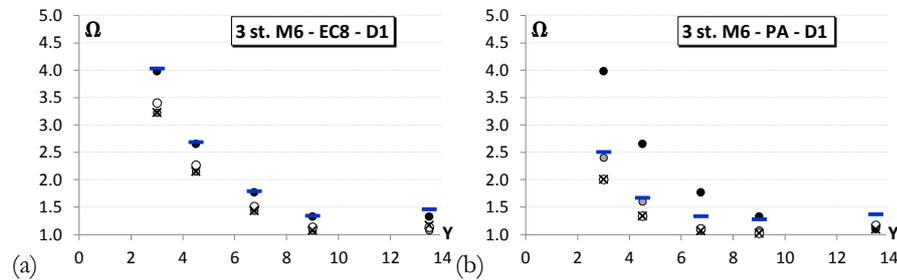


Figura 4.8 Confronto sovrarresistenza edifici 3St.M6 (a) EC8; (b) P.A.

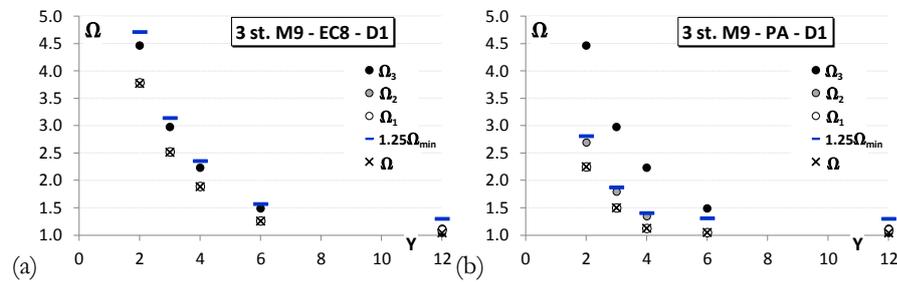


Figura 4.9 Confronto sovrarresistenza edifici 3St.M9 (a) EC8; (b) P.A.

4: PROGETTO DI EDIFICI CON X-CBF: CASI DI STUDIO

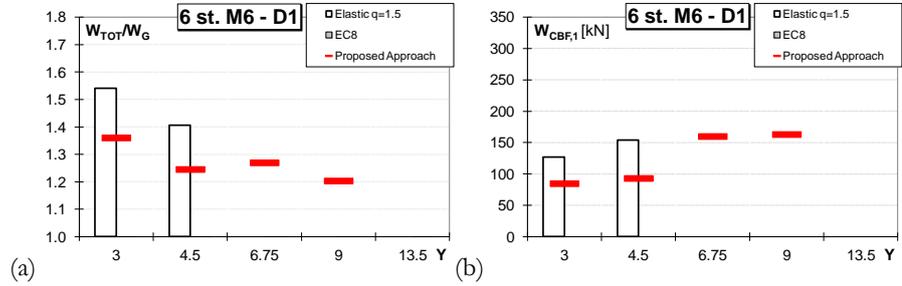


Figura 4.10 Confronto edifici 6St.M6 (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

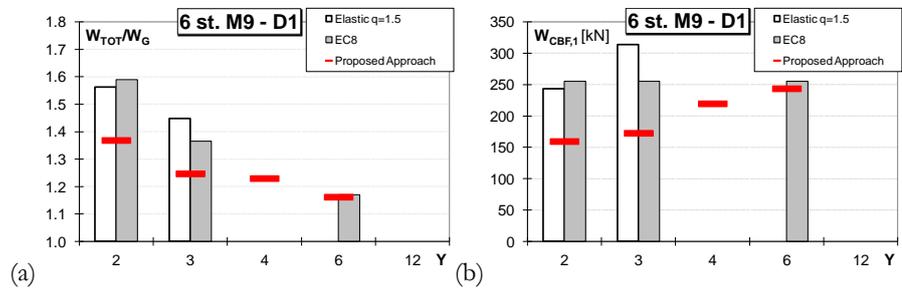


Figura 4.11 Confronto edifici 6St.M9 (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

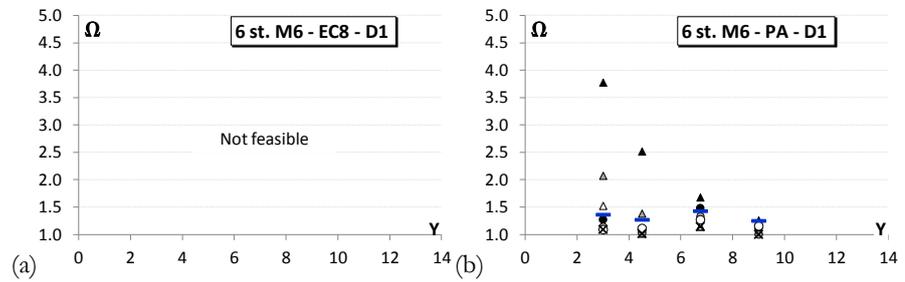


Figura 4.12 Confronto sovraresistenza edifici 6St.M6 (a) EC8; (b) P.A.

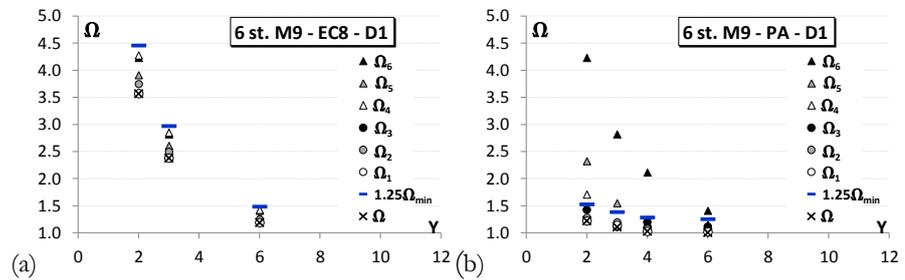


Figura 4.13 Confronto sovraresistenza edifici 6St.M9 (a) EC8; (b) P.A.

4.6.2 Edifici a 9 piani (9St. M6 – 9St. M9) – D1

Per gli edifici a nove piani si osserva che l'EC8 non consente di progettare alcuna soluzione (figure 4.14 e 4.15) senza utilizzare colonne sezioni maggiori di quella massima convenzionalmente fissata, (dovuto sostanzialmente al livello elevato di azione sismica che compete agli edifici di nove piani) e/o diagonali con snellezza minore di quella limite fissata dalla normativa. Al contrario, seppure in un numero limitato di casi, Y2 e Y3 per maglia M9, e Y3 e Y4.5 per maglia M6, l'approccio proposto consente il dimensionamento delle membrature del controvento, grazie alla possibilità di selezionare il numero di diagonali che partecipano al meccanismo dissipativo e, di conseguenza, ridurre il valore del coefficiente di sovrarresistenza (figure 4.16 e 4.17).

4: PROGETTO DI EDIFICI CON X-CBF: CASI DI STUDIO

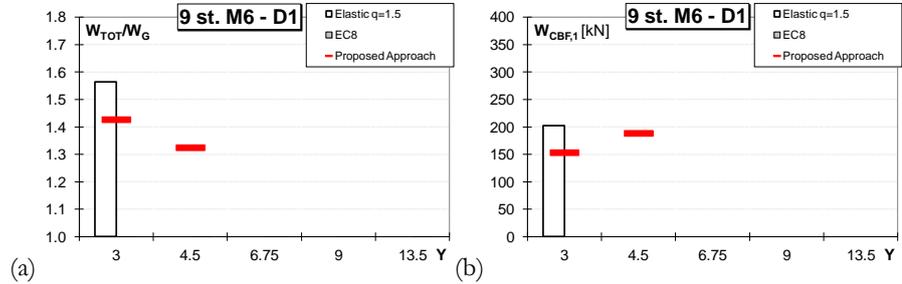


Figura 4.14 Confronto edifici 9St.M6 (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

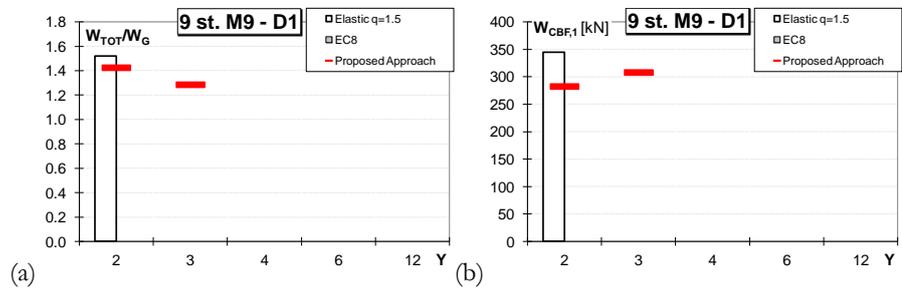


Figura 4.15 Confronto edifici 9St.M9 (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

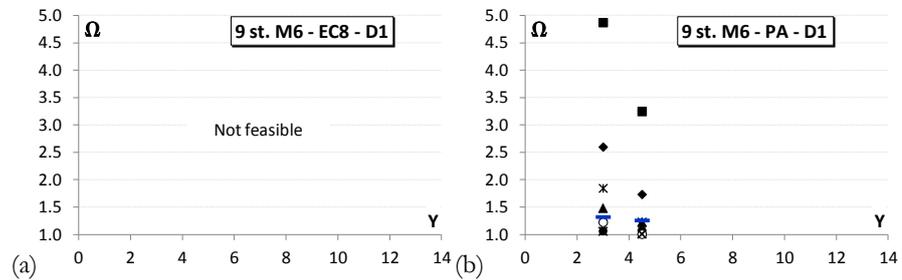


Figura 4.16 Confronto sovraresistenza edifici 6St.M6 (a) EC8; (b) P.A.

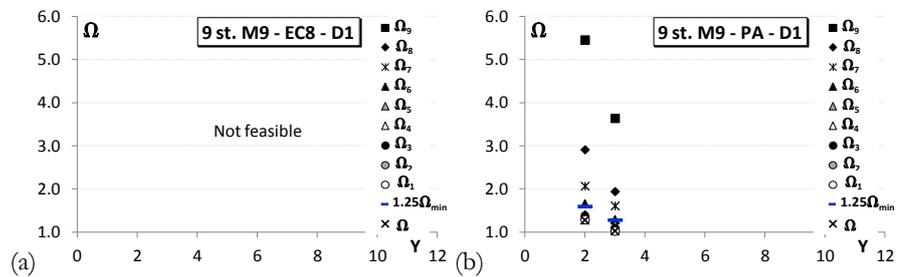


Figura 4.17 Confronto sovraresistenza edifici 6St. (a) EC8; (b) P.A.

4.6.3 Edifici a 3 piani (3St. M6 – 3St. M9) – D2,D3,D4,D5

Verranno di seguito commentati i risultati delle progettazioni svolte secondo le strategie progettuali: D2, D3, D4, D5 per gli edifici a 3 piani

4.6.3.1 Strategia progettuale D2

Nel caso degli edifici a tre piani (sia M6 che M9), considerando la strategia progettuale D2 (diagonali HE S235 figure 4.18 e 4.19) e variando il numero di controventi in pianta (quindi il parametro Y) sono possibili numerose soluzioni strutturali. In particolare, l'approccio proposto consente soluzioni in tutti i casi, mentre l'EC8, nel caso di Y9 e Y13.5 e Y12 (rispettivamente 3 e 2 CBF in pianta per M6 e 1 CBF in pianta per M9) non presenta soluzioni. Tale impossibilità è dovuta alle limitazioni sul valore della snellezza adimensionale e alla limitazione sul valore del coefficiente di sovrarresistenza delle diagonali. Rispetto alla strategia progettuale D1 (riportata in figure 4.6 e 4.7) vi è una riduzione della progettabilità in quanto variando la classe dell'acciaio da S355 (D1) a S235 (D2) vi è una riduzione del numero di profili HE utilizzabili per le diagonali. Quando invece il progetto secondo l'EC8 è possibile, nel caso M6 (figura 4.18) e per Y bassi, il peso strutturale della mensola è maggiore di quello ottenuto con P.A (per Y3 e Y4.5) e in alcuni casi (Y3) maggiore di quello ottenuto con l'approccio elastico. Una spiegazione di ciò risiede nel valore dei coefficienti di sovrarresistenza che risultano essere alti a causa delle limitazioni imposte dell'EC8 (figure 4.20a e 4.21a). L'approccio proposto invece, consente di progettare per tutti gli Y considerati, mostrando, sia per M6 che per M9 i vantaggi già discussi per la strategia progettuale D1 (figure 4.18 e 4.19) (basso peso strutturale per bassi Y dovuto alla riduzione dei fattori di sovrarresistenza). In questo caso, grazie alla possibilità di escludere alcune diagonali dal meccanismo dissipativo, i coefficienti di sovrarresistenza sono contenuti entro il valore di 1.5 (figure 4.20b e 4.21b).

4.6.3.2 Strategia progettuale D3

I risultati delle progettazioni mediante l'EC8 e con l'approccio proposto (figure 4.22 e 4.23) sono identici a quelli della strategia progettuale D2. L'unica differenza tra D2 e D3 risiede nella classe di resistenza dell'acciaio per travi e colonne. Il peso finale della mensola non varia in modo significativo sia per M6 che per M9. La leggera diminuzione di

peso che si ha con D3 rispetto a D2 è dovuta al fatto che con D3 è possibile utilizzare colonne e travi più piccole rispetto al caso D2. I valori dei coefficienti di sovrarresistenza invece, sono identici al caso precedente (non cambiano le sezioni delle diagonali) e pertanto valgono le considerazioni precedentemente evidenziate (figure 4.24 e 4.25).

4.6.3.3 Strategia progettuale D4

La strategia progettuale D4 prevede l'utilizzo di acciaio "combinato" per le diagonali, ovvero esse presentano acciaio differente lungo l'elevazione. Tale strategia consente quindi di calibrare al meglio la capacità di resistenza delle diagonali in funzione della richiesta sismica. In riferimento al P.A., sia per M6 che per M9 non si riscontrano particolari differenze in termini di peso e soluzioni progettabili rispetto alle precedenti 2 strategie progettuali, (figure 4.26 e 4.27) in quanto grazie alla possibilità di valutare il coefficiente di sovrarresistenza solo per alcune diagonali, la progettazione è governata essenzialmente da requisiti di resistenza e dalla limitazione sulla snellezza massima. Ciò è facilmente riscontrabile nei valori dei coefficienti di sovrarresistenza, molto bassi e prossimi all'unità (figure 4.28b e 4.29b). Con l'approccio EC8 invece, grazie alla possibilità di avere acciaio differente per le diagonali lungo l'elevazione (e quindi calibrare al meglio la progettazione) si riscontra un aumento della progettabilità (casi Y9 e Y13.5 per M6 e Y12 per M9) con riduzione del peso strutturale della mensola di controvento (figure 4.26 e 4.27) rispetto agli omologhi casi delle strategie progettuali precedenti. La possibilità di definire con minore difficoltà le sezioni delle diagonali, si riflette sui valori dei coefficienti di sovrarresistenza (figura 4.28a e 4.29a) infatti tali valori assumono un massimo di 2.5 nel caso Y2 M9 (molti controventi) ma diminuiscono rapidamente, fino a divenire prossimi all'unità all'aumentare del numero di controventi in pianta. Ciò significa che la progettazione è governata solo in parte dalle prescrizioni normative del capacity design.

4.6.3.4 Strategia progettuale D5

Con la strategia progettuale D5, che prevede l'utilizzo di profili tubolari S235 per le diagonali, sono possibili numerose soluzioni strutturali, ottenute variando il numero di controventi in pianta. L'unica eccezione è per l'approccio EC8 il quale non presenta soluzioni per i casi Y13.5 e

Y12 rispettivamente per M6 e M9 (figure 4.30 e 4.31) a causa delle limitazioni sul valore della snellezza minima (Y13.5 M6 e Y12 M9) e la limitazione sul valore del coefficiente di sovrarresistenza (Y12 M9).

Per tutti gli Y, e per entrambi gli approcci (EC8 e P.A.) il peso del singolo controvento è minore di quello ottenuto per gli omologhi casi delle precedenti strategie progettuali (casi Y3, Y4.5, per M6 e Y2, Y3, per M9) mentre per i rimanenti valori di Y (dove c'è soluzione) il peso è confrontabile. La riduzione del peso per i casi prima menzionati è possibile grazie alla ottimale calibrazione della capacità di resistenza delle diagonali che non devono essere sovradimensionate, come per la strategia progettuale D1 per soddisfare le limitazioni sulla snellezza adimensionale e sul valore dei coefficienti di sovrarresistenza. Si nota inoltre come per entrambi gli approcci e per tutti gli Y progettabili, vi è una importante riduzione del valore del coefficiente di sovrarresistenza. (figure 4.32 e 4.33) ottenendo i minimi pesi strutturali se confrontati con le precedenti strategie progettuali.

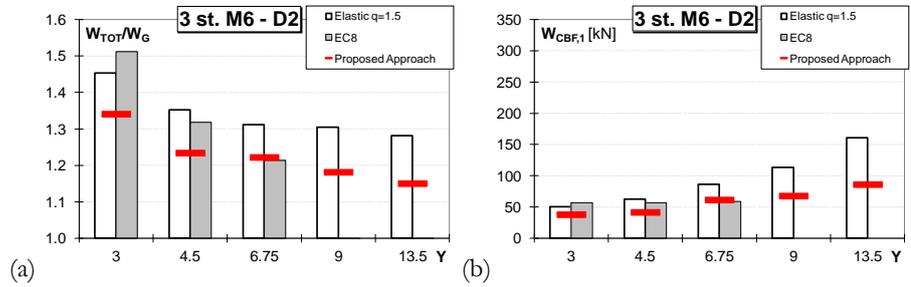


Figura 4.18 Edifici 3St.M6 D2: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

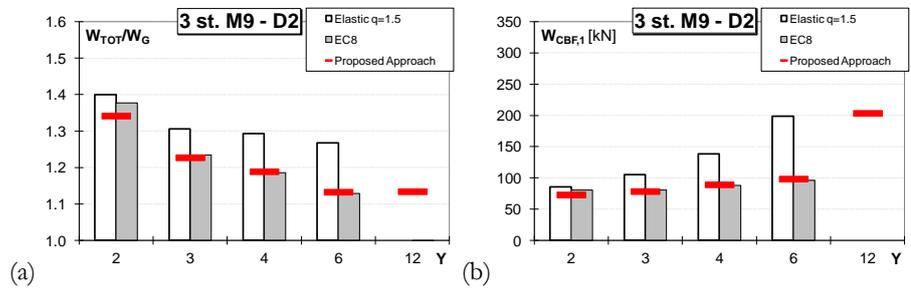


Figura 4.19 Edifici 3St.M9 D2: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

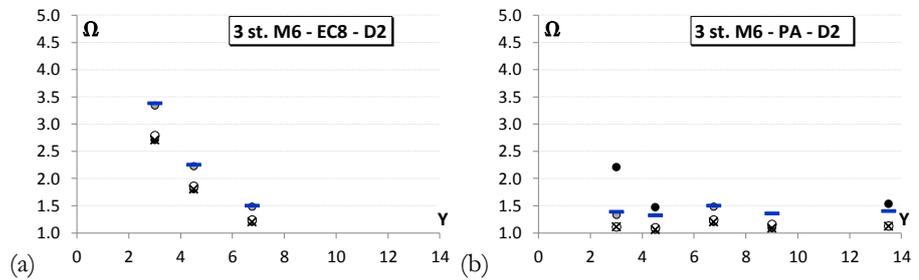


Figura 4.20 Confronto sovraresistenza edifici 3St.M6 D2 (a) EC8; (b) P.A.

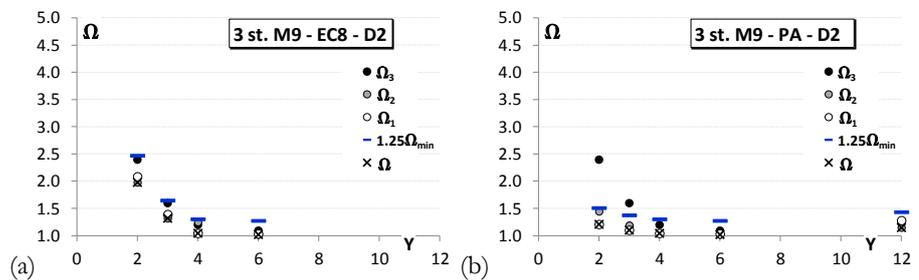


Figura 4.21 Confronto sovraresistenza edifici 3St.M9 D2 (a) EC8; (b) P.A.

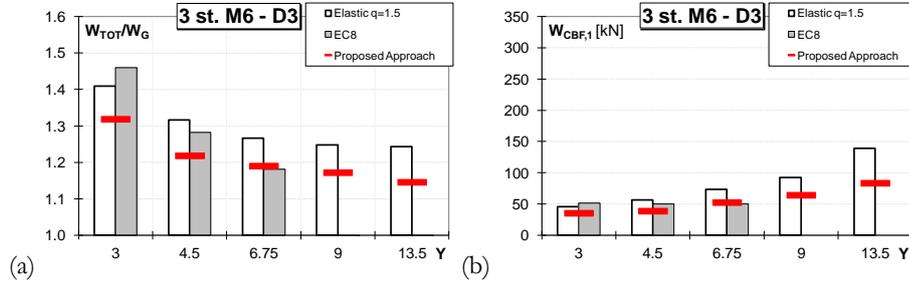


Figura 4.22 Edifici 3St.M6 D3: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

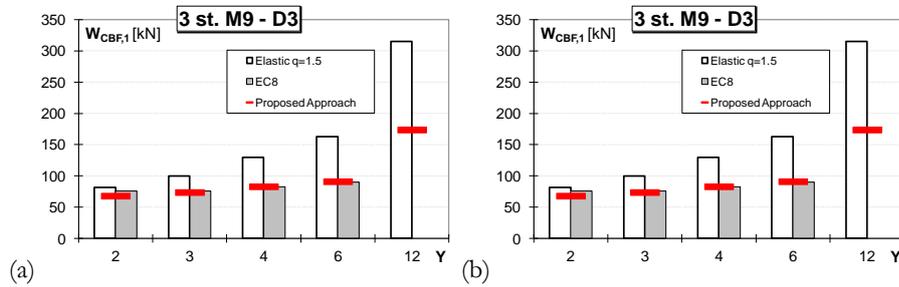


Figura 4.23 Edifici 3St.M9 D3: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

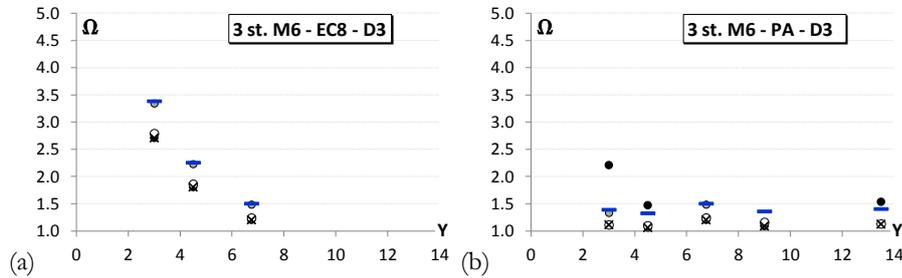


Figura 4.24 Confronto sovraresistenza edifici 3StM6 .D3 (a) EC8; (b) P.A.

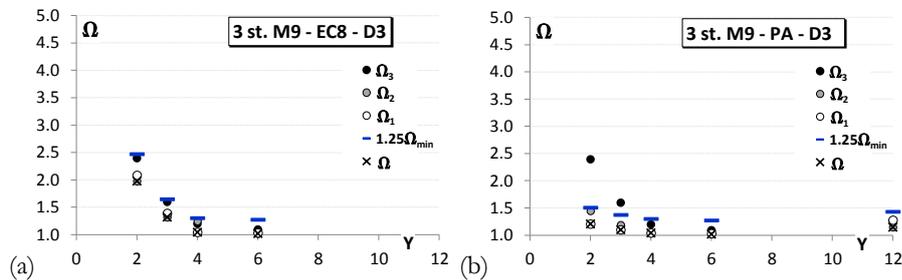


Figura 4.25 Confronto sovraresistenza edifici 3St.M6 D3 (a) EC8; (b) P.A.

4: PROGETTO DI EDIFICI CON X-CBF: CASI DI STUDIO

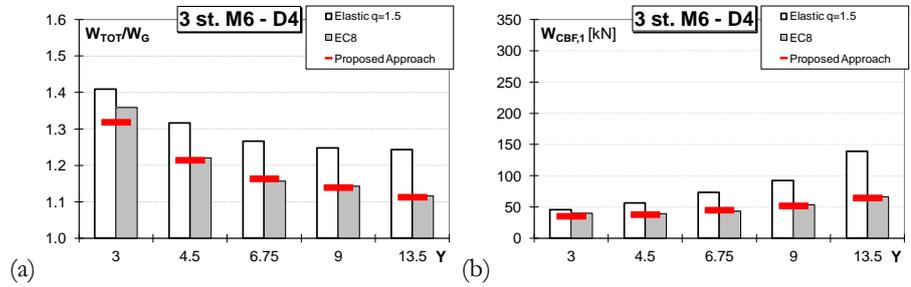


Figura 4.26 Edifici 3St.M6 D4: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

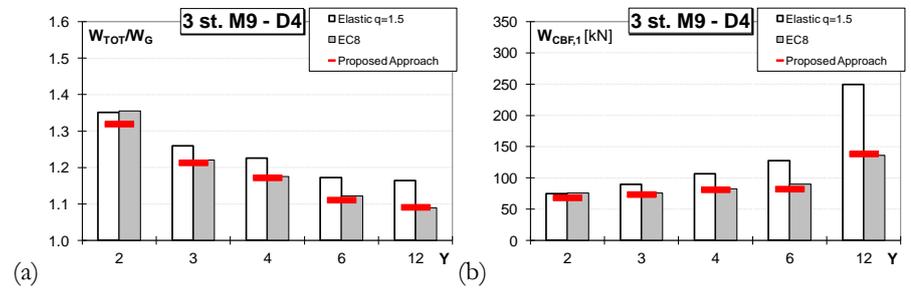


Figura 4.27 Edifici 3St.M9 D4: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

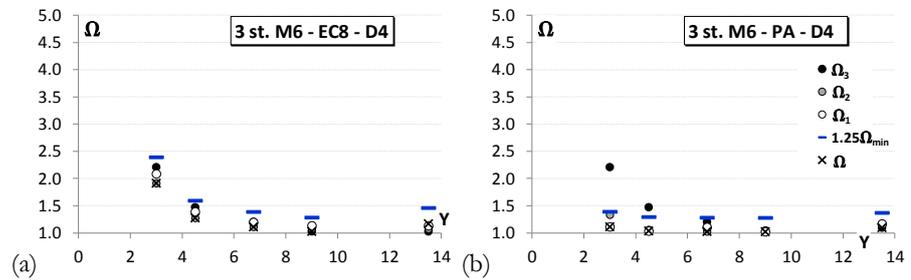


Figura 4.28 Confronto sovraresistenza edifici 3St.M9 D4 (a) EC8; (b) P.A.

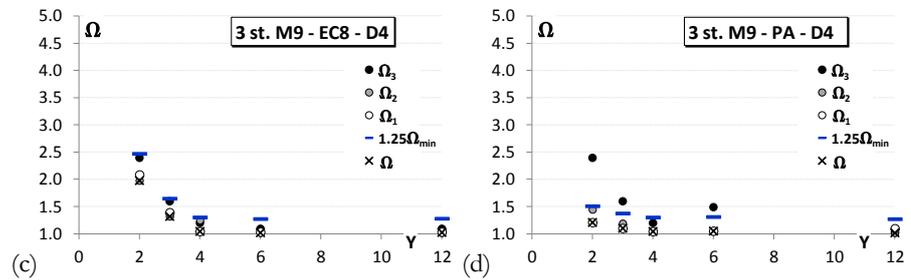


Figura 4.29 Confronto sovraresistenza edifici 3St.M9 D4 (a) EC8; (b) P.A.

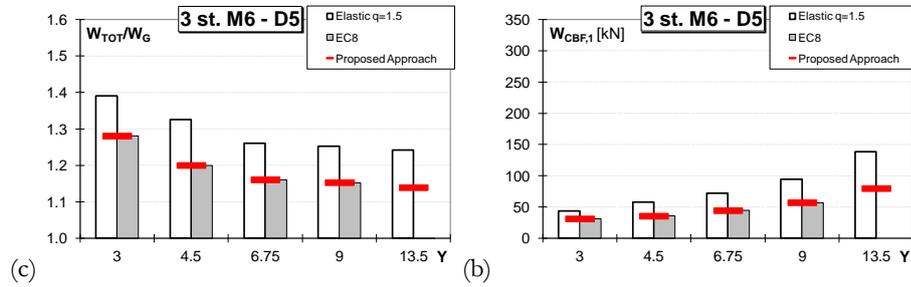


Figura 4.30 Edifici 3St.M6 D5: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

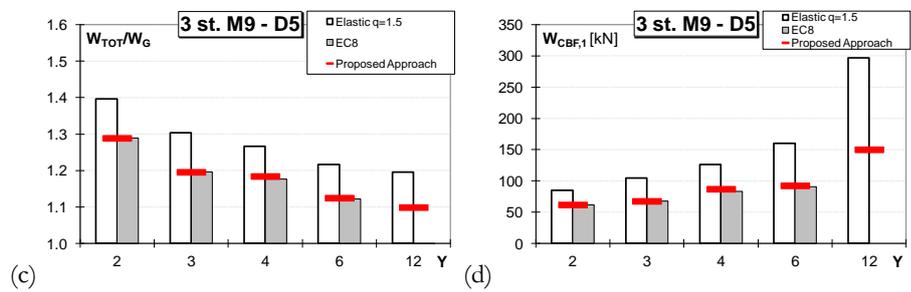


Figura 4.31 Edifici 3St.M9 D5: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

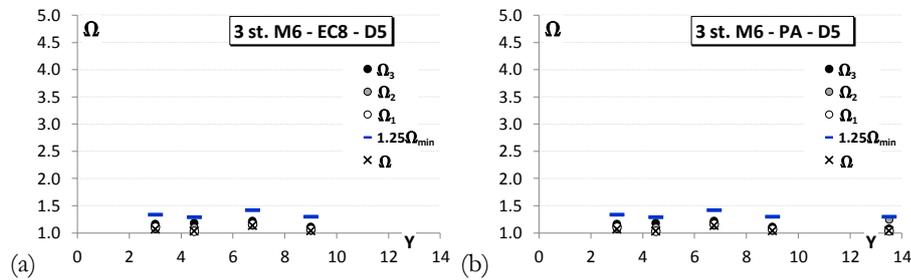


Figura 4.32 Confronto sovraresistenza edifici 3St.M6 D5 (a) EC8; (b) P.A.

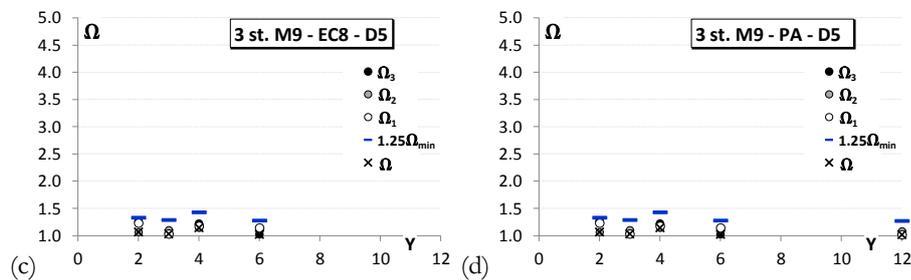


Figura 4.33 Confronto sovraresistenza edifici 3St.M9 D5 (a) EC8; (b) P.A.

4.6.3.5 Riepilogo pesi per edifici a 3 piani (3St. M6 – 3St. M9) D1 – D5

Di seguito (tabelle 4.8 e 4.9) sono riportati i risultati dei progetti eseguiti. Per i casi in cui non vi era soluzione è specificato se l'impossibilità della progettazione è legata al non rispetto delle verifiche di resistenza (diagonali o generalmente colonne che richiedono un profilato maggiore di HE1000M), dei limiti imposti sulla snellezza delle diagonali o sui limiti imposti sulla sovrarresistenza delle stesse (variazione del 25%).

SOLUZIONI PROGETTATE	3PM6					
	N°CBF	9	6	4	3	2
	Y	3	4.5	6.75	9	13.5
D1	EC8					
	$W_{CBF,EC8}$ [kN]	49.63	49.19	45.65	48.18	66.49
	P.A.					
	$W_{CBF,P.A.}$ [kN]	42.13	41.44	42.13	49.81	68.39
D2	EC8					
	$W_{CBF,EC8}$ [kN]	57.01	56.66	58.97	imp.(λ)	imp.(λ/Ω)
	P.A.					
	$W_{CBF,P.A.}$ [kN]	37.97	41.66	61.47	67.79	86.19
D3	EC8					
	$W_{CBF,EC8}$ [kN]	51.24	50.18	50.18	imp.(λ/Ω)	imp.(λ/Ω)
	P.A.					
	$W_{CBF,P.A.}$ [kN]	35.49	38.85	52.62	64.32	83.55
D4	EC8					
	$W_{CBF,EC8}$ [kN]	39.96	39.22	43.48	53.53	66.49
	P.A.					
	$W_{CBF,P.A.}$ [kN]	35.49	38.16	45.24	52.15	64.82
D5	EC8					
	$W_{CBF,EC8}$ [kN]	31.27	35.61	44.45	56.69	imp.(λ)
	P.A.					
	$W_{CBF,P.A.}$ [kN]	31.27	35.61	48.44	57.14	79.79

Tabella 4.8 Edifici 3St. M6: riepilogo progetti

SOLUZIONI PROGETTATE	3PM9					
	N°CBF	6	4	3	2	1
	Y	2	3	4	6	12
D1	EC8					
	W _{CBF,EC8} [kN]	88.78	88.78	93.48	88.78	132.07
	P.A.					
D2	W _{CBF,P.A.} [kN]	70.58	78.96	83.39	85.69	134.97
	EC8					
	W _{CBF,EC8} [kN]	80.86	80.86	87.81	95.99	imp.(λ/Ω)
D3	P.A.					
	W _{CBF,P.A.} [kN]	61.99	78.47	89.25	98.47	203.59
	EC8					
D4	W _{CBF,EC8} [kN]	76.08	76.08	82.74	90.34	imp.(λ/Ω)
	P.A.					
	W _{CBF,P.A.} [kN]	51.02	73.68	82.92	91.03	190.28
D5	EC8					
	W _{CBF,EC8} [kN]	76.08	76.08	82.74	90.34	136.13
	P.A.					
D5	W _{CBF,P.A.} [kN]	54.66	73.68	81.35	82.35	138.64
	EC8					
	W _{CBF,EC8} [kN]	61.80	67.56	83.60	90.70	imp.(λ/Ω)
D5	P.A.					
	W _{CBF,P.A.} [kN]	41.87	67.56	86.97	92.41	150.10

Tabella 4.9 Edifici 3St. M9 riepilogo progetti

4.6.1 Edifici a 6 piani (6St. M6 – 6St. M9) – D2,D3,D4,D5

Verranno di seguito commentati i risultati delle progettazioni svolte secondo le strategie progettuali: D2, D3, D4, D5 per gli edifici a 6 piani.

4.6.1.1 Strategia progettuale D2

Nel caso degli edifici a sei piani progettati con la strategia D2 (acciaio S235 per diagonali, travi e colonne) si ottengono soluzioni solo per un numero ristretto di casi (figure 4.34 e 4.35).

In particolare la progettazione secondo l'EC8 non fornisce soluzioni per nessun valore di Y e per entrambe le dimensioni delle maglie strutturali. Ciò è dovuto alle limitazioni sul valore della snellezza adimensionale delle diagonali e del fattore di sovrarresistenza (per i casi Y3, Y4.5 e Y6.75 per M6 e Y4, Y6, Y12 per M9), e a limitazioni sul solo valore del coefficiente di sovrarresistenza per i casi Y2 e Y3 per M9, e a problemi di resistenza delle colonne (la progettazione richiederebbe profili >

HE1000 M) per i casi Y9 e Y13.5 di M6. Con l'approccio proposto invece, si ottengono soluzioni nei casi Y3, Y4.5 e Y6.75 per M6 e Y2, Y3 per M9 con valori del peso strutturale non elevato e minore di quello ottenibile con un progetto non dissipativo. Con la possibilità di calibrare al meglio la progettazione selezionando il numero di diagonali che partecipano al meccanismo dissipativo si conferma la riduzione dei valori dei coefficienti di sovrarresistenza che si mantengono bassi e prossimi all'unità (figura 4.36b, 4.37b). Nei casi in cui invece non vi è soluzione nemmeno con il P.A. ciò è dovuto alle eccessive richieste di resistenza per le colonne della mensola per le quali si necessiterebbe di profili > HE1000M (casi Y9 e Y13.5 per M6 e (Y4, Y6, e Y12 per M9).

4.6.1.2 Strategia progettuale D3

Nel caso di edifici a sei piani con la strategia progettuale D3 (acciaio S235 per sole diagonali) si ottengono soluzioni solo per un numero ristretto di casi (figure 4.38 e 4.39).

Con il dimensionamento svolto secondo l'EC8 non vi è soluzione per nessun valore di Y (sia per M6 che per M9). Per la maglia M6, per tutti gli Y, e per la maglia M9 per Y4, Y6 e Y12 l'impossibilità è dovuta alle limitazioni sui valori della snellezza adimensionale e sul coefficiente di sovrarresistenza. Per i casi Y2 e Y3 di M9, l'impossibilità è dovuta alla sola limitazione sul valore dei coefficienti di sovrarresistenza.

Per quanto riguarda il P.A. invece, vi è un aumento di progettabilità rispetto alla precedente strategia progettuale, infatti, solo i casi Y13.5 e Y6 rispettivamente per M6 e M9 non presentano soluzioni a causa dell'eccessiva richiesta di resistenza alle colonne della mensola di controvento. Riguardo i coefficienti Ω , valgono le stesse considerazioni della precedente strategia progettuale (figura 4.40b, 4.41b).

4.6.1.3 Strategia progettuale D4

Con la strategia progettuale D4 che prevede l'utilizzo di acciaio "combinato" per le diagonali e acciaio S355 per travi e colonne vi è un aumento delle progettabilità rispetto alla precedenti 2 strategie progettuali (figure 4.42 e 4.43). Con il P.A. vi è soluzione per tutti i valori di Y tranne che per Y13.5 e Y12 rispettivamente per M6 e M9. Tale impossibilità è determinata dall'eccessiva richiesta di resistenza delle colonne. Il peso strutturale delle progettazioni, se comparato con gli

omologhi casi per i quali l'EC8 ammette soluzione risulta essere paragonabile e in alcuni casi leggermente inferiore. Con l'EC8 invece, è possibile il progetto solo per alcuni valori di Y . Per maglia M6 vi è soluzione solo per $Y3$ e $Y4.5$, mentre per i restanti Y non è stato possibile il progettare a causa delle limitazioni sulla snellezza adimensionale delle diagonali e sul valore dei coefficienti di sovrarresistenza. Il peso strutturale delle mensole così progettate è in ogni caso, minore di quello del progetto non dissipativo. Rispetto alle precedenti strategie progettuali, l'aumento di soluzioni progettabili, con l'approccio EC8 è dovuto alla possibilità di diminuire i valori dei coefficienti di sovrarresistenza (figura 4.44a, 4.45a) grazie all'utilizzo di differenti classi di acciaio per le diagonali che consentono di calibrare al meglio le richieste di resistenza.

4.6.1.4 Strategia progettuale D5

Con la strategia progettuale D5 che prevede l'utilizzo di profili tubolari per le diagonali (S235), nel caso di progetto svolto mediante il P.A. valgono le stesse considerazioni precedentemente riportate per la strategia progettuale D4. Per tutti i casi progettati si registra però un lieve aumento del peso strutturale (figure 4.46 e 4.47). Riguardo l'EC8, in riferimento alla maglia M6 valgono le considerazioni precedentemente riportate per la strategia progettuale D4. Per la maglia M9 invece, non vi è soluzione per $Y6$ e $Y12$ rispettivamente a causa delle limitazioni sulla snellezza adimensionale delle diagonali e per l'eccessiva richiesta di resistenza delle colonne. I valori dei coefficienti di sovrarresistenza sono uniformi e prossimi all'unità per entrambi gli approcci (figure 4.48, 4.49).

4: PROGETTO DI EDIFICI CON X-CBF: CASI DI STUDIO

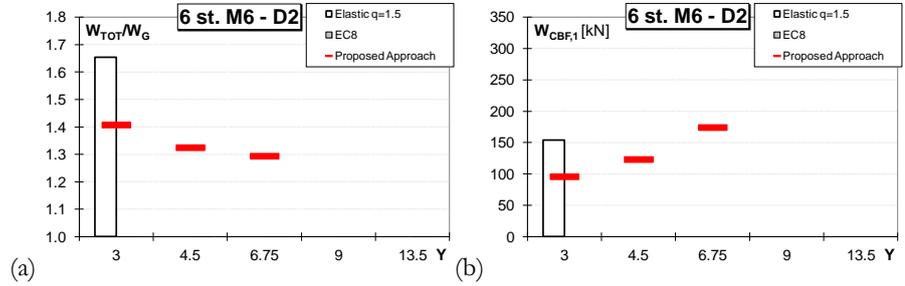


Figura 4.34 Edifici 6St.M9 D2: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

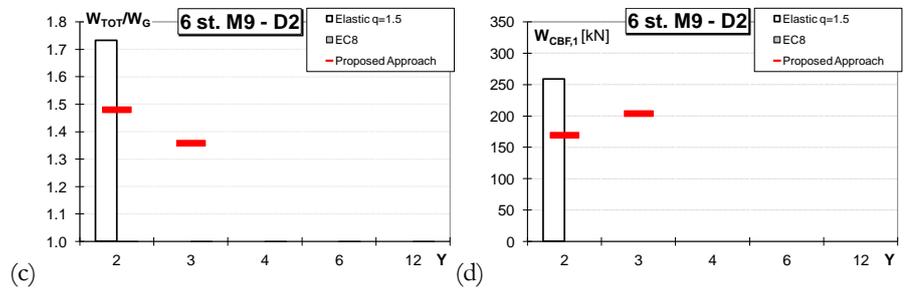


Figura 4.35 Edifici 6St.M9 D2: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

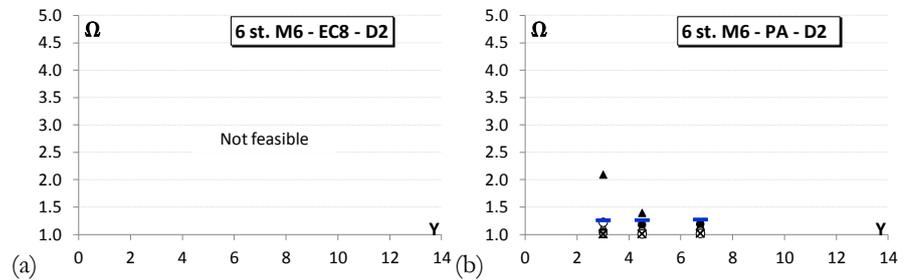


Figura 4.36 Confronto sovrarresistenza edifici 6St.M6 D2 (a) EC8; (b) P.A.

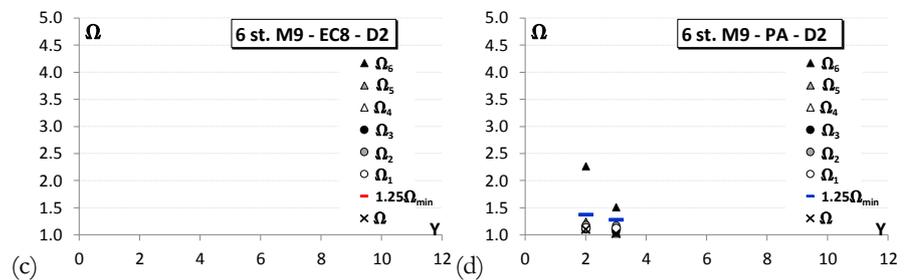


Figura 4.37 Confronto sovrarresistenza edifici 6St.M9 D2 (a) EC8; (b) P.A.

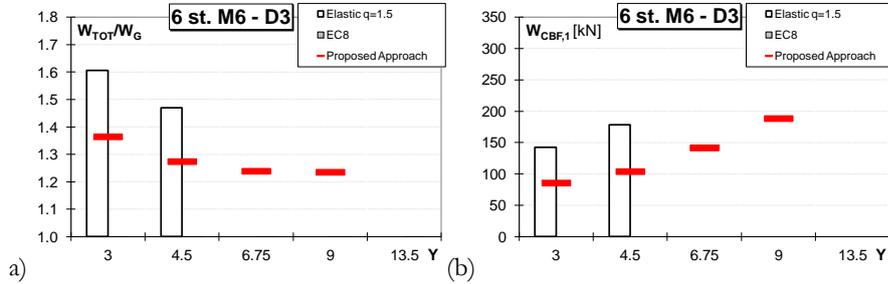


Figura 4.38 Edifici 6St.M6 D3: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

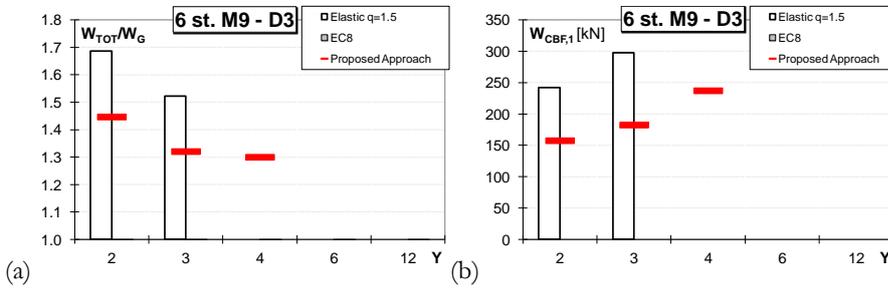


Figura 4.39 Edifici 6St.M9 D3: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

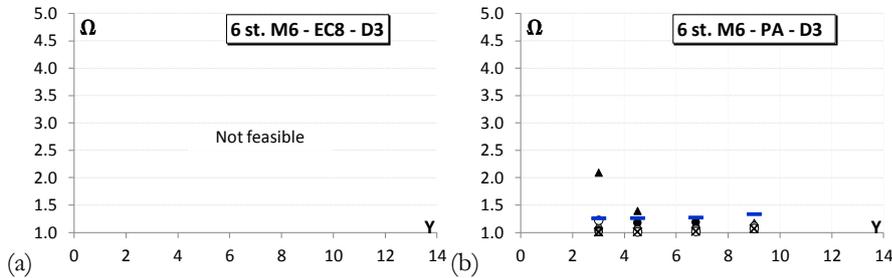


Figura 4.40 Confronto sovraresistenza edifici 6St.M6 D3 (a) EC8; (b) P.A.

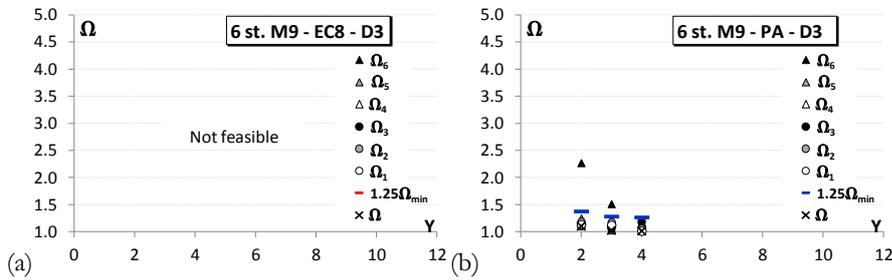


Figura 4.41 Confronto sovraresistenza edifici 6St.M9 D3 (a) EC8; (b) P.A.

4: PROGETTO DI EDIFICI CON X-CBF: CASI DI STUDIO

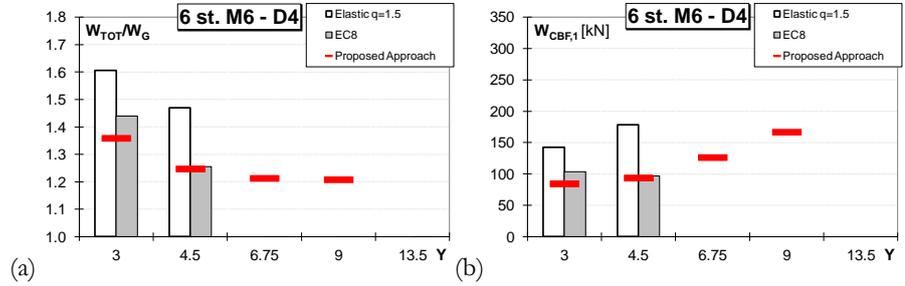


Figura 4.42 Edifici 6St.M6 D4: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

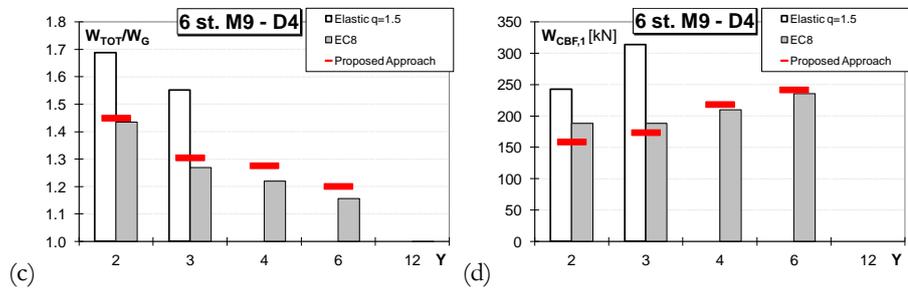


Figura 4.43 Edifici 6St.M9 D4: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

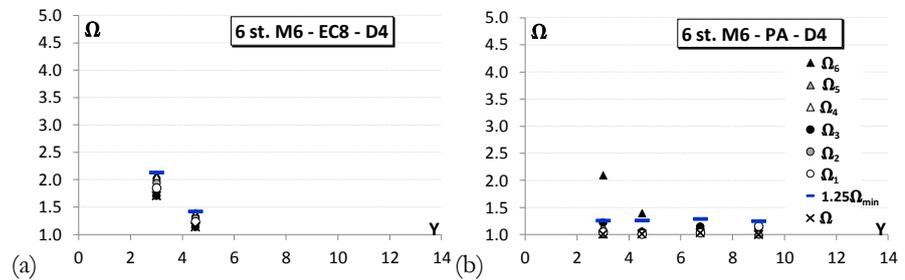


Figura 4.44 Confronto sovrarresistenza edifici 6St.M6 D4 (a) EC8; (b) P.A.

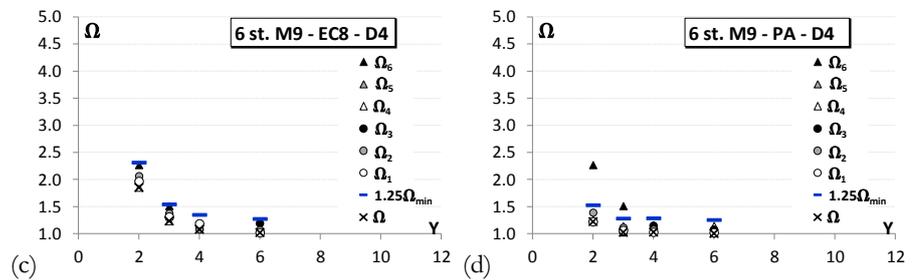


Figura 4.45 Confronto sovrarresistenza edifici 6St.M9 D4 (a) EC8; (b) P.A.

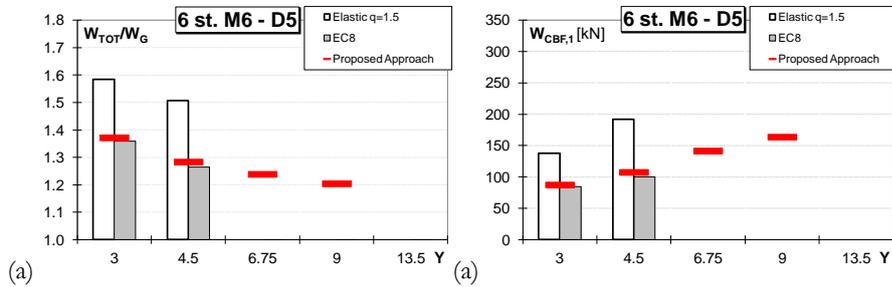


Figura 4.46 Edifici 6St.M6 D5: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

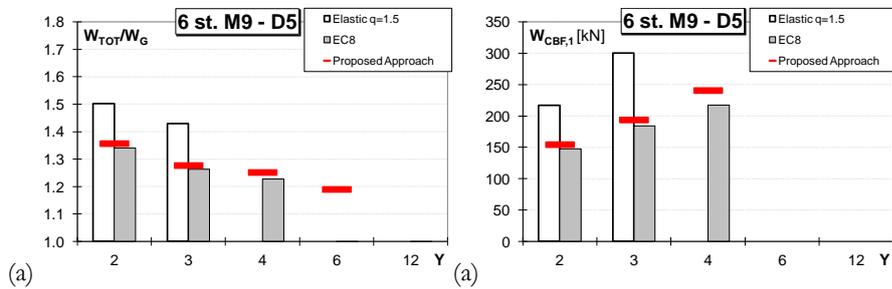


Figura 4.47 Edifici 6St.M9 D5: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

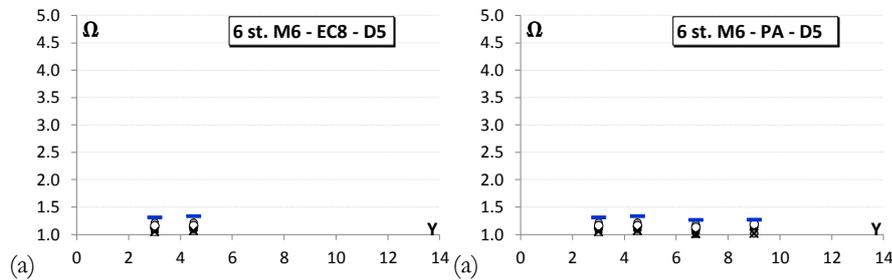


Figura 4.48 Confronto sovraresistenza edifici 6St.M6 D5 (a) EC8; (b) P.A.

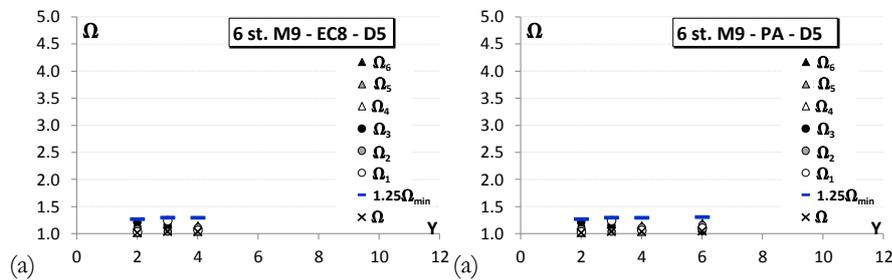


Figura 4.49 Confronto sovraresistenza edifici 6St.M9 D5 (a) EC8; (b) P.A.

4.6.1.5 Riepilogo pesi per edifici a 6 piani (6St. M6 – 6St. M9) D1 – D5

Di seguito (tabelle 4.10 e 4.11) sono riportati i risultati dei progetti eseguiti. Come per gli edifici a 3 piani, per i casi in cui non vi era soluzione è specificato se l'impossibilità della progettazione è legata al non rispetto delle verifiche di resistenza (diagonali o generalmente colonne che richiedono un profilo maggiore di HE1000M), dei limiti imposti sulla snellezza delle diagonali o sui limiti imposti sulla sovrarresistenza delle stesse (variazione del 25%).

SOLUZIONI PROGETTATE	6PM6					
	N°CBF	9	6	4	3	2
	Y	3	4.5	6.75	9	13.5
D1	EC8					
	W _{CBF,EC8} [kN]	imp.(Ω)	imp.(Ω)	imp.(Ω)	imp.(Ω)	imp.(R)
	P.A.			imp.(Ω)		
	W _{CBF,P.A.} [kN]	84.84	93.19		163.18	imp.(R/Ω)
D2	EC8					
	W _{CBF,EC8} [kN]	imp.(λ/Ω)	imp.(λ/Ω)	imp.(λ/Ω)	imp.(R/Ω)	imp.(R/λ)
	P.A.				imp.(R)	imp.(R)
	W _{CBF,P.A.} [kN]	95.91	123.33	174.31		
D3	EC8					
	W _{CBF,EC8} [kN]	imp.(λ/Ω)	imp.(λ/Ω)	imp.(λ/Ω)	imp.(λ/Ω)	imp.(λ/Ω)
	P.A.					imp.(R)
	W _{CBF,P.A.} [kN]	85.81	104.06	141.83	188.61	
D4	EC8					
	W _{CBF,EC8} [kN]	103.45	96.94	imp.(λ/Ω)	imp.(λ/Ω)	imp.(λ/Ω)
	P.A.					imp.(R)
	W _{CBF,P.A.} [kN]	84.50	93.93	126.44	166.87	
D5	EC8					
	W _{CBF,EC8} [kN]	84.54	100.25	imp.(λ/Ω)	imp.(λ/Ω)	imp.(λ/Ω)
	P.A.					imp.(R)
	W _{CBF,P.A.} [kN]	87.46	107.57	141.65	163.76	

Tabella 4.10 Edifici 6St. M6 riepilogo progetti

SOLUZIONI PROGETTATE	6PM9					
	N°CBF	6	4	3	2	1
	Y	2	3	4	6	12
D1	EC8			imp.(R)		
	$W_{CBF,EC8}$ [kN]	255.23	255.23		255.23	imp.(R)
	P.A.					imp.(R)
$W_{CBF,P.A.}$ [kN]	159.56	172.71	219.71	243.73		
D2	EC8	imp.(Ω)	imp.(Ω)	imp.(λ/Ω)	imp.(λ/Ω)	imp.(λ/Ω)
	$W_{CBF,EC8}$ [kN]					
	P.A.			imp.(R)	imp.(R)	imp.(R)
$W_{CBF,P.A.}$ [kN]	169.63	204.16				
D3	EC8	imp.(Ω)	imp.(Ω)	imp.(λ/Ω)	imp.(λ/Ω)	imp.(λ/Ω)
	$W_{CBF,EC8}$ [kN]					
	P.A.			imp.(R)	imp.(R)	
$W_{CBF,P.A.}$ [kN]	157.69	182.60	237.29			
D4	EC8					imp.(λ/Ω)
	$W_{CBF,EC8}$ [kN]	188.48	188.20	209.69	235.40	
	P.A.					imp.(R)
$W_{CBF,P.A.}$ [kN]	158.82	173.77	218.60	241.90		
D5	EC8				imp.(λ)	imp.(λ/R)
	$W_{CBF,EC8}$ [kN]	147.69	183.85	217.30		
	P.A.					imp.(R)
$W_{CBF,P.A.}$ [kN]	154.61	193.97	240.84	286.17		

Tabella 4.11 Edifici 6St. M9 riepilogo progetti

4.6.2 Edifici a 9 piani (9St. M6 – 9St. M9) – D2,D3,D4,D5

Verranno di seguito commentati i risultati delle progettazioni svolte secondo le strategie progettuali: D2, D3, D4, D5 per gli edifici a 9 piani.

4.6.2.1 Strategia progettuale D2

Nel caso degli edifici a nove piani con la strategia progettuale D2 (acciaio S235 per diagonali, travi e colonne) vi è progettabilità solo con il P.A. e per il caso Y3 (per M6) e Y2 (per M9) (figure 4.50 e 4.51). Per tutti gli altri casi e approcci l'impossibilità è legata a requisiti di eccessiva richiesta di resistenza per le colonne (per Y piccoli), a limitazioni sulla snellezza adimensionale delle diagonali e alla limitazione sul valore dei coefficienti di sovrarresistenza (per Y grandi). Per l'unico caso progettato i valori dei coefficienti di sovrarresistenza per le diagonali che partecipano al

meccanismo dissipativo si mantengono prossimi all'unità (figura 4.52b 4.53b).

4.6.2.2 Strategia progettuale D3

Nel caso degli edifici a nove piani con la strategia progettuale D3, valgono le considerazioni precedentemente effettuate per la strategia progettuale D2. In più, sempre considerando l'approccio proposto, è possibile progettare anche per i casi Y4.5 e Y3 rispettivamente per M6 e M9 (figure 4.54 e 4.55). Il peso strutturale per i casi progettati, se confrontato con gli omologhi delle strategie progettuali D1 e D2 è confrontabile per maglia M6 e leggermente minore per maglia M9. Se confrontato con la sola strategia progettuale D2 invece, la riduzione che si nota è dovuta all'aumento della resistenza dell'acciaio delle colonne che consente l'utilizzo di una sezione più piccola (e quindi più leggera). I coefficienti di sovreresistenza invece si mantengono prossimi all'unità anche in questo caso (figure 4.56b, 4.57b).

4.6.2.3 Strategia progettuale D4

Nel caso degli edifici a nove piani con la strategia progettuale D4 possono essere riportati gli stessi commenti precedentemente illustrati per D3. Infatti i risultati in termini di peso e fattori di sovreresistenza sono praticamente gli stessi della strategia D3 (figure 4.58, 4.59, 4.60, 4.61).

4.6.2.4 Strategia progettuale D5

Nel caso degli edifici a nove piani con la strategia progettuale D5 che prevede l'utilizzo di profili tubolari S235 per le diagonali, in riferimento al P.A. valgono le considerazioni precedentemente riportate per le strategie D3 e D4. Riguardo l'EC8 vi è soluzione solo per i casi Y3 e Y4.5 per M6 e Y2 e Y3 per M9 (figure 4.62, 4.63). I pesi strutturali ottenuti sono confrontabili con quelli dell'approccio proposto. Per le altre soluzioni non progettabili, l'impossibilità è dovuta ai motivi descritti per la strategia progettuale D2. Si rimanda alle tabelle di riepilogo per maggiori dettagli. Con i profili tubolari anche con approccio EC8 si riesce a calibrare al meglio la progettazione limitando i valori dei coefficienti di sovreresistenza che risultano essere prossimi all'unità per tutte le diagonali (figura 4.64 e 4.65).

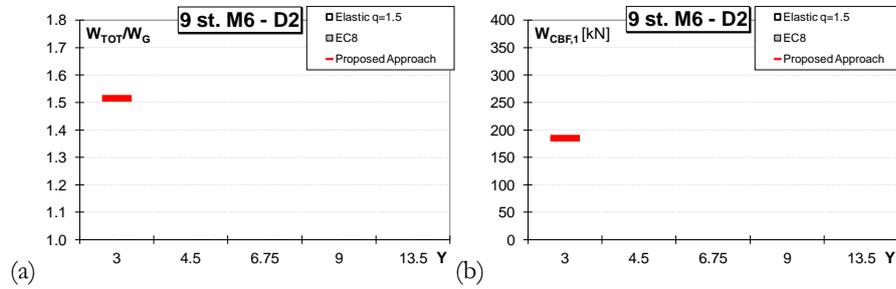


Figura 4.50 Edifici 9St.M6 D2: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

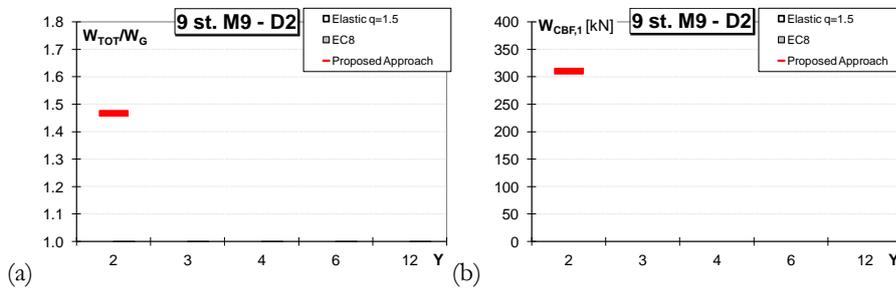


Figura 4.51 Edifici 9St.M9 D2: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

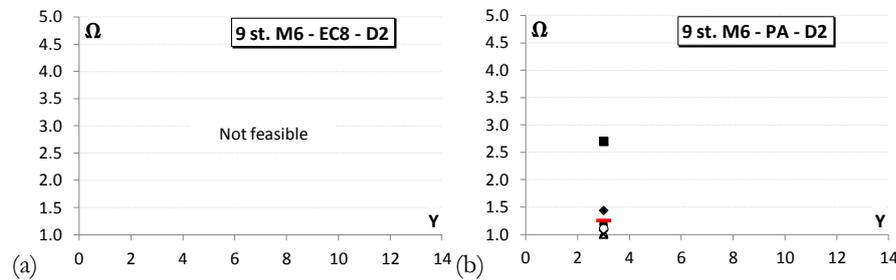


Figura 4.52 Confronto sovraresistenza edifici 9St.M6 D2 (a) EC8; (b) P.A.

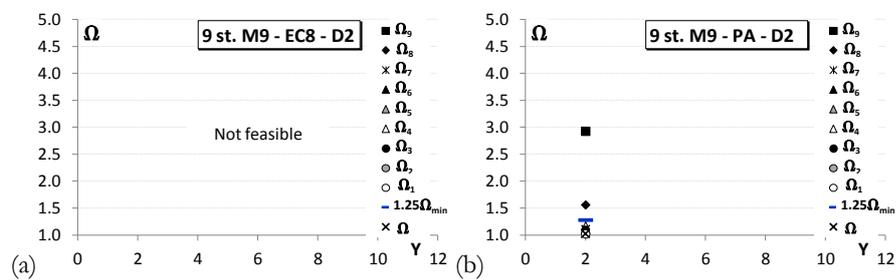


Figura 4.53 Confronto sovraresistenza edifici 9St.M9 D2 (a) EC8; (b) P.A.

4: PROGETTO DI EDIFICI CON X-CBF: CASI DI STUDIO

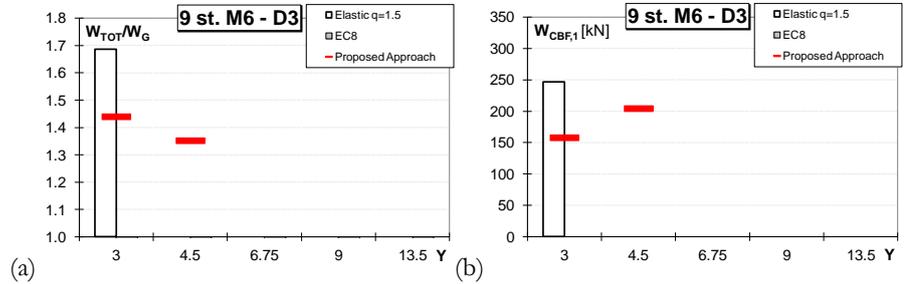


Figura 4.54 Edifici 9St.M6 D3: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

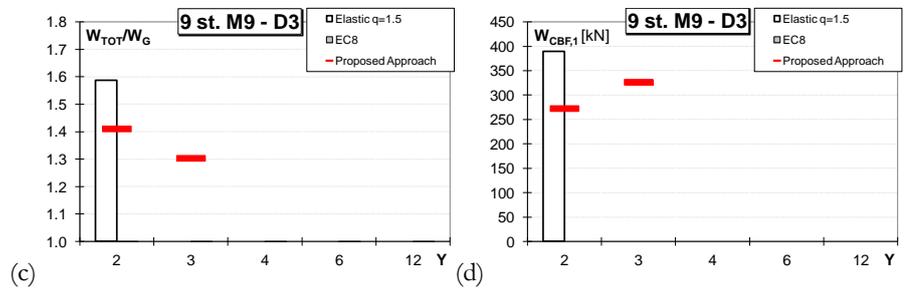


Figura 4.55 Edifici 9St.M9 D3: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

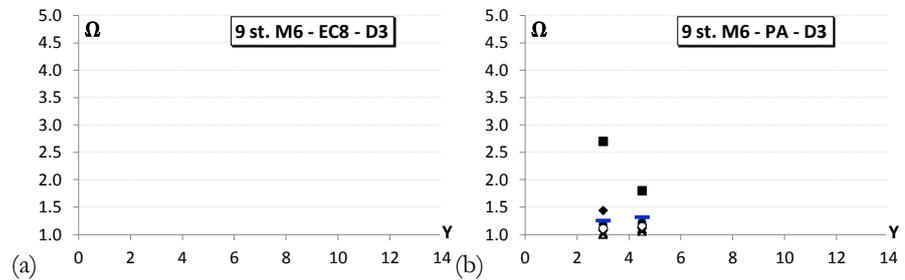


Figura 4.56 Confronto sovrarresistenza edifici 9St.M6 D3 (a) EC8; (b) P.A.

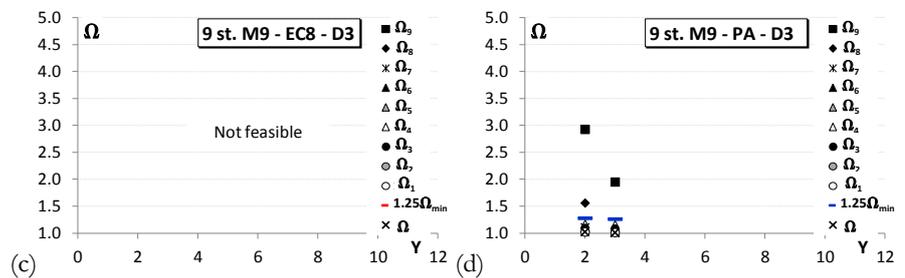


Figura 4.57 Confronto sovrarresistenza edifici 9St.M9 D3 (a) EC8; (b) P.A.

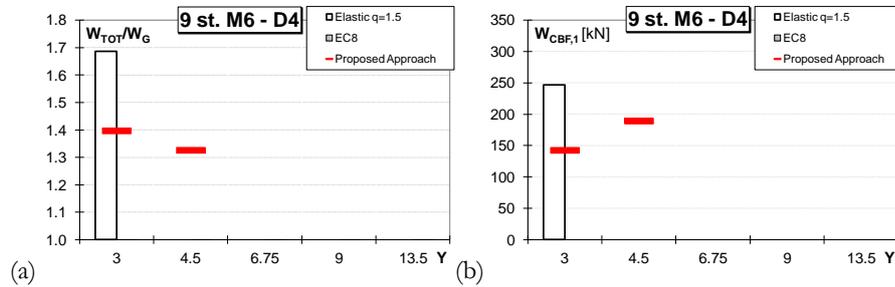


Figura 4.58 Edifici 9St.M6 D4: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

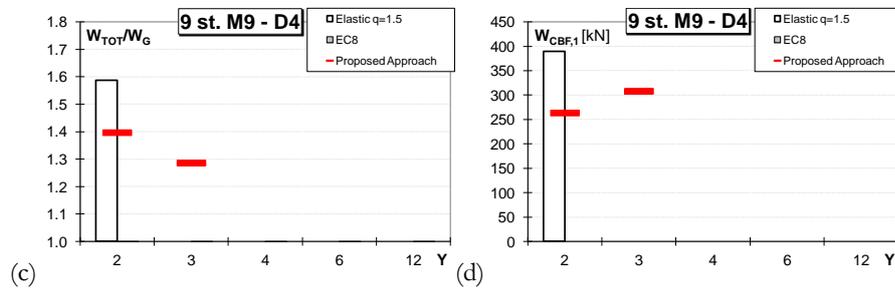


Figura 4.59 Edifici 9St.M9 D4: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

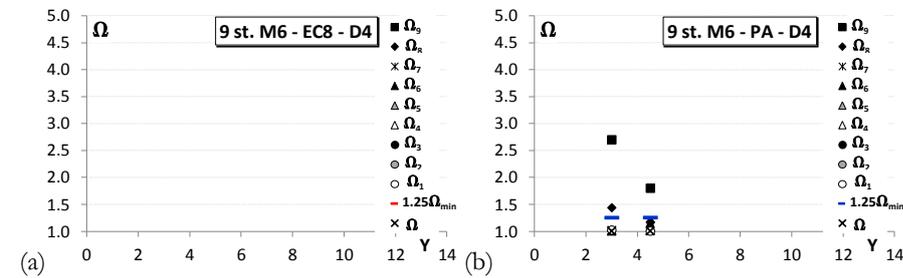


Figura 4.60 Confronto sovraresistenza edifici 9St.M6 D4 (a) EC8; (b) P.A.

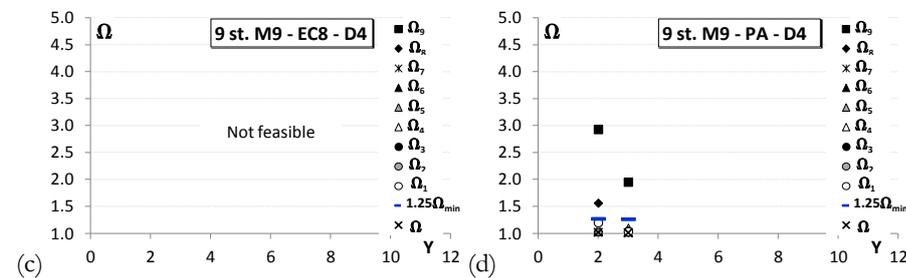


Figura 4.61 Confronto sovraresistenza edifici 9St.M9 D4 (a) EC8; (b) P.A.

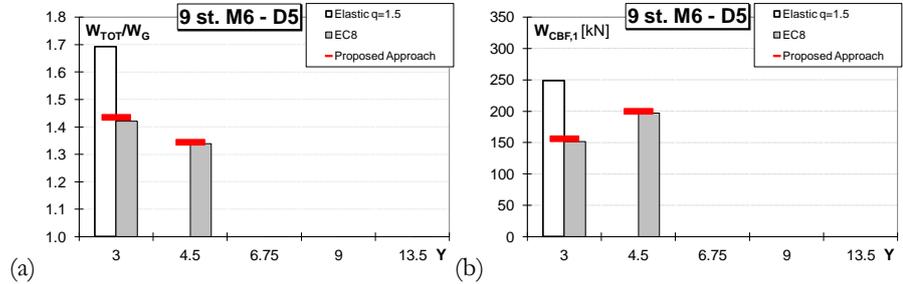


Figura 4.62 Edifici 9St.D5 M6: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

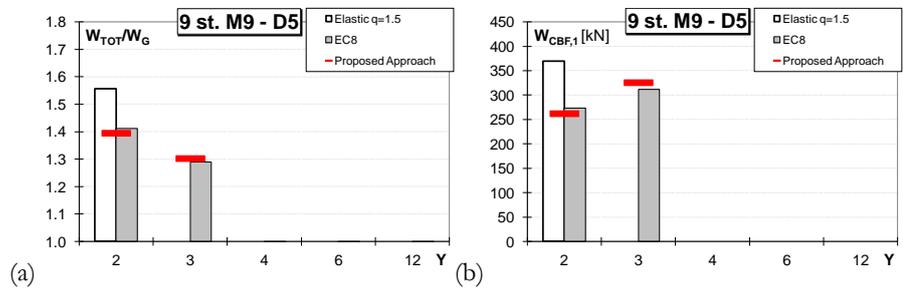


Figura 4.63 Edifici 9St.D5 M9: (a) peso normalizzato; (b) peso singolo CBF

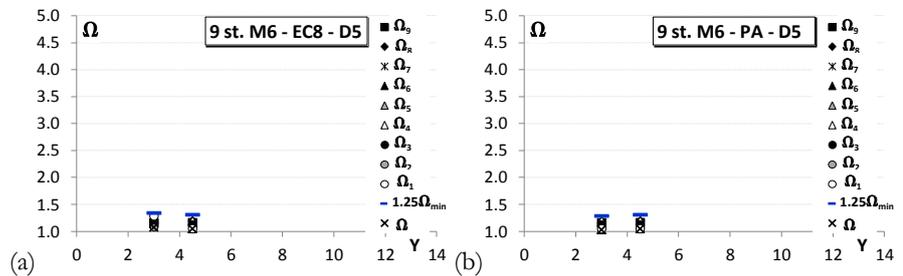


Figura 4.64 Confronto sovraresistenza edifici 9St. M6 D5 (a) EC8; (b) P.A.

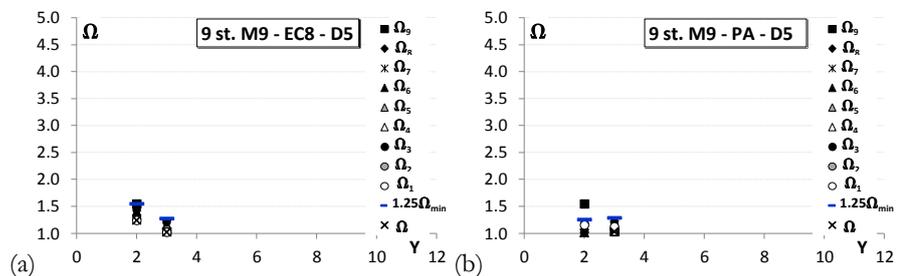


Figura 4.65 Confronto sovraresistenza edifici 9St. M9 D5 (a) EC8; (b) P.A.

4.6.2.5 Riepilogo pesi per edifici a 9 piani (9St. M6 – 9St. M9) D1 – D5

Di seguito (tabelle 4.12 e 4.13) sono riportati i risultati dei progetti eseguiti. Come per gli edifici a 3 e 6 piani, per i casi in cui non vi era soluzione è specificato se l'impossibilità della progettazione è legata al non rispetto delle verifiche di resistenza (diagonali o generalmente colonne che richiedono un profilato maggiore di HE1000M), dei limiti imposti sulla snellezza delle diagonali o sui limiti imposti sulla sovraresistenza delle stesse (variazione del 25%).

SOLUZIONI PROGETTATE	9PM6					
	N°CBF	9	6	4	3	2
	Y	3	4.5	6.75	9	13.5
D1	EC8	imp.(λ/Ω)	imp.(R/Ω)	imp.(R/Ω)	imp.(R/Ω)	imp.(R/Ω)
	W _{CBF,EC8} [kN]					
	P.A.			imp.(R)	imp.(R)	imp.(R)
	W _{CBF,P.A.} [kN]	153.42	188.57			
D2	EC8	imp.(λ/Ω)	imp.(R/Ω)	imp.(R/Ω)	imp.(R/Ω)	imp.(R/Ω)
	W _{CBF,EC8} [kN]					
	P.A.		imp.(R)	imp.(R)	imp.(R)	imp.(R)
	W _{CBF,P.A.} [kN]	185.33				
D3	EC8	imp.(λ/Ω)	imp.(R/Ω)	imp.(R/Ω)	imp.(R/Ω)	imp.(R/Ω)
	W _{CBF,EC8} [kN]					
	P.A.		imp.(R)	imp.(R)	imp.(R)	imp.(R)
	W _{CBF,P.A.} [kN]	158.05	204.51			
D4	EC8	imp.(Ω)	imp.(Ω)	imp.(R/Ω)	imp.(R/Ω)	imp.(R/Ω)
	W _{CBF,EC8} [kN]					
	P.A.			imp.(R)	imp.(R)	imp.(R)
	W _{CBF,P.A.} [kN]	142.74	189.46			
D5	EC8			imp.(λ/Ω)	imp.(λ/Ω)	imp.(λ/Ω)
	W _{CBF,EC8} [kN]	151.44	196.69			
	P.A.			imp.(R)	imp.(R)	imp.(R)
	W _{CBF,P.A.} [kN]	156.48	200.19			

Tabella 4.12 Edifici 9St. M6 riepilogo progetti

SOLUZIONI PROGETTATE	9PM9					
	N°CBF	6	4	3	2	1
	$\gamma = N_{maglie} / N_{CBF}$	2	3	4	6	12
D1	EC8	imp.(R/Ω)	imp.(R/Ω)	imp.(R/Ω)	imp.(R/Ω)	imp.(R/Ω)
	$W_{CBF,EC8}$ [kN]					
	P.A.	imp.(Ω)	imp.(Ω)	imp.(R/Ω)	imp.(R/Ω)	imp.(R/Ω)
D2	$W_{CBF,P.A.}$ [kN]					
	EC8	imp.(λ/Ω)	imp.(R/Ω)	imp.(R/Ω)	imp.(R/Ω)	imp.(R/Ω)
	$W_{CBF,EC8}$ [kN]					
D3	P.A.	310.52	imp.(R)	imp.(R)	imp.(R)	imp.(R)
	$W_{CBF,P.A.}$ [kN]					
	EC8	imp.(Ω)	imp.(Ω)	imp.(λ/Ω)	imp.(λ/Ω)	imp.(λ/Ω)
D4	$W_{CBF,EC8}$ [kN]					
	P.A.	272.73	326.70	imp.(R)	imp.(R)	imp.(R)
	$W_{CBF,P.A.}$ [kN]					
D5	EC8	imp.(R)	imp.(R)	imp.(R)	imp.(λ/Ω)	imp.(R/λ)
	$W_{CBF,EC8}$ [kN]					
	P.A.	263.62	308.31	imp.(R)	imp.(R)	imp.(R)
D5	$W_{CBF,P.A.}$ [kN]					
	EC8	273.44	311.49	imp.(R)	imp.(R)	imp.(R)
	$W_{CBF,EC8}$ [kN]					
D5	P.A.	262.22	325.81	imp.(R)	imp.(R)	imp.(R)
	$W_{CBF,P.A.}$ [kN]					
	EC8					

Tabella 4.13 Edifici 9St. M9 riepilogo progetti

4.7 CONCLUSIONI E OSSERVAZIONI

In questo capitolo sono stati riportati i risultati dei progetti delle mensole di controvento per tutti i casi analizzati. In linea generale con l'EC8 si evidenziano strutture eccessivamente sovradimensionate nei casi di un elevato numero di controventi in pianta e soprattutto utilizzando profili HE S355 per le diagonali (strategia D1). L'approccio proposto invece, consente di avere un aumento della progettabilità (laddove con EC8 non vi erano soluzioni) e nella maggior parte dei casi di avere strutture meno sovradimensionate, più leggere e quindi meno costose.

5 ANALISI STATICA NON LINEARE

Al fine di esaminare l'influenza dell'approccio progettuale sulla risposta non lineare dei controventi progettati, sono state svolte analisi statiche non lineari dei singoli controventi progettati secondo l'EC8 e secondo l'approccio proposto. Le analisi sono state svolte tramite il codice di calcolo agli elementi finiti SAP2000. Per la valutazione della risposta non lineare sono state fissate le seguenti condizioni ultime dei controventi:

- instabilizzazione delle colonne;
- raggiungimento del massimo allungamento plastico delle diagonali (fissato pari a 10 volte l'allungamento al limite elastico);
- formazione di meccanismo globale;
- crisi delle travi;
- raggiungimento del massimo accorciamento consentito per diagonali compresse (deformazione ultima letta in corrispondenza del 20% dell' $N_{b,Rd}$);
- riduzione della capacità portante della struttura pari al 20% F_{max} .

Di seguito, verranno confrontati diversi criteri di modellazione per gli elementi che compongono la mensola di controvento, e successivamente verranno commentati i risultati delle analisi svolte.

5.1 MODELLAZIONE DELLA MENSOLA DI CONTROVENTO

Le analisi non lineari sono state condotte sugli schemi delle singole mensole di controvento, tenendo conto sia del contributo delle diagonali tese che del contributo delle diagonali compresse i cui criteri di modellazione sono presentati nel seguente paragrafo. In particolare verranno confrontati diversi modelli proposti in letteratura quali:

- Modello proposto per SAP2000
- Modello ottenuto con i software CLAP ed Opensees
- Modello proposto dalla normativa FEMA 356

5.1.1 Modellazione delle diagonali

Le diagonali di controvento vengono modellate attraverso elementi “NLink” (non linear link). In questo modo è possibile tener conto delle non linearità locali all’interno della struttura. In particolare sono stati utilizzati elementi NLink del tipo “multi linear elastic” che, sono caratterizzati da un comportamento non lineare ma “elastico” (ovvero l’elemento multilineare è un elemento elastico la cui curva viene eseguita in fase di carico e scarico senza avere isteresi). Ciascuno degli NLink, di collegamento fra due nodi, è composto da 6 molle separate una per ogni grado di libertà: assiale, taglio, torsione, e momento puro. Trattandosi nei casi in esame di diagonali in modellazioni piane, verrà considerata solo la molla agente nel piano della diagonale stessa.

Ognuna di queste molle possiede un doppio gruppo di proprietà:

- il primo definisce la rigidità elastica (linear effective-stiffness)
- il secondo gruppo definisce una legge opzionale non lineare che verrà utilizzata nelle analisi non lineari (user- defined).

Pertanto per ogni diagonale, modellata con elementi NLink, è necessario definire la legge forza-spostamento in trazione e in compressione. Il comportamento in trazione è del tipo elastico – perfettamente plastico.

Dal diagramma in figura 5.1 si individua un tratto a comportamento elastico fino al punto di coordinate $(\delta_y, N_{Pl,Rd}^d)$, dopodiché, raggiunto il valore della tensione di snervamento $N_{Pl,Rd}^d$ si osserva un tratto ad andamento orizzontale legato all’impossibilità dell’asta di assorbire ulteriori incrementi di forza, per cui si avranno solo incrementi di spostamento δ , sino al raggiungimento di un valore ultimo, fissato dall’EC8 pari a $10\delta_y$.

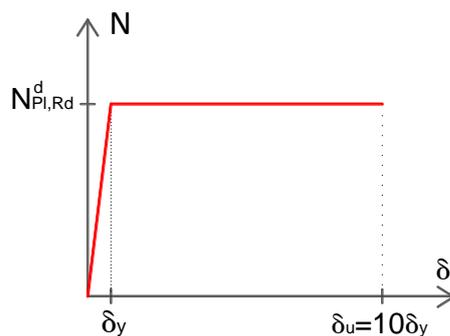


Figura 5.1 Curva forza spostamento per un’asta in trazione.

Il contributo della diagonale compressa, sia nelle fasi di pre e post-buckling, è stato definito utilizzando il modello proposto da De Luca et al., 1993 il quale è in grado di prevedere sia la resistenza di buckling della diagonale sia il suo comportamento post-buckling considerando anche gli effetti del secondo ordine. Tale modello consiste in un elemento frame discretizzato in 20 tratti caratterizzato da un *out of camber* di 1/1000 (che rappresenta un' imperfezione iniziale) ed una cerniera plastica in mezzeria del tipo P-M.

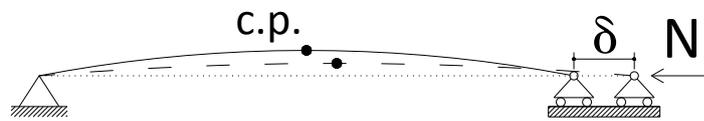


Figura 5.2 Modello non lineare di calcolo per diagonale compressa

Operativamente, la modellazione si effettua secondo i seguenti punti:

- modellazione dell'asta con definizioni delle proprietà dei vincoli alle estremità;
- assegnazione dell'imperfezione geometrica;
- definizione della classe d'acciaio (S235, S275, S355) ;
- assegnazione profilo;
- scelta del tipo di analisi da effettuare (analisi statica non lineare).

Dall'analisi così definita si ottiene il legame a compressione dell'elemento. Si riporta in figura 5.3 il risultato della modellazione eseguita su un profilo HE160B – S355 di lunghezza 9.84m (lunghezza diagonale per campata 9 metri).

Si evidenzia come in corrispondenza del valore della forza che porta all'instabilizzazione della diagonale, e quindi al raggiungimento del massimo sforzo di compressione $N_{b,Rd}$ si ha una brusca riduzione della capacità portante fino ad un valore pari a $0.2 \cdot N_{b,Rd}$ dove:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

In definitiva la curva forza-spostamento completa (trazione e compressione) che si ottiene, è riportata in figura 5.4, verrà implementata

nel SAP2000 per definire la legge che regola il comportamento dei link nell'analisi non lineare della mensola di controvento.

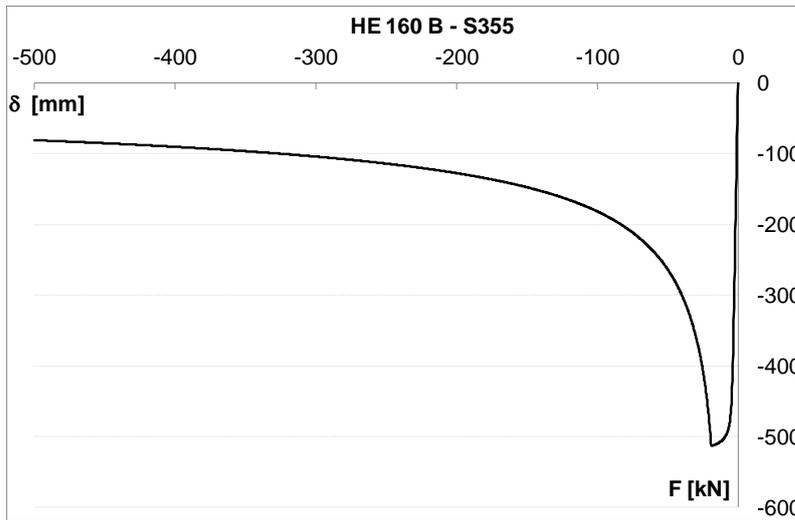


Figura 5.3 Curva forza-spostamento in compressione per profilo HEB160

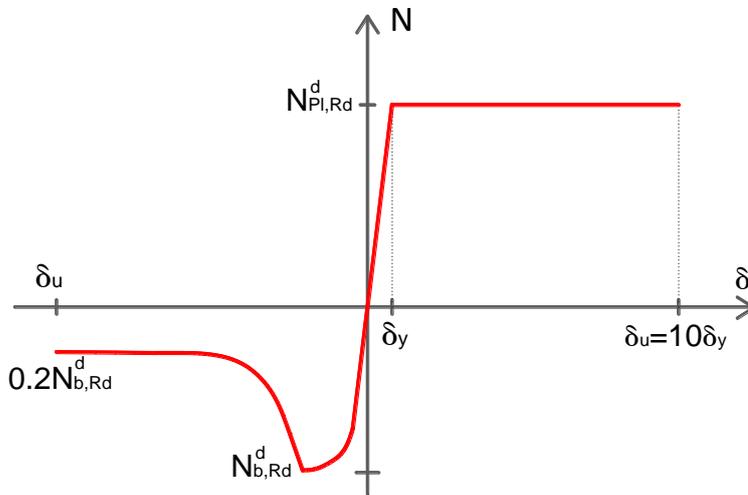


Figura 5.4 Curva forza-spostamento per elemento NLink

5.1.1.1 Curva forza - spostamento con Clap e Opensees

La modellazione con CLAP è stata svolta a parità di parametri immessi nel SAP2000. Il modello è a plasticità concentrata; l'asta viene discretizzata in soli due elementi, collegati da una cerniera plastica. Quest'ultima si definisce inserendo nel programma di calcolo il modulo di resistenza plastico dell'acciaio, l'inerzia e l'area della sezione trasversale scelta. Il diagramma momento-curvatura viene in siffatto modo automaticamente definito. Anche in questo caso l'imperfezione assegnata in mezzeria per tener conto degli effetti del secondo ordine è pari ad 1/1000. L'incrudimento è pari al 2% e il modulo elastico è 210000MPa.

La modellazione con OPENSEES, invece, si discosta da quelle fatte con SAP2000 e CLAP. Innanzitutto il modello è di tipo "elementi a fibre e a parametri distribuiti", mentre i modelli del SAP2000 e del CLAP, sono a plasticità concentrata. Il legame dell'acciaio è di Menegotto-Pinto (1973), ed è di tipo elasto-plastico incrudente con raccordo fra tratto elastico e tratto plastico. La curva stress-strain, utilizzata per il comportamento ciclico è definita attraverso la seguente espressione:

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

L'incrudimento è pari al 3% e il modulo elastico è di 206000MPa.[Uriz et al. 2008] Anche in questo caso l'asta viene discretizzata in elementi (quattro) e ad ognuno di essi viene assegnato un certo numero di fibre (mesh), dipendente dalla forma della sezione. Anche in questo caso l'imperfezione iniziale è pari ad 1/1000 della luce dell'asta.

5.1.1.2 Curva forza – spostamento secondo ASCE/FEMA356

La *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) e *L'American Society of Civil Engineers* (ASCE) forniscono delle indicazioni riguardanti la progettazione e la riabilitazione sismica delle varie tipologie strutturali. Tra queste rientrano quelle inerenti la modellazione di elementi in acciaio sottoposti ad incrementi successivi di una determinata forza F . Vengono forniti dunque i parametri caratterizzanti il comportamento di un elemento sottoposto a cicli di carico e scarico, che secondo quanto riportato in tabella 5.7 – FEMA356, assume l'aspetto in figura 5.5.

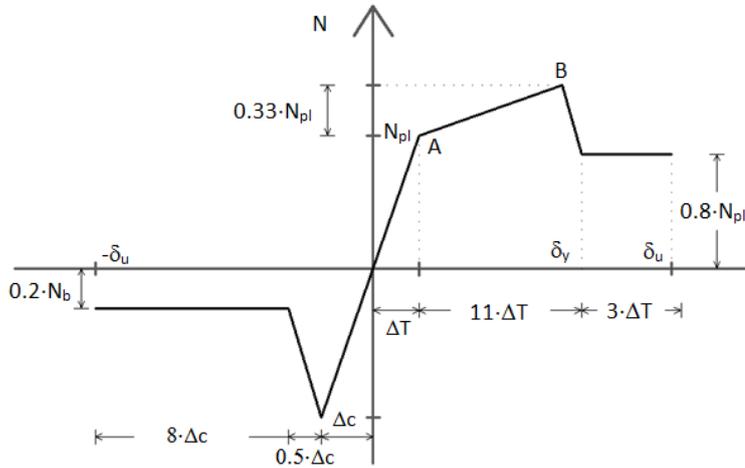


Figura 5.5 Modellazione ASCE/FEMA356

Nel diagramma di figura 5.5 si leggono:

- Spostamento (allungamento) al limite elastico in trazione:

$$\Delta T = \frac{N_{pl} \cdot l_0}{E \cdot A}$$

- Spostamento (accorciamento) al limite elastico in compressione

$$\Delta c = \frac{\chi \cdot N_{pl} \cdot l_0}{E \cdot A} = \frac{N_b \cdot l_0}{E \cdot A}$$

Con:

N_{pl} [kN] valore della resistenza plastica della sezione;

N_b [kN] valore della resistenza all'instabilità;

l_0 [m] lunghezza dell'elemento diagonale;

A [m²] area della sezione adottata;

E [MPa] modulo di elasticità pari a 210000.

Tale modellazione tiene conto dell'incrudimento che caratterizza il comportamento dell'acciaio teso dopo il raggiungimento dello sforzo di snervamento N_{pl} .

5.1.1.3 Validazione del modello adottato: confronto con la sperimentazione

Al fine di verificare l'affidabilità del modello utilizzato per valutare la risposta post-buckling di membrature in acciaio, è stato effettuato un confronto tra i risultati numerici e quelli sperimentali dedotti dalla letteratura [Wenshui, 1997]. La metodologia, è applicata alle seguenti tipologie di profili quadrati cavi con acciaio caratterizzati da una tensione di snervamento pari a $f_{yk} = 345$ MPa e da differenti valori di snellezza (tabella 5.1).

I risultati riportati nei grafici in figura 5.6 confermano l'affidabilità del modello proposto per la definizione del comportamento post-buckling di membrature in acciaio.

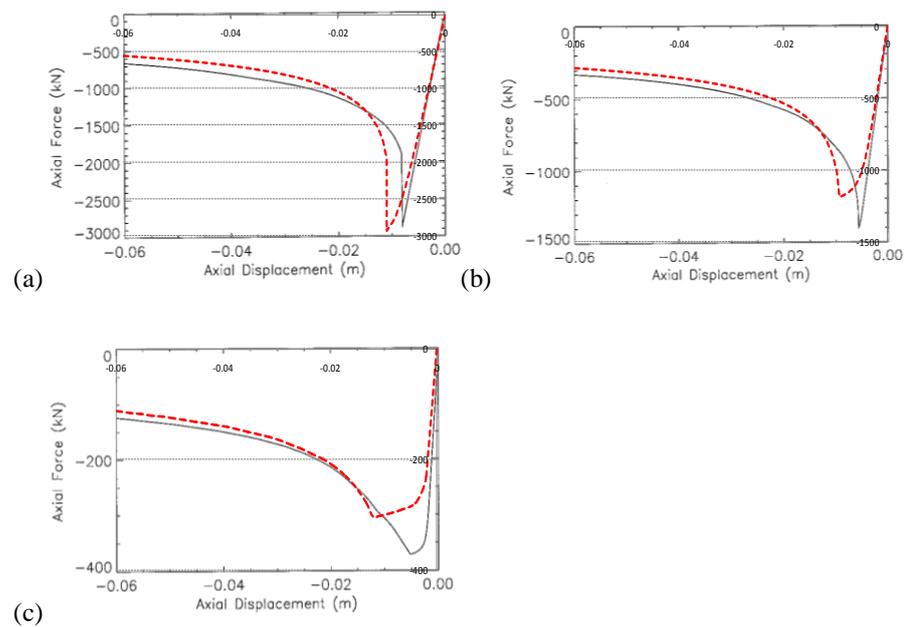


Figura 5.6 Confronto tra modellazione proposta e risultati sperimentali: (a) 4x4x1/2; (b) 6x6x1/2; (c) 8x8x1/2

	Profilo	Lunghezza [m]	Area [m ²]	Snellezza Kl/r
1	4x4x1/2	5.6	0.0045	153
2	6x6x1/2	5.6	0.0071	98
3	8x8x1/2	5.6	0.0097	72

Tabella 5.1 Caratteristiche dei profili considerati

5.1.1.4 *Analisi di sensibilità*

La curva forza spostamento ricavata, è stata confrontata quelle derivanti dall'utilizzo dei software CLAP e OPENSEES e con quella derivante dalle indicazioni della ASCE/FEMA 356. Per effettuare un confronto fra le modellazioni con i vari programmi di calcolo utilizzati si prende come esempio una HE160A S355, di lunghezza pari alla lunghezza della diagonali nei telai controventati con maglia modulare M9x9, ovvero 9845mm. Analizzando il comportamento a compressione, dalla sovrapposizione delle curve ottenute (figura 5.7) è possibile notare che i risultati dalle analisi numeriche, per tutte le modellazioni sono pressoché simili. In particolar modo è interessante confrontare lo sforzo massimo di compressione sostenibile dalla diagonale, N_b ; oltre il quale si verifica il fenomeno dell'instabilità.

Con riferimento alla normativa americana, la capacità residua in compressione si assume pari al 20% degli $N_{b,Rd}$, ottenuti dai programmi di calcolo. Essendo per ciascun modello l' $N_{b,Rd}$ estremamente simile, la capacità residua risulta essere pressappoco identica per le varie modellazioni mostrando solo una piccola differenza per il valore dello spostamento calcolato in corrispondenza del 20% dell' $N_{b,Rd}$. La differenza più marcata invece, si osserva in corrispondenza dello spostamento in condizione di incipiente buckling, infatti con la FEMA il valore dell' $N_{b,Rd}$ sembra arrestarsi in corrispondenza della fine del tratto elastico lineare, omettendo il tratto, elastico non lineare, in cui si leggono gli effetti delle non linearità dell'asta. Si riportano in tabella 5.2 le differenze numeriche, ottenute fra le varie modellazioni. Analizzando invece il comportamento a trazione si possono evidenziare differenze tra la modellazione con la FEMA356 e la modellazione con l'EC8. In particolar modo dal confronto tra i due modelli emerge una differenza di andamento oltre il valore di plasticizzazione $N_{pl,Rd}^d$ dovuto al

comportamento incrudente adottato dal FEMA e trascurato nell'analisi al SAP2000.

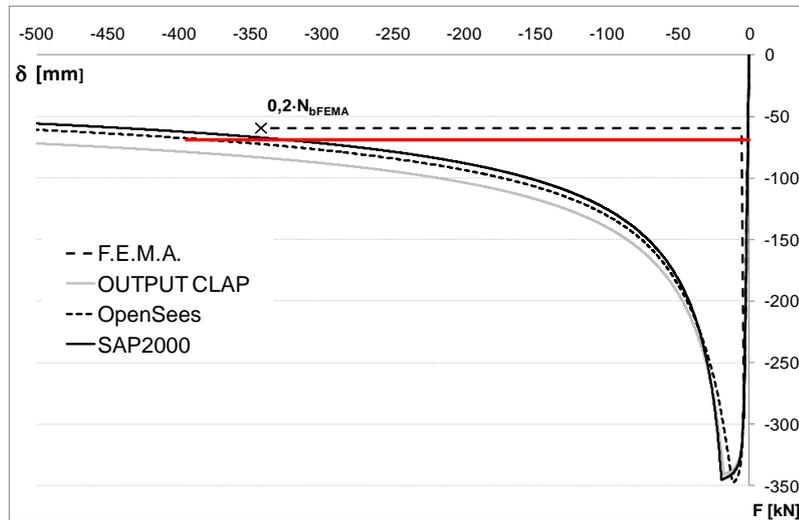


Figura 5.7 Confronto tra modellazioni per diagonale in compressione

Mentre l'analisi eseguita tramite SAP2000 si arresta al raggiungimento di un allungamento in campo plastico pari a dieci volte quello al limite elastico δ_y , l'analisi FEMA propone, dietro numerose prove sperimentali, un allungamento maggiore di circa il 30%. Nella modellazione effettuata attraverso il SAP2000 una volta raggiunto lo sforzo di plasticizzazione $N_{pl,Rd}^d$, la capacità portante dell'elemento rimane costante fino all'attingimento dello spostamento ultimo, in corrispondenza del quale il modello FEMA presenta una capacità portante pari a $1.25 \cdot N_{pl,Rd}^d$ (figura 5.8).

A valle delle modellazioni e dei confronti effettuati, si è stabilito di utilizzare il programma di calcolo SAP2000v8.3, in quanto non richiede elevati oneri computazionali ed inoltre presenta un risultato più affine a quello ottenuto con il programma di calcolo CLAP, con il quale saranno eseguite le analisi cicliche sui modelli progettati ed inoltre la mo

M9x9 - HE160A S355						
FEMA	$N_{b,Rd}$	$\delta (N_b)$	$20\% N_{b,Rd}$	δ_u	$\Delta N_{b,Rd}$	$\Delta \delta (N_{b,Rd})$
	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[%]	[%]
	-298	-3,61	-59,6	-34,26	-	-
SAP2000v8,3	$N_{b,Rd}$	$\delta (N_b)$	$20\% N_{b,Rd}$	δ_u	$\Delta N_{b,Rd}$	$\Delta \delta (N_{b,Rd})$
	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[%]	[%]
	-345	-19,5	-69	-323	-15,77	-440
SAP2000v14	$N_{b,Rd}$	$\delta (N_b)$	$20\% N_{b,Rd}$	δ_u	$\Delta N_{b,Rd}$	$\Delta \delta (N_{b,Rd})$
	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[%]	[%]
	-346	-22,83	-69,2	-395	-16,11	-532
CLAP	$N_{b,Rd}$	$\delta (N_b)$	$20\% N_{b,Rd}$	δ_u	$\Delta N_{b,Rd}$	$\Delta \delta (N_{b,Rd})$
	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[%]	[%]
	-341	-17,99	-68,2	500	-14,43	-398
OPENSEES	$N_{b,Rd}$	$\delta (N_b)$	$20\% N_{b,Rd}$	δ_u	$\Delta N_{b,Rd}$	$\Delta \delta (N_{b,Rd})$
	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[%]	[%]
	-347	-10,83	-69,4	-375	-16,44	-200

Tabella 5.2 Confronto numerico tra modellazioni per diagonale in compressione

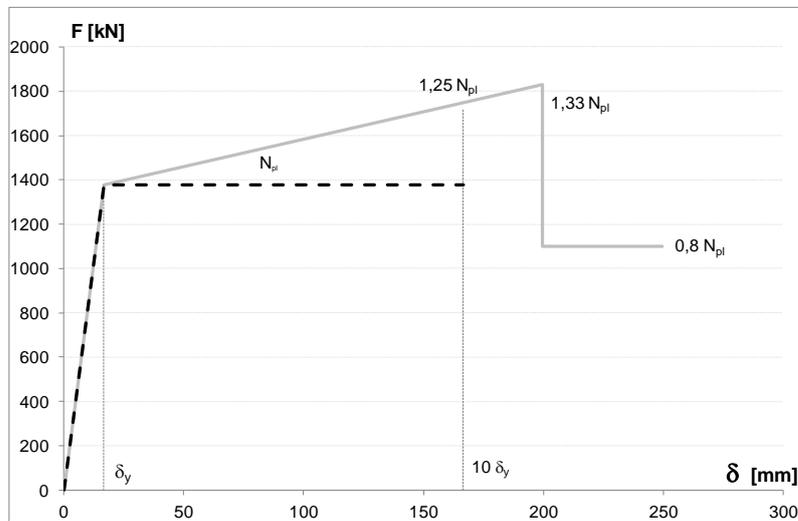


Figura 5.8 Confronto FEMA vs modellazione proposta

5.1.2 Modellazione di travi e colonne

Travi e colonne sono modellate con elementi frame. Al fine di considerare il comportamento non lineare di tali elementi sono state inserite cerniere plastiche in corrispondenza della mezzera delle travi e delle colonne. In particolare per le colonne è stata utilizzata una cerniera nella quale l'attingimento della resistenza plastica avviene in corrispondenza della resistenza di buckling della colonna stessa, mentre per le travi è stata utilizzata una cerniera con comportamento elasto – plastico. La differente scelta del tipo di cerniere plastiche per colonne e travi è dovuta alla trascurabilità dei fenomeni di instabilità cui è soggetta la trave a causa della presenza delle travi secondarie e della soletta di impalcato.

5.1.3 Effetti del II ordine

Considerato che le analisi non lineari sono svolte sulla singola mensola di controvento e non sull'intero edificio, nella modellazione dei controventi sono stati considerati gli effetti globali del secondo ordine tramite l'inserimento di una colonna fittizia. Questa è caricata da carichi verticali di competenza del singolo controvento ed è collegata al controvento stesso tramite pendoli infinitamente rigidi assialmente (figura 5.9) La colonna fittizia, caratterizzata da infinita rigidezza flessionale, è incerniera sia alla base, e sia ad ogni piano in modo tale da non influenzare gli spostamenti della mensola di controvento indotti dalla distribuzione di forze orizzontali.

Operativamente, definendo:

N il numero di maglie strutturali;

N_{CBF} il numero di mensole di controvento;

W_i [kN] il peso sismico all' i -esimo piano;

si ricava il numero di maglie strutturali dato dal rapporto N/N_{CBF} , nonché il peso sismico per ciascun piano, dato da W_i/N_{CBF} , di competenza a ciascuna mensola. Per la valutazione dei carichi su ogni colonna, appartenente sia alla mensola di controvento sia alla colonna fittizia, vengono considerati i pesi provenienti dall'analisi dei carichi gravitazionali relativi alla corrispondente area di influenza geometrica. I carichi verticali N_v agenti, ad ogni piano in testa alle colonne della

mensola di controvento sono pari alla metà del peso W_m della maglia strutturale, mentre quelli agenti sulla colonna fittizia N_{VF} risultano essere uguali al peso totale del piano i -esimo W_{tot} diviso il numero di mensole di controvento N meno il carico N_v di ciascuna colonna appartenente al controvento.

$$N_v = \frac{W_m}{2} \quad [\text{kN}] \qquad N_{VF} = \frac{W_{tot}}{N} - 2 \cdot N_v \quad [\text{kN}]$$

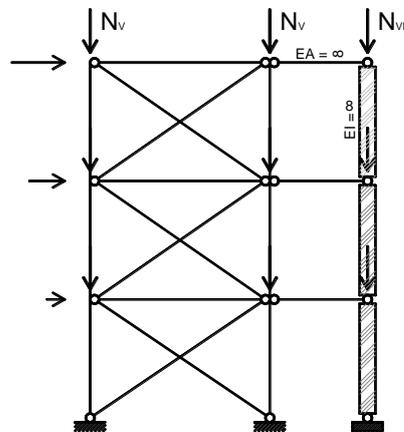


Figura 5.9 Modello per la valutazione degli effetti del II ordine

5.2 RISULTATI ANALISI PUSHOVER

Le analisi non lineari sono state eseguite solo per i casi in cui il progetto è stato possibile sia con approccio EC8 sia con P.A.

I risultati sono presentati sottoforma di “curve di pushover” nel seguente modo:

- in ogni grafico è riportato il valore del taglio alla base del controvento, adimensionalizzato rispetto al tagliante sismico di progetto (F/F_b), in funzione dello spostamento in sommità adimensionalizzato rispetto all'altezza totale del controvento (D/H); (pushover adimensionalizzate)
- in ogni grafico è riportato il valore del taglio alla base del controvento (F), in funzione dello spostamento in sommità (D);

Per ogni grafico o singola curva di pushover si riporta:

- un simbolo circolare o triangolare rappresentante lo snervamento/buckling delle diagonali, e un simbolo quadrato rappresentante il raggiungimento della condizione ultima;
- retta orizzontale in corrispondenza della riduzione del 20% della capacità portante, valutata rispetto all' F_{\max} registrato dall' analisi.

Si riportano inoltre:

- Tabelle contenenti la sequenza degli snervamenti di ciascuna membratura con l'ulteriore indicazione della diagonale che per prima raggiunge l'allungamento massimo di $10 \cdot \delta_{y,i}$ in corrispondenza del quale si è arrestata l'analisi strutturale;
- Spostamenti relativi di piano in corrispondenza del limite convenzionale considerato di collasso del controvento.
- DCF (drift concentration factor) in corrispondenza del limite convenzionale considerato di collasso del controvento.

Tale parametro rappresenta un indice di duttilità locale ed è dato dalla seguente relazione:

$$DCF = \frac{d_r / h_i}{D_{\text{top}} / H_{\text{tot}}}$$

Dove:

essendo:

$d_r = d_i - d_{i-1}$ = spostamento relativo di piano;

h_i = altezza di interpiano;

D_{top} = spostamento in sommità della struttura;

H_{tot} = altezza totale della struttura.

Verranno di seguito riportati e commentati i risultati ottenuti dalle analisi pushover per gli edifici considerati. Data la maggiore consistenza di dati il commento verrà riferito alla strategia progettuale D1, mentre i risultati delle altre strategie progettuali saranno commentati nel capitolo seguente nel quale si analizzerà l'influenza delle variabili in gioco (parametro Y, strategia progettuale, dimensione della maglia M).

5.2.1 Edifici a 3 piani (3St. M6 – 3St. M9) – D1

Osservando le curve pushover F-D ottenute per i 3 St.M9 progettati secondo l'approccio EC8 si può notare che le curve ottenute per i casi Y2, Y3, Y4, Y6 (figure 5.25a, 5.28a, 5.31a, 5.34a) sono praticamente identiche: infatti le sezioni derivanti dal dimensionamento del controvento per questi 3 casi sono sempre le stesse, a causa delle limitazioni sul valore della snellezza adimensionale delle diagonali e sul valore del coefficiente di sovrarresistenza, quindi è chiaro che, come anticipato precedentemente, le prescrizioni dell' EC8 sono particolarmente restrittive nei casi un numero elevato di CBF disposti in pianta. Nel caso Y12 invece (figura 5.37a) (caso teorico corrispondente ad un solo CBF disposto in pianta) per il quale come già evidenziato nel precedente capitolo il progetto è governato da requisiti di resistenza delle diagonali (elevati sforzi assiali nelle membrature) si ha il pieno sfruttamento del materiale sia in termini di resistenza che di duttilità garantendo elevati spostamenti in campo plastico prima di giungere alla condizione "ultima" del controvento.

Osservando le curve di pushover adimensionalizzate in cui il taglio resistente F viene normalizzato al valore del taglio di progetto F_h , si nota che i casi EC8 Y2, Y3 e Y4 (figure 5.25b, 5.28b, 5.31b) sono caratterizzati da notevole sovrarresistenza globale al contrario dei casi EC8 Y6 e Y12 (figure 5.34b, 5.37b) che ne mostrano una minore. Per questi due casi Y6 e Y12 si ha una calibrazione migliore della progettazione, la quale non risente in maniera marcata delle limitazioni sulla snellezza adimensionale e sul fattore di sovrarresistenza imposte dall'EC8. Come già osservato nelle curve F-D, Y12 permette il pieno sfruttamento del materiale, infatti solo per questo caso si snervano tutte e 3 le diagonali del controvento (figura 5.38a) mentre per i precedenti casi Y2, Y3, Y4, Y6 (figure 5.26a, 5.29a, 5.32a, 5.35a) si osserva lo snervamento di solo 2 diagonali su 3. Vale la pena notare che tale comportamento (2 diagonali snervate su 3) è in disaccordo con la teoria del capacity design alla base della progettazione che prevede, al fine di avere un meccanismo ultimo dissipativo, lo snervamento di tutte le diagonali attraverso la limitazione sul valore dei coefficienti di sovrarresistenza per le singole diagonali.

Considerando le soluzioni progettuali ottenute con il PA e confrontando le loro prestazioni con quelle delle soluzioni EC8 (figure 5.25, 5.28, 5.31, 5.34), si può osservare una notevole riduzione della sovrarresistenza globale (per tutti gli Y). Solo per i due casi Y3 e Y2 la progettazione non

è calibrata in modo ottimale a causa della limitazione sul valore minimo della snellezza adimensionale. Anche per il P.A. il caso Y12 si configura come l'unico per il quale si ottiene lo snervamento di tutte e 3 le diagonali del controvento (figura 5.38b), mentre negli altri casi Y2, Y3, Y4, Y6 si osserva lo snervamento delle sole diagonali al primo e secondo livello (figure 5.26b, 5.29b, 5.32b, 5.35b)

Dai risultati in termini di spostamento in corrispondenza della condizione ultima del controvento (che in tutti i casi è relativa al massimo allungamento della diagonale tesa maggiormente sollecitata) si può notare che entrambi gli approcci, nei casi Y2, Y3, Y4, Y6 presentano deformate simili ma con spostamenti maggiori per i casi EC8 (figure 5.27b, 5.30b, 5.33b, 5.36b). Confrontando i DCF (figure 5.27a, 5.30a, 5.33a, 5.36a) si nota che al primo livello del controvento, si hanno valori compresi tra 1.5 e 2 per l'EC8 e tra 2 e 2.5 per il P.A., mentre per i piani superiori tali valori sono prossimi all'unità per entrambi gli approcci, ciò evidenzia una maggiore richiesta di spostamento soprattutto in corrispondenza del primo livello. Prendendo in esame il caso Y12 si nota che quando il progetto del controvento non risente delle limitazioni su Ω , ma dai soli requisiti di resistenza, il DCF assume lo stesso valore a tutti i livelli (figura 5.39).

Le considerazioni sulle prestazioni sismiche di entrambi gli approcci appena effettuate possono essere ripetute allo stesso modo per il caso 3 St. M6 (figure da 5.10 a 5.24).

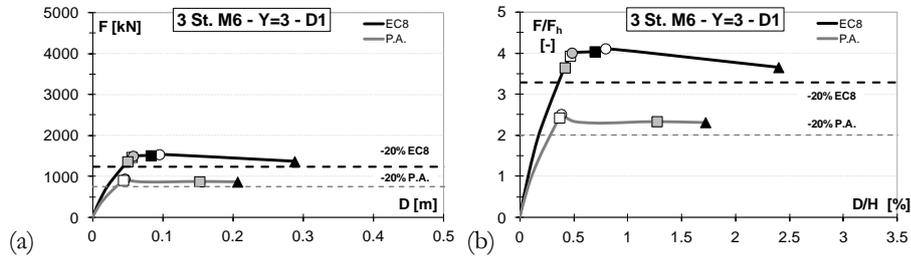


Figura 5.10 3 St.M6 Y3: (a) curva pushover; (b) curva pushover adimensionalizzata

ordine di deform.		EC8			ordine di deform.		P.A.		
	liv.	D/H [%]	F/F _h		liv.	D/H [%]	F/F _h		
○	5°	y,1	0.793	4.109	○	2°	y,1	0.383	2.507
□	2°	b,1	0.466	3.929	□	1°	b,1	0.366	2.423
⊙	3°	y,2	0.482	4.004	⊙	> δ _{u,i}	y,2	-	-
▣	1°	b,2	0.417	3.643	▣	3°	b,2	1.271	2.333
●	> δ _{u,i}	y,3	3.748	3.616	●	> δ _{u,i}	y,3	-	-
■	4°	b,3	0.694	4.037	■	> δ _{u,i}	b,3	-	-
▲		u,i	2.398	3.651	▲		u,i	1.721	2.309

Figura 5.11 3 St.M6 Y3: plasticizzazione/buckling diagonali: (a) EC8; (b) P.A.

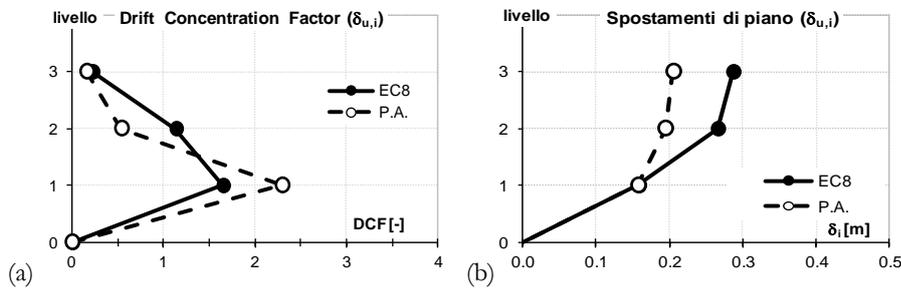


Figura 5.12 3 St.M6 Y3: (a) DCF al collasso; (b) spostamenti laterali al collasso

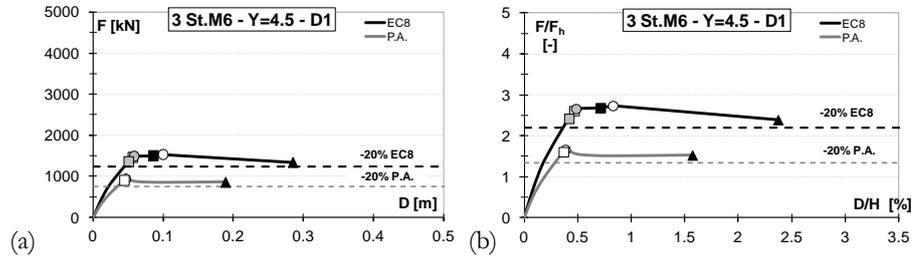


Figura 5.13 3 St.M6 Y4.5: (a) curva pushover; (b) curva pushover adimensionalizzata

ordine di deform.	EC8			
	liv.	D/H [%]	F/F _h	
○	5°	y,1	0.827	2.739
□	2°	b,1	0.466	2.614
⊙	3°	y,2	0.482	2.664
◻	1°	b,2	0.417	2.424
●	no	y,3	-	-
■	4°	b,3	0.711	2.687
▲		u,i	2.372	2.395

ordine di deform.	P.A.			
	liv.	D/H [%]	F/F _h	
○	2°	y,1	0.383	1.667
□	1°	b,1	0.366	1.611
⊙	no	y,2	-	-
◻	no	b,2	-	-
●	no	y,3	-	-
■	no	b,3	-	-
▲		u,i	1.570	1.528

Figura 5.14 3 St.M6 Y4.5: plasticizzazione/buckling diagonali: (a) EC8; (b) P.A.

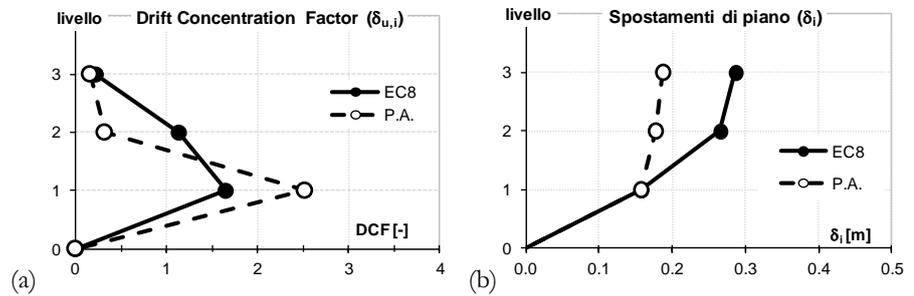


Figura 5.15 3 St.M6 Y4.5: (a) DCF al collasso; (b) spostamenti laterali al collasso

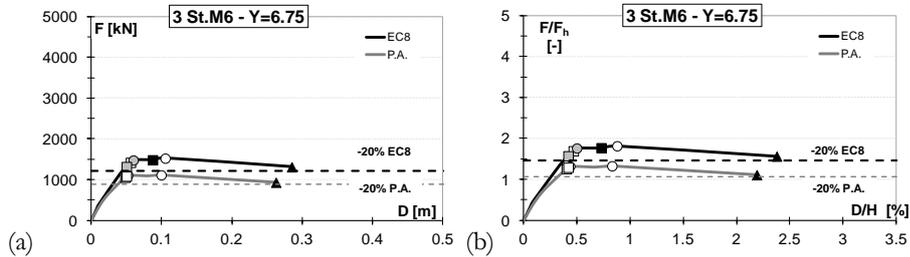


Figura 5.16 3 St.M6 Y6.75: (a) curva pushover; (b) curva pushover adimensionalizzata

ordine di deform.		EC8		
		liv.	D/H [%]	F/F _h
○	5°	y,1	0.876	1.819
□	2°	b,1	0.466	1.696
⊙	3°	y,2	0.498	1.765
▣	1°	b,2	0.417	1.574
●	no	y,3	-	-
■	4°	b,3	0.727	1.771
▲		u,i	2.377	1.565

ordine di deform.		P.A.		
		liv.	D/H [%]	F/F _h
○	no	y,1	0.828	1.330
□	no	b,1	0.417	1.294
⊙	2°	y,2	0.433	1.322
▣	1°	b,2	0.400	1.261
●	no	y,3	-	-
■	no	b,3	-	-
▲		u,i	2.189	1.113

Figura 5.17 3 St.M6 Y6.75: plasticizzazione/buckling diagonali: (a) EC8; (b) P.A.

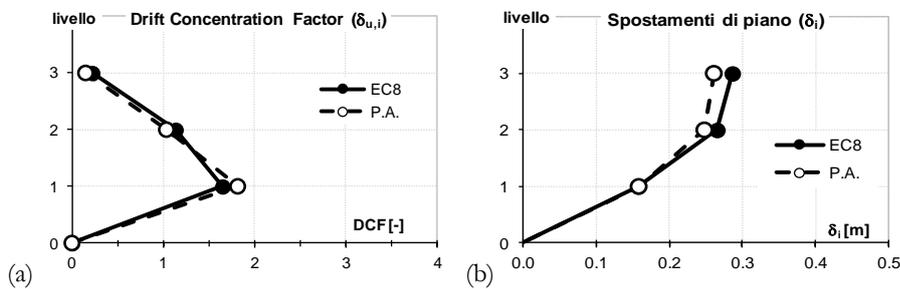


Figura 5.18 3 St.M6 Y6.75: (a) DCF al collasso; (b) spostamenti laterali al collasso

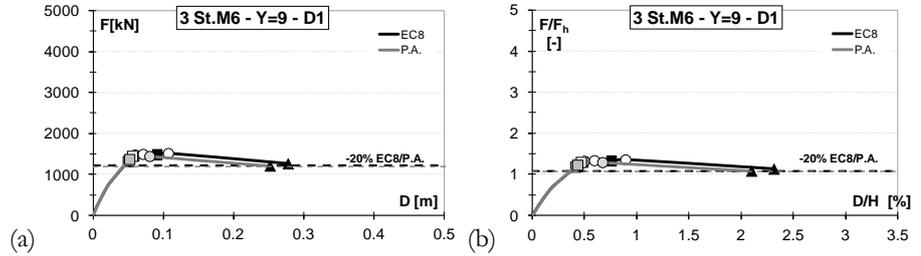


Figura 5.19 3 St.M6 Y9: (a) curva pushover; (b) curva pushover adimensionalizzata

ordine di deform.	EC8				ordine di deform.	P.A.			
	liv.	D/H [%]	F/F _h			liv.	D/H [%]	F/F _h	
○	5°	y,1	0.893	1.351	○	3°	y,1	0.594	1.333
□	2°	b,1	0.483	1.298	□	2°	b,1	0.467	1.291
⊙	3°	y,2	0.498	1.318	⊙	4°	y,2	0.673	1.286
▣	1°	b,2	0.417	1.176	▣	1°	b,2	0.433	1.222
●	no	y,3	-	-	●	no	y,3	-	-
■	4°	b,3	0.760	1.324	■	> δ _{u,i}	b,3	8.498	0.779
▲		u,i	2.313	1.124	▲		u,i	2.099	1.075

Figura 5.20 3 St.M6 Y9: plasticizzazione/buckling diagonali: (a) EC8; (b) P.A.

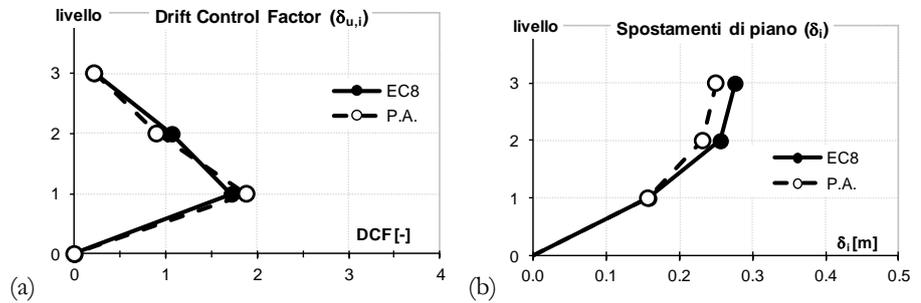


Figura 5.21 3 St.M6 Y9: (a) DCF al collasso; (b) spostamenti laterali al collasso

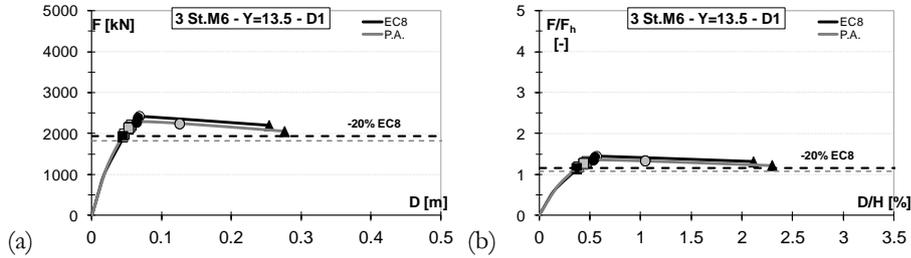


Figura 5.22 3 St.M6 Y13.5: (a) curva pushover; (b) curva pushover adimensionalizzata

ordine di deform.		EC8			ordine di deform.		P.A.		
	liv.	D/H [%]	F/F _h		liv.	D/H [%]	F/F _h		
○	5°	y,1	0.564	1.443	○	6°	> δ _{u,i}	5.518	1.165
□	3°	b,1	0.468	1.317	□	2°	b,1	0.383	1.185
⊙	5°	> δ _{u,i}	1.318	1.379	⊙	5°	y,2	1.044	1.336
■	2°	b,2	0.451	1.290	■	3°	b,2	0.436	1.274
●	4°	y,3	0.548	1.418	●	4°	y,3	0.533	1.358
■	1°	b,3	0.433	1.258	■	1°	b,3	0.367	1.151
▲		u,i	2.112	1.310	▲		u,i	2.296	1.223

Figura 5.23 3 St.M6 Y13.5: plasticizzazione/buckling diagonali: (a) EC8; (b) P.A.

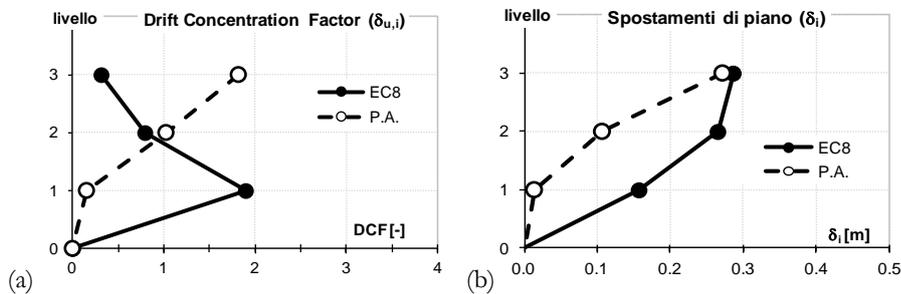


Figura 5.24 3 St.M6 Y13.5: (a) DCF al collasso; (b) spostamenti laterali al collasso

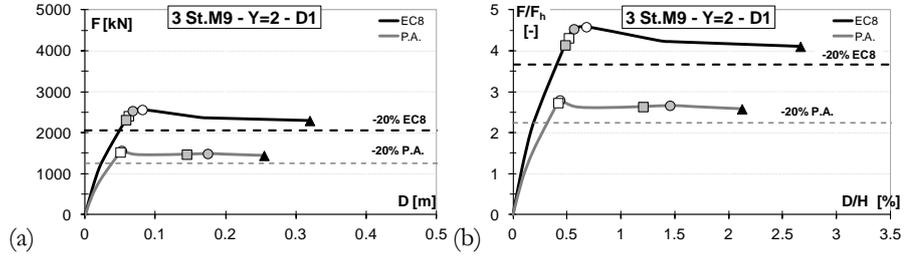


Figura 5.25 3 St.M9 Y2: (a) curva pushover; (b) curva pushover adimensionalizzata

ordine di deform.	EC8				ordine di deform.	P.A.			
	liv.	D/H [%]	F/F _h			liv.	D/H [%]	F/F _h	
○	4°	y,1	0.678	4.590	○	2°	y,1	0.433	2.800
□	2°	b,1	0.515	4.319	□	1°	b,1	0.417	2.735
●	3°	y,2	0.563	4.540	●	4°	y,2	1.453	2.669
■	1°	b,2	0.483	4.147	■	3°	b,2	1.204	2.639
●	> δ _{u,i}	y,3	4.615	4.035	●	> δ _{u,i}	y,3	14.913	2.325
■	> δ _{u,i}	b,3	2.114	4.141	■	> δ _{u,i}	b,3	13.162	2.351
▲		u,i	2.663	4.111	▲		u,i	2.122	2.584

Figura 5.26 3 St.M9 Y2: plasticizzazione/buckling diagonali: (a) EC8; (b) P.A.

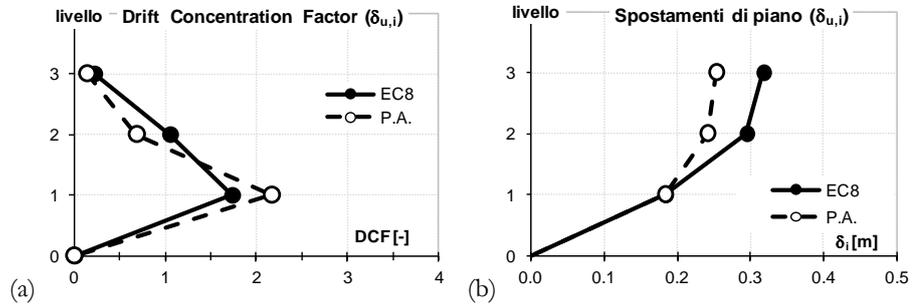


Figura 5.27 3 St.M9 Y2: (a) DCF al collasso; (b) spostamenti laterali al collasso

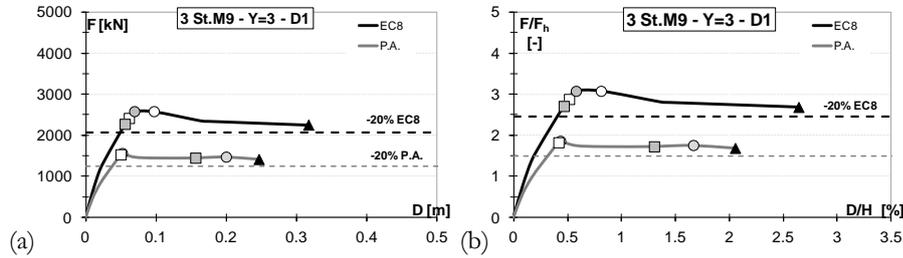


Figura 5.28 3 St.M9 Y3: (a) curva pushover; (b) curva pushover adimensionalizzata

ordine di deform.	EC8			
	liv.	D/H [%]	F/F _h	
○	4°	y,1	0.810	3.072
□	2°	b,1	0.515	2.874
⊙	3°	y,2	0.578	3.072
◻	1°	b,2	0.466	2.703
●	> δ _{u,i}	y,3	5.928	2.546
■	> δ _{u,i}	b,3	3.110	2.660
▲		u,i	2.643	2.680

ordine di deform.	P.A.			
	liv.	D/H [%]	F/F _h	
○	2°	y,1	0.433	1.854
□	1°	b,1	0.417	1.819
⊙	4°	y,2	1.669	1.746
◻	3°	b,2	1.303	1.720
●	> δ _{u,i}	y,3	-	-
■	> δ _{u,i}	b,3	16.679	1.166
▲		u,i	2.055	1.681

Figura 5.29 3 St.M9 Y3: plasticizzazione/buckling diagonali: (a) EC8; (b) P.A.

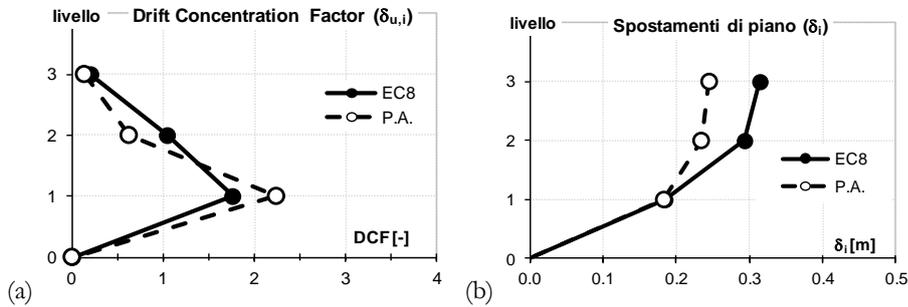


Figura 5.30 3 St.M9 Y3: (a) DCF al collasso; (b) spostamenti laterali al collasso

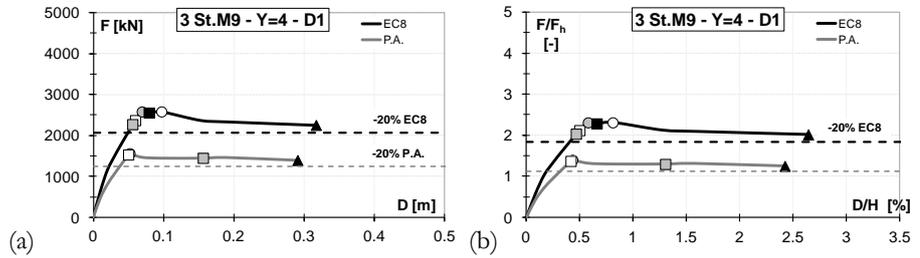


Figura 5.31 3 St.M9 Y4: (a) curva pushover; (b) curva pushover adimensionalizzata

ordine di deform.	EC8			
	liv.	D/H [%]	F/F _h	
○	5°	y,1	0.810	2.304
□	2°	b,1	0.499	2.115
⊙	3°	y,2	0.578	2.304
▣	1°	b,2	0.466	2.027
●	> δ _{u,i}	y,3	5.928	1.909
■	4°	b,3	0.661	2.279
▲		u,i	2.643	2.010

ordine di deform.	P.A.			
	liv.	D/H [%]	F/F _h	
○	2°	y,1	0.433	1.391
□	1°	b,1	0.417	1.364
⊙	4°	y,2	1.669	1.309
▣	3°	b,2	1.303	1.290
●	> δ _{u,i}	y,3	-	-
■	> δ _{u,i}	b,3	16.679	0.875
▲		u,i	2.424	1.242

Figura 5.32 3 St.M9 Y4: plasticizzazione/buckling diagonali: (a) EC8; (b) P.A.

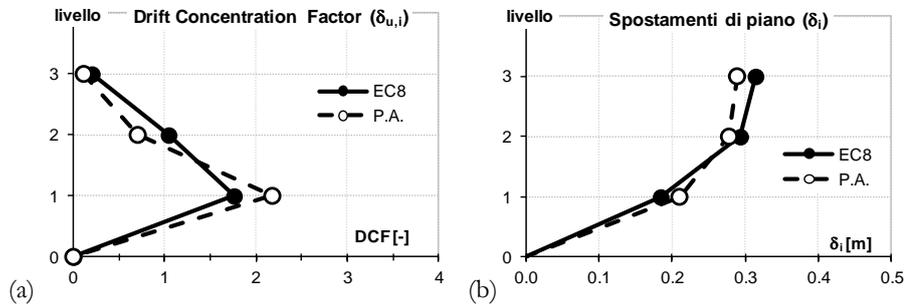


Figura 5.33 3 St.M9 Y4: (a) DCF al collasso; (b) spostamenti laterali al collasso

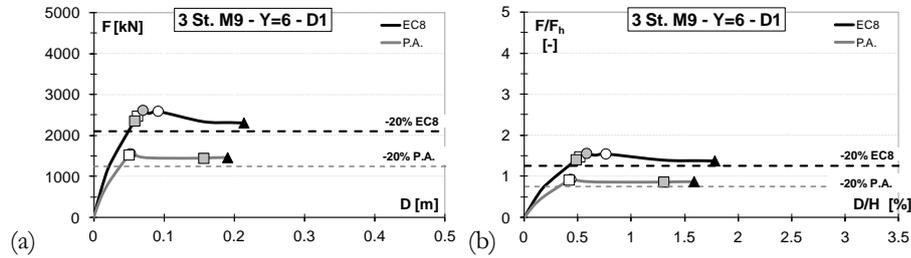


Figura 5.34 3 St.M9 Y6: (a) curva pushover; (b) curva pushover adimensionalizzata

ordine di deform.		EC8			ordine di deform.		P.A.		
		liv.	D/H [%]	F/F _h			liv.	D/H [%]	F/F _h
○	5°	y,1	0.810	2.304	○	2°	y,1	0.433	1.391
□	2°	b,1	0.499	2.115	□	1°	b,1	0.417	1.364
⊙	3°	y,2	0.578	2.304	⊙	4°	y,2	1.669	1.309
◻	1°	b,2	0.466	2.027	◻	3°	b,2	1.303	1.290
●	> δ _{u,i}	y,3	5.928	1.909	●	> δ _{u,i}	y,3	-	-
■	4°	b,3	0.661	2.279	■	> δ _{u,i}	b,3	16.679	0.875
▲		u,i	2.643	2.010	▲		u,i	2.424	1.242

Figura 5.35 3 St M9 Y6: plasticizzazione/buckling diagonali: (a) EC8; (b) P.A.

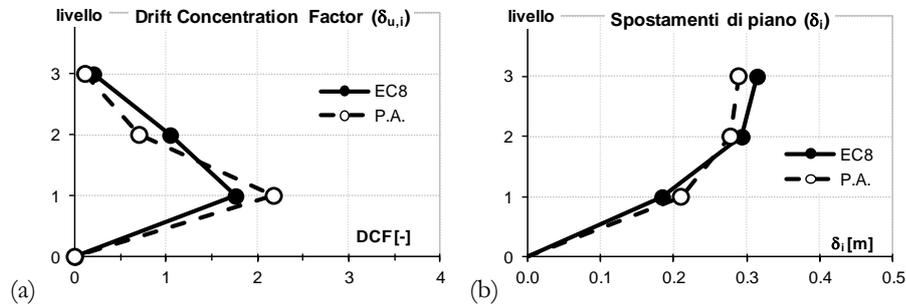


Figura 5.36 3 St.M9 Y6: (a) DCF al collasso; (b) spostamenti laterali al collasso

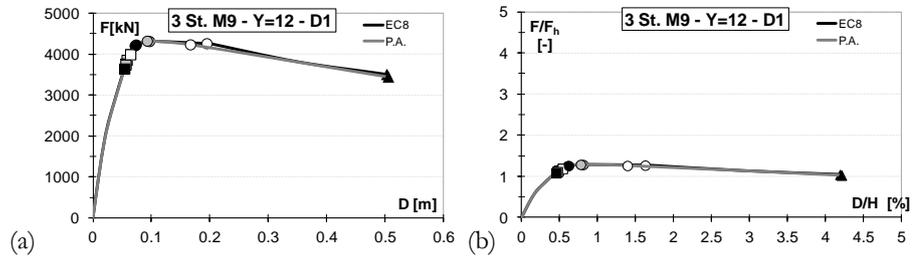


Figura 5.37 3 St.M9 Y12: (a) curva pushover; (b) curva pushover adimensionalizzata

ordine di deform.	EC8				ordine di deform.	P.A.			
	liv.	D/H [%]	F/F _h			liv.	D/H [%]	F/F _h	
○	6°	y,1	1.623	1.269	○	6°	y,1	1.388	1.260
□	3°	b,1	0.534	1.189	□	3°	b,1	0.534	1.188
◐	5°	y,2	0.805	1.284	◐	5°	y,2	0.773	1.287
◑	2°	b,2	0.483	1.148	◑	2°	b,2	0.467	1.112
●	4°	y,3	0.598	1.252	●	4°	y,3	0.615	1.259
■	1°	b,3	0.467	1.120	■	1°	b,3	0.450	1.085
▲		u,i	4.189	1.044	▲		u,i	4.210	1.025

Figura 5.38 3 St. M9 Y12: plasticizzazione/buckling diagonali: (a) EC8; (b) P.A.

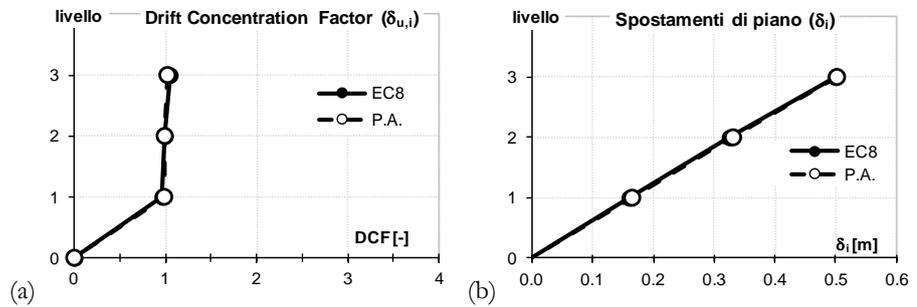


Figura 5.39 3 St. M9 Y12: (a) DCF al collasso; (b) spostamenti laterali al collasso

5.2.1 Edifici a 6 piani (6St. M6 – 6St. M9) – D1

Per gli edifici a sei piani ed in particolare per la maglia 9x9 le osservazioni riportate per gli edifici a 3 piani sono ancora più evidenti. Per il progetto svolto mediante l'EC8, si nota che le curve di pushover sono praticamente le stesse a meno di piccole differenze sul valore del taglio in corrispondenza del collasso del controvento (casi Y2, Y3, Y6), mentre per i casi Y4 e Y12, come anticipato nel precedente capitolo non vi è soluzione. Al contrario invece, con l'approccio proposto, considerando gli omologhi casi, si nota che le curve di pushover sono differenti da caso a caso, evidenziando che la progettazione è governata da requisiti di resistenza (figure 5.40a, 5.43a, 5.46a).

Per i casi prima menzionati, è ancora più evidente che le limitazioni imposte dall' EC8 influenzano fortemente la progettazione riducendo il numero delle possibili soluzioni strutturali determinando in molti casi l'impossibilità di progettare e in altri determinando che le sezioni delle membrature del controvento, sono praticamente le stesse indipendentemente dal numero di CBF disposti in pianta.

Osservando le curve di pushover adimensionalizzate, (figure 5.40b, 5.43b, 5.46b) si nota una inutile sovrarresistenza globale del controvento variabile da 1.5 (Y6) a 4.5 (Y2), mentre con il P.A i valori della sovrarresistenza globale si attestano intorno a 1.5 per tutti i casi analizzati, evidenziando ancora una volta una migliore calibrazione della progettazione.

Le osservazioni effettuate per gli edifici a 3 piani riguardo spostamenti di interpiano e della deformata laterale in corrispondenza del raggiungimento del punto di collasso convenzionale fissato, sono confermati per gli edifici a 6 piani (figure 5.42, 5.45, 5.48). Si osserva nuovamente, per il casi Y2 e Y3 del P.A una maggiore richiesta di spostamento rispettivamente al primo e terzo livello del controvento, mentre per il caso Y6 la richiesta è confrontabile con quello dell'EC8 (figure 5.42a, 5.45a, 5.48a).

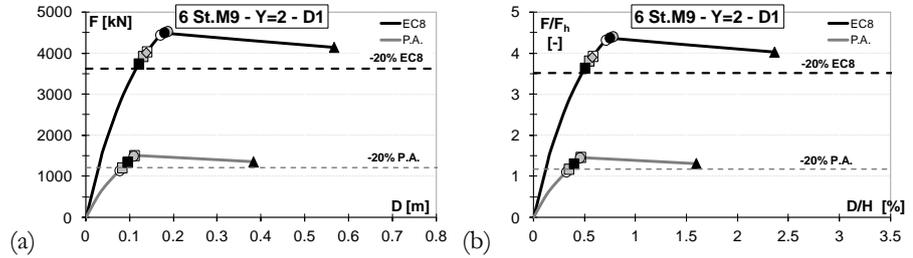


Figura 5.40 6 St.M6 Y2: (a) curva pushover; (b) curva pushover adimensionalizzata

ordine di deform.	EC8			
	liv.	D/H [%]	F/F _h	
○	5°	y,1	0.705	4.319
□	4°	b,1	0.578	3.923
●	7°	y,2	0.775	4.405
■	2°	b,2	0.540	3.812
●	6°	y,3	0.743	4.374
■	1°	b,3	0.500	3.636
○	> δ _{u,i}	y,4	2.332	4.027
◇	3°	b,4	0.570	3.901
○	no	y,5	-	-
◇	3°	b,5	0.570	3.901
●	no	y,6	-	-
◆	no	b,6	-	-
▲		u,i	2.358	4.028

ordine di deform.	PA			
	liv.	D/H [%]	F/F _h	
○	1°	y,1	0.317	1.107
□	5°	b,1	0.458	1.462
●	4°	y,2	0.450	1.452
■	2°	b,2	0.342	1.172
●	> δ _{u,i}	y,3	1.242	1.332
■	3°	b,3	0.392	1.302
○	no	y,4	-	-
◇	no	b,4	-	-
○	no	y,5	-	-
◇	no	b,5	-	-
●	no	y,6	-	-
◆	no	b,6	-	-
▲		u,i	1.590	1.312

Figura 5.41 6 St.M9 Y2: plasticizzazione/buckling diagonali: (a) EC8; (b) P.A.

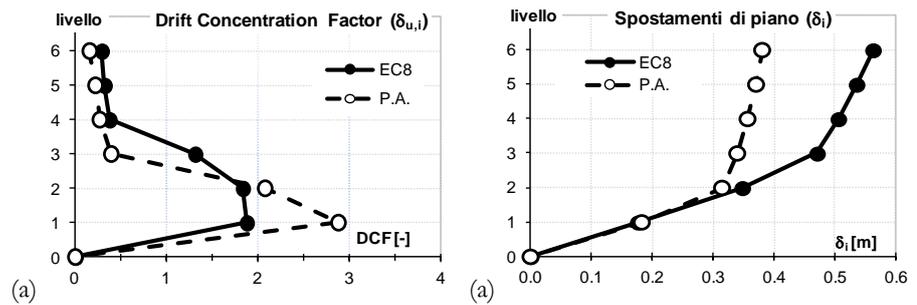


Figura 5.42 6 St.M9 Y2: (a) DCF al collasso; (b) spostamenti laterali al collasso

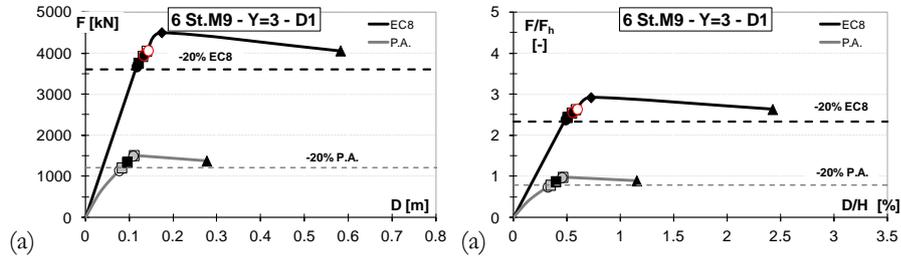


Figura 5.43 6 St.M6 Y3: (a) curva pushover; (b) curva pushover adimensionalizzata

ordine di deform.	EC8			
	liv.	D/H [%]	F/F _h	
○	9°	y,1	0.492	2.407
□	2°	b,1	0.579	2.625
⊙	6°	y,2	0.555	2.568
▣	4°	b,2	0.541	2.542
●	1°	y,3	0.483	2.379
■	3°	b,3	0.500	2.435
○	10°	y,4	0.594	2.633
◇	8°	b,4	0.570	2.598
⊙	8°	y,5	0.570	2.598
◇	7°	b,5	0.563	2.582
●	5°	y,6	0.548	2.556
◆	1°	b,6	0.722	2.917
▲		u,i	2.423	2.630

ordine di deform.	P.A.			
	liv.	D/H [%]	F/F _h	
○	2°	y,1	0.317	0.738
□	1°	b,1	0.458	0.975
⊙	4°	y,2	0.450	0.968
▣	3°	b,2	0.342	0.782
●	> δ _{u,i}	y,3	1.242	0.888
■	> δ _{u,i}	b,3	0.392	0.868
○		y,4	-	-
◇		b,4	-	-
⊙		y,5	-	-
◇		b,5	-	-
●		y,6	-	-
◆		b,6	-	-
▲		u,i	1.150	0.889

Figura 5.44 6 St.M9 Y3: plasticizzazione/buckling diagonali: (a) EC8; (b) P.A.

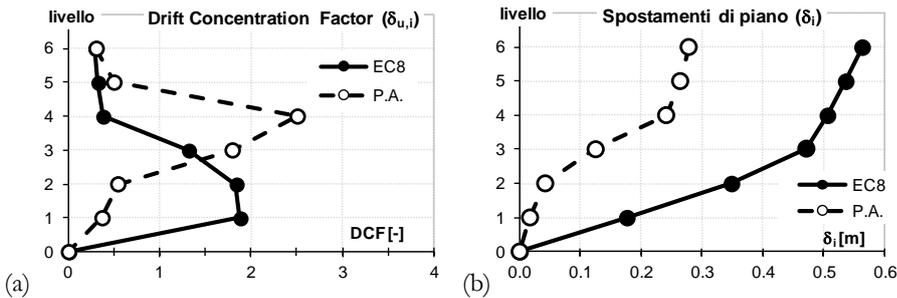


Figura 5.45 6 St.M9 Y3: (a) DCF al collasso; (b) spostamenti laterali al collasso

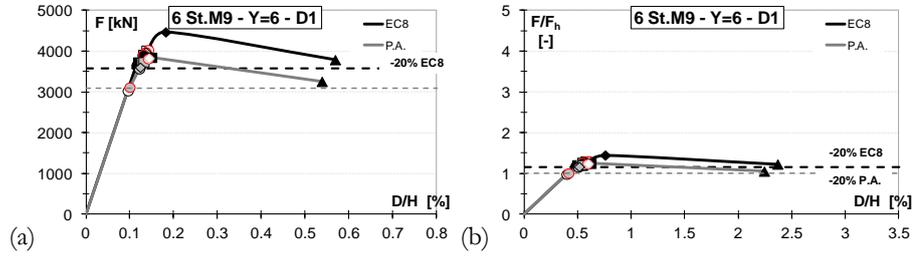


Figura 5.46 6 St.M6 Y6: (a) curva pushover; (b) curva pushover adimensionalizzata

ordine di deform.	EC8				ordine di deform.	P.A.			
	liv.	D/H [%]	F/F _h			liv.	D/H [%]	F/F _h	
○	2°	y,1	0.492	1.196	○	1°	y,1	0.400	0.981
□	7°	b,1	0.579	1.303	□	5°	b,1	0.542	1.199
●	8°	y,2	0.541	1.264	●	3°	y,2	0.508	1.155
■	5°	b,2	0.548	1.269	■	6°	b,2	0.550	1.211
●	1°	y,3	0.483	1.182	●	9°	y,3	0.609	1.248
■	3°	b,3	0.500	1.209	■	10°	b,3	0.623	1.247
○	3°	y,4	0.594	1.307	○	7°	y,4	0.593	1.237
◇	6°	b,4	0.570	1.290	◇	8°	b,4	0.600	1.242
○	6°	y,5	0.570	1.290	○	2°	y,5	0.417	1.010
◇	6°	b,5	0.570	1.290	◇	3°	b,5	0.517	1.168
●	5°	y,6	0.548	1.269	●	no	y,6	-	-
◆	9°	b,6	0.759	1.449	◆	no	b,6	-	-
▲		u,i	2.370	1.229	▲		u,i	2.244	1.056

Figura 5.47 6 St.M9 Y6: plasticizzazione/buckling diagonali: (a) EC8; (b) P.A.

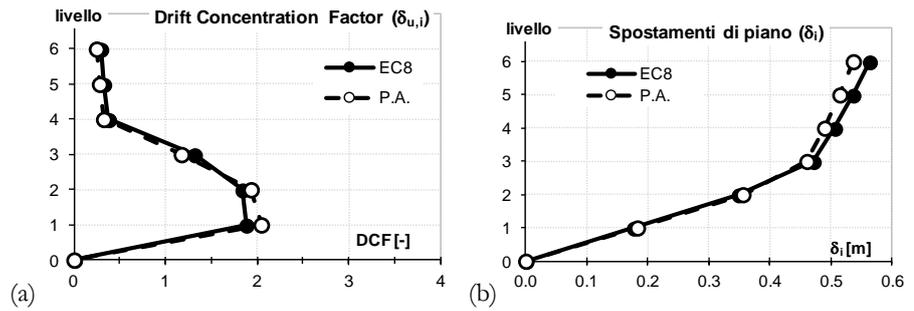


Figura 5.48 6 St.M9 Y3: (a) DCF al collasso; (b) interstory drift al collasso

6 OSSERVAZIONI SUI RISULTATI OTTENUTI

I risultati in termini di peso e fattori di sovrarresistenza discussi nel precedente capitolo e i risultati della analisi non lineari in termini di sovrarresistenza e duttilità globale, consentono di fare una serie di considerazioni sul comportamento non lineare delle mensole di controvento.

Come riportato nel precedente capitolo 4, le variabili dei casi di studio sono cinque: maglia strutturale (6x6m e 9x9m), numero di piani (3, 6, 9), parametro Y (associato al numero di mensole di controvento in ogni singola direzione), strategie progettuali (cinque design), tipo di progettazione (EC8, P.A., E.L.). Si riportano di seguito alcune considerazioni sui risultati ottenuti esaminando separatamente ciascuna variabile, per capire in che modo ognuna di esse influenza la progettazione.

6.1 INFLUENZA VARIABILITÀ DELLA MAGLIA STRUTTURALE: M6 VS M9

Sulla base dei risultati ottenuti si riporta, a parità di numero di mensole controventate impiegate, un confronto in termini di: (a) peso complessivo dei CBF, (b) fattori di sovrarresistenza adottati (Ω), (c) sovrarresistenza globale della singola mensola di controvento (F_u/F_b). Con riferimento al peso complessivo delle mensole, per ogni singola maglia M , dai diagrammi riportati di seguito (figura 6.1) si riscontra, un'ovvia riduzione di peso al diminuire del numero delle mensole di controvento. Dal confronto tra le due maglie analizzate, si nota che le mensole con luce di 9m sono più pesanti delle mensole con luce di 6m. Ciò è legato in primis al peso delle travi; infatti, come evidenziato al paragrafo 4.4.1 le sezioni adottate sono state determinate verificandone anche la deformabilità per carichi verticali allo stato limite di esercizio. Per gli M9 essendo la luce maggiore si è utilizzata una sezione minima

HE340B in virtù della HE220B per la maglia M6 determinando così un peso della singola trave minore di circa il 30% per le soluzioni M6 rispetto alle M9.

Unitamente all'utilizzo di profili più pesanti per le travi, si riscontrano notevoli aumenti di peso delle diagonali negli M9. Ciò è dovuto, non solo alla lunghezza in sé, di tre metri maggiore negli M9 rispetto agli M6, ma anche alle limitazioni sulla snellezza adimensionale e sul fattore di sovrarresistenza che devono rispettare i profili. Le sezioni che soddisfano i limiti imposti per gli M9 sono generalmente caratterizzate da un'area maggiore, che, congiuntamente ad una lunghezza prevalente, restituiscono elementi resistenti caratterizzati da pesi e a metro lineare più elevati. Nella figura 6.1 si riportano, in funzione della singola maglia strutturale, e per tutte e 5 le strategie progettuali, i valori del peso totale del sistema resistente alle azioni laterali LLRS (i.e. peso complessivo di tutte le mensole) ottenuto al variare del numero di CBF disposti in pianta. In riferimento agli edifici a 3 piani per i quali è stato possibile progettare tutti i casi considerati, i grafici di figura 6.1a mostrano, sia per EC8 che per P.A. e per un numero elevato di mensole disposte in pianta (6 e 4 CBF), ridotti valori del peso per la maglia M6 rispetto alla maglia M9. Tale situazione si ripete per tutte le strategie progettuali D figura 6.1 (b)-(e) mentre per un numero inferiore di controventi in pianta (3 e 2 CBF) le due maglie M6 e M9 restituiscono pesi strutturali pressoché identici. Il motivo di tale andamento risiede nell'influenza che la verifica di deformabilità per carichi verticali ha nel processo di dimensionamento delle membrature. Quando in pianta sono disposti un numero elevato di CBF, (6 e 4) le travi sono caratterizzate da uno sforzo normale di compressione (dovuto alle azioni laterali) basso, pertanto la scelta della loro sezione è funzione della verifica di deformabilità per carichi verticali. Infatti si nota che per la maglia M9 e per un numero elevato di mensole di controvento, la sezione delle travi del CBF, è praticamente la stessa per tutti i livelli. (HE 340B).

Nonostante per i 6 piani sia possibile progettare un numero minore di casi, (soprattutto per D1) i grafici di figura 6.2 evidenziano, anche per tale tipologia di edificio, i vantaggi della maglia M6 rispetto alla maglia M9. In questo caso, la differenza di peso del LLRS per le due maglie è ancora più marcata.

Per gli edifici a 9 piani invece, il confronto è possibile solo per i design D1 e D5 per 6 CBF disposti in pianta. Anche per tali casi, si conferma il peso minore della maglia M6 rispetto alla maglia M9 (figura 6.3).

6: OSSERVAZIONI SUI RISULTATI OTTENUTI

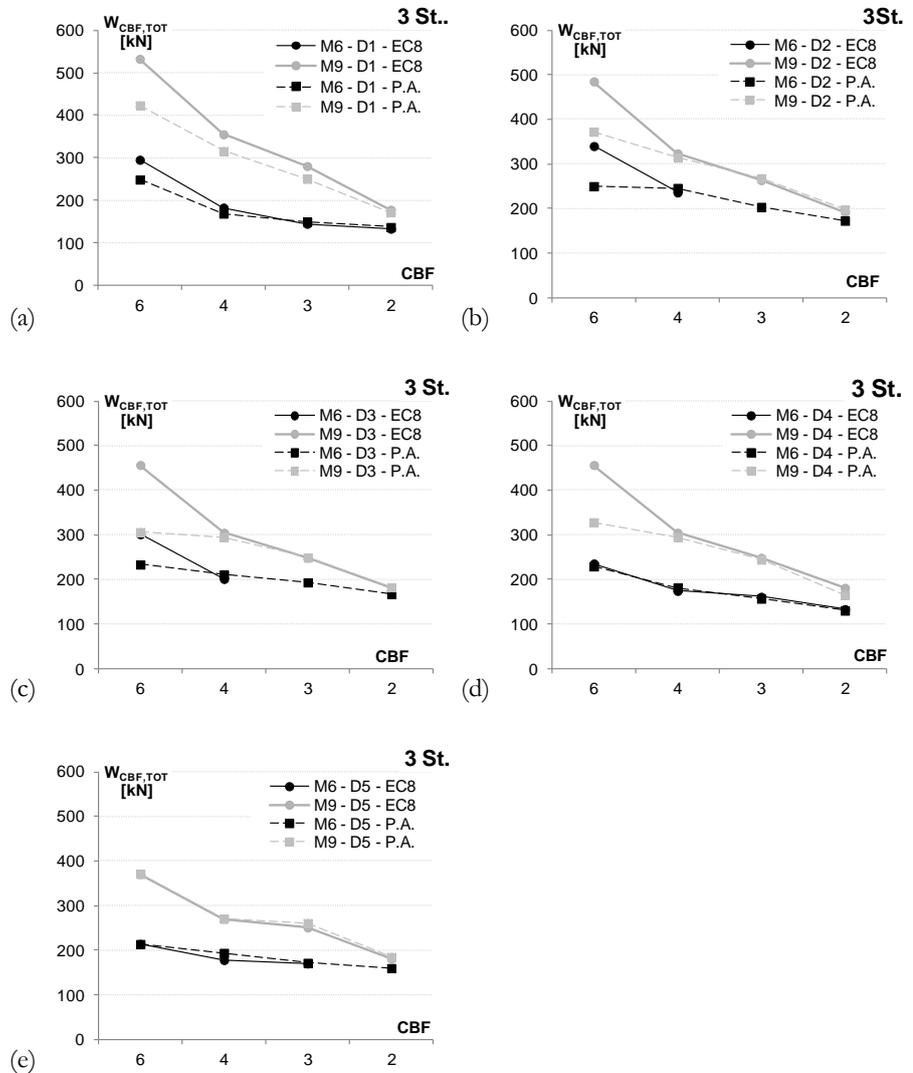


Figura 6.1 Edifici 3 St.: Peso LLRS (a) D1, (b) D1, (c) D3, (d) D4, (e) D5

Allo stesso modo è stato effettuato il confronto in termini di fattori di sovrarresistenza Ω . In particolare sono stati diagrammati, in funzione della singola maglia strutturale, e per tutte e 5 le strategie progettuali, i valori dei coefficienti di sovrarresistenza Ω utilizzati per il progetto degli elementi non dissipativi. Si ricorda che l'applicazione del capacity design

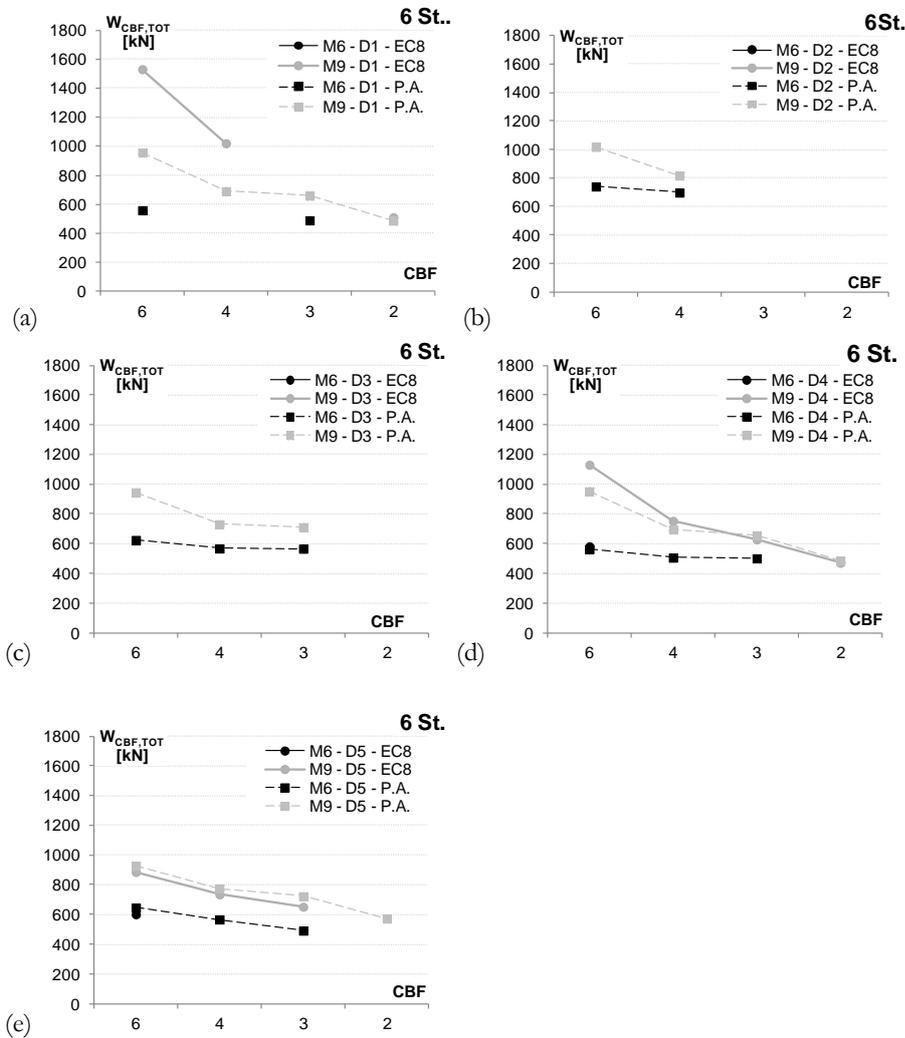


Figura 6.2 Edifici 6 St.: Peso LLRS (a) D1, (b) D1, (c) D3, (d) D4, (e) D5

secondo l'EC8 prevede l'utilizzo del minimo fattore di sovrarresistenza valutato per tutte le diagonali della mensola, mentre con il P.A. si utilizza il massimo dei fattori di sovrarresistenza valutato solo per le diagonali che non rispettano la limitazione:

$$\Omega_i / \Omega_{\min} \leq 1.25$$

Pertanto nei grafici di seguito figure 6.4 e 6.5 si diagrammano i valori di Ω_{\min} e Ω_{\max} rispettivamente per EC8 e P.A.

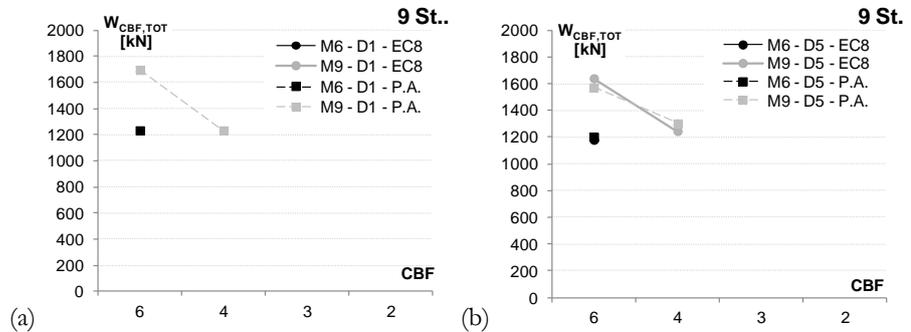


Figura 6.3 Edifici 9 St.: Peso LLRS (a) D1, (b) D5

Per un elevato numero di controventi disposti in pianta (6 e 4) dalla figura 6.4a, ed in riferimento alla strategia progettuale D1, si evidenziano per la maglia M9 (sia per EC8 che PA), valori elevati dei coefficienti di sovrarresistenza Ω rispetto a quelli della maglia M6. Ciò perché, in questi casi, il progetto è governato dalle limitazioni normative. Infatti, al fine di soddisfare le suddette limitazioni, il progettista è costretto ad incrementare le sezioni delle diagonali ai piani più bassi ed in particolar modo per le mensole M9 le cui diagonali sono sollecitate meno rispetto alle diagonali delle mensole M6. Per un numero minore di controventi disposti in pianta invece, i coefficienti Ω assumono valori pressoché identici per entrambe le maglie strutturali, confermando che in tali situazioni il progetto è governato essenzialmente da requisiti di resistenza (le diagonali sono caratterizzate tutte da un tasso di lavoro uniforme e prossimo all'unità, consentendo l'ottimale sfruttamento delle caratteristiche di resistenza del materiale).

Considerando le strategie progettuali D2, D3, D4 figura 6.4b,c,d si nota, per un numero elevato di CBF, una riduzione della differenza tra i valori di Ω registrata per gli omologhi casi della strategia progettuale D1. Anche per tali soluzioni, al diminuire del numero di CBF, la differenza M9 – M6 tende a ridursi fino ad annullarsi nel caso di sole due mensole. Con riferimento alla strategia progettuale D5, e per qualsiasi numero di CBF disposto in pianta, non si registrano differenze sui valori di Ω che si mantengono prossimi all'unità.

Per gli edifici M6, particolarmente vincolati dalle limitazioni sulla snellezza delle diagonali e sui fattori di sovrarresistenza, non è possibile progettare con i design D1, D2 e D3. Con l'introduzione della quarta dimensione dell'acciaio (D4) si ottengono soluzioni strutturali anche con

pochi controventi disposti in pianta. Al contrario le limitazioni normative imposte sono meno vincolanti nel caso degli edifici 6 St.M9 riuscendo a progettare, anche con le strategie progettuali D1, D2 e D3 (figura 6.5).

Quanto detto è riscontrabile anche in termini di sovrarresistenza globale F_u/F_h della singola mensola di controvento. Infatti generalmente le mensole la cui progettazione è influenzata dalle limitazioni normative (elevato numero di CBF in pianta) sono caratterizzate da elevata sovrarresistenza globale, maggiore, in virtù di quanto precedentemente visto, per la maglia M9. Il motivo della sovrarresistenza elevata per le maglie M9 è dovuta al valore di Ω il quale tende a sovradimensionare gli elementi non dissipativi che incidono sulla resistenza globale della struttura (figure 6.6 e 6.7).

6: OSSERVAZIONI SUI RISULTATI OTTENUTI

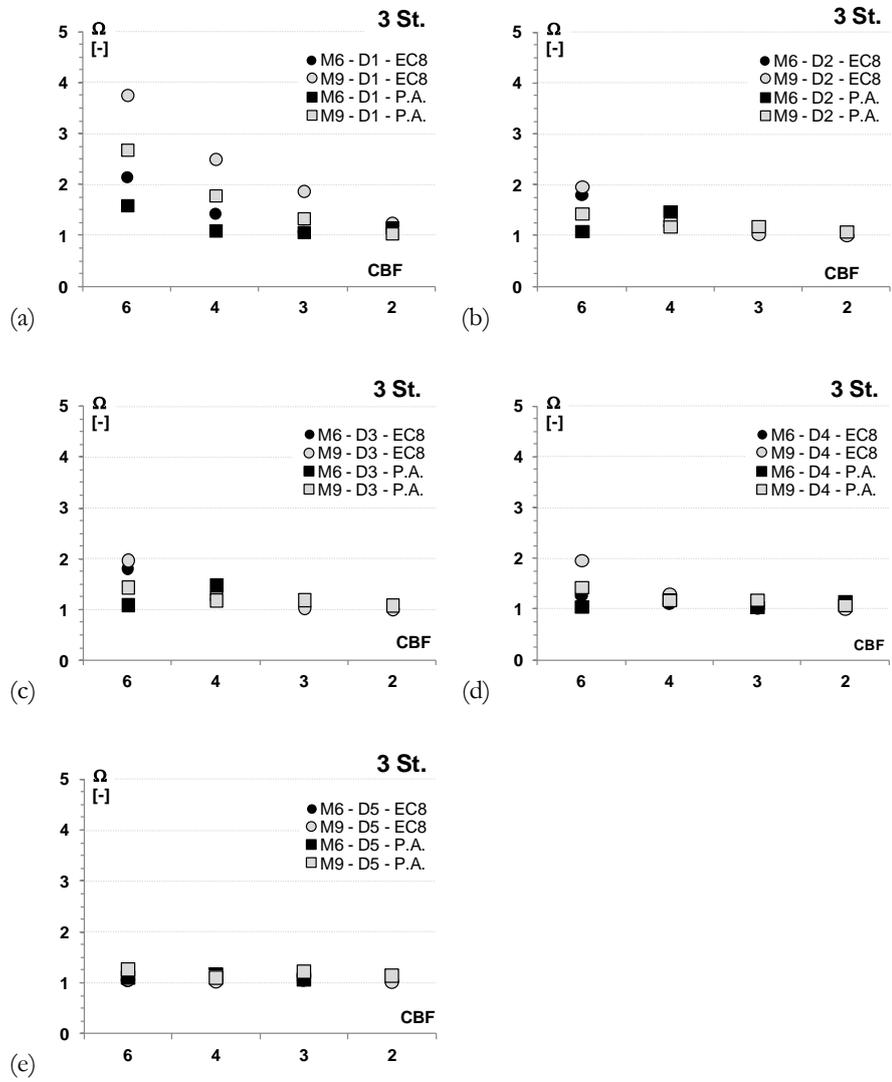


Figura 6.4 Edifici 3 St.: Fattori di sovraresistenza (a) D1, (b) D1, (c) D3, (d) D4, (e) D5

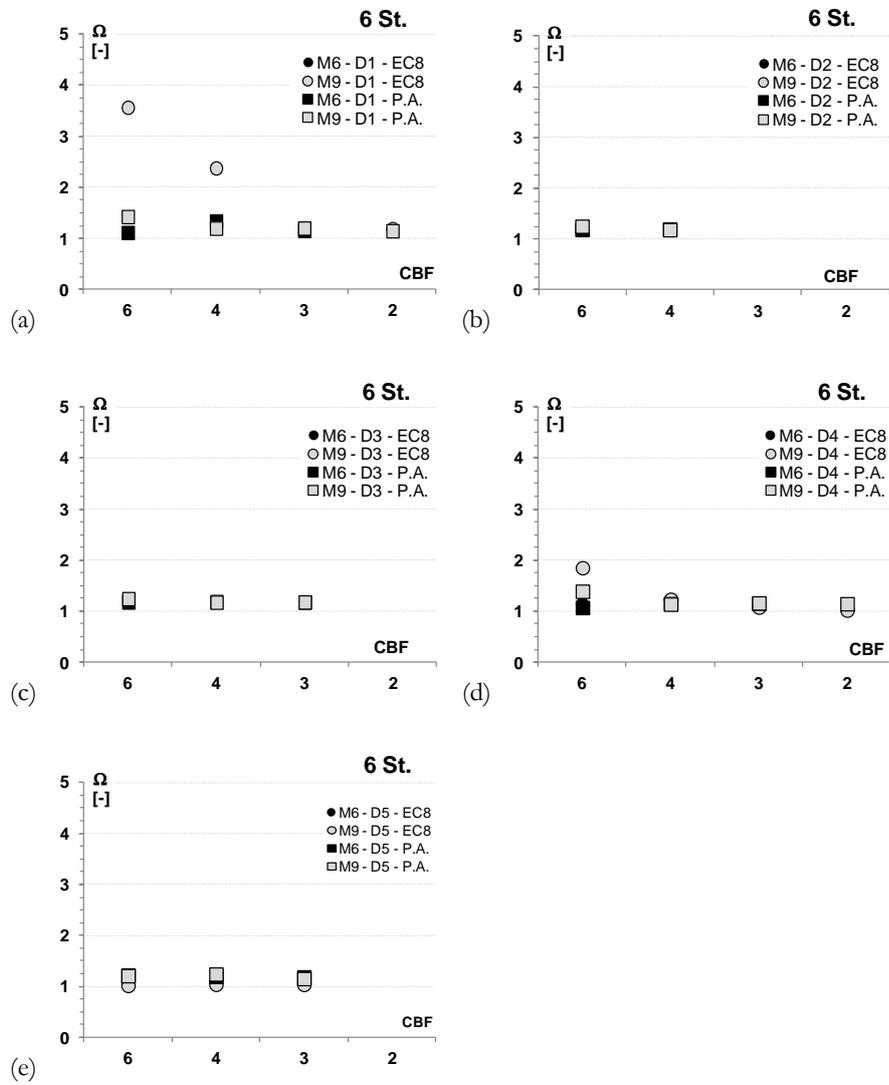


Figura 6.5 Edifici 6 St.: Fattori di sovrarresistenza (a) D1, (b) D1, (c) D3, (d) D4, (e) D5

6: OSSERVAZIONI SUI RISULTATI OTTENUTI

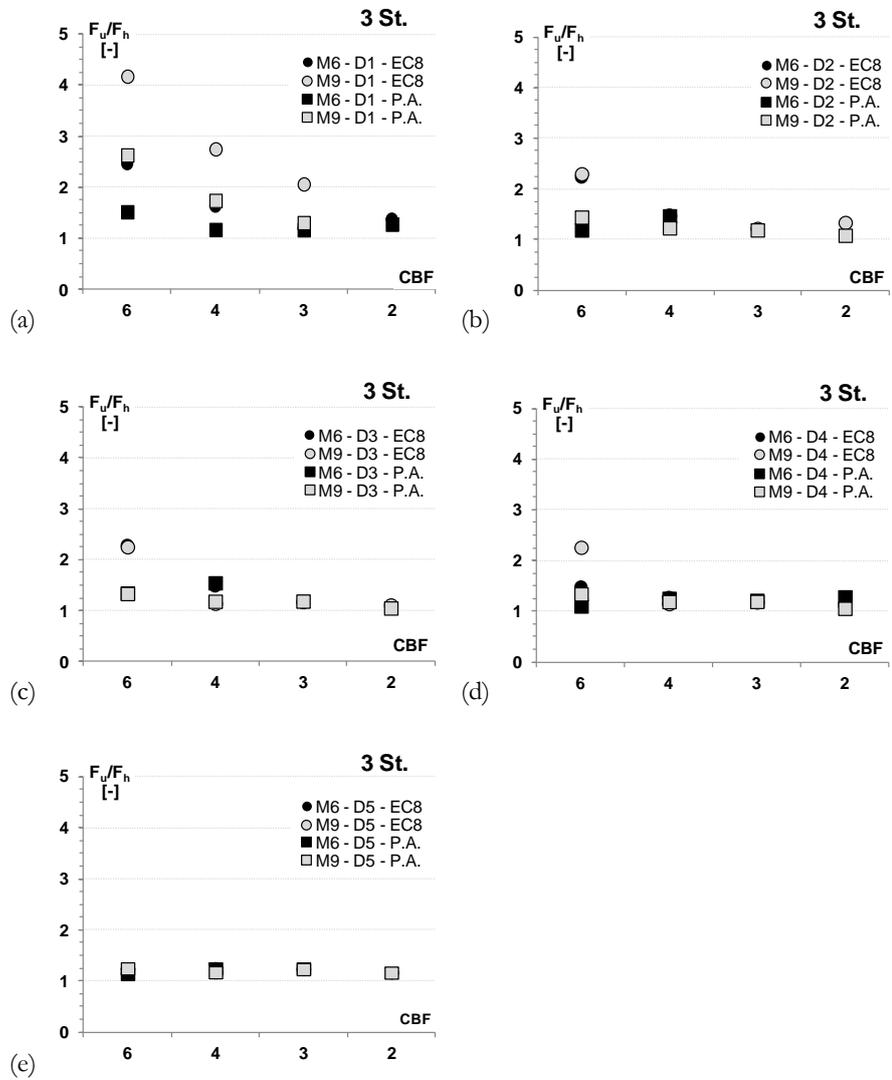


Figura 6.6 Edifici 3 St.: Sovvaresistenza globale (a) D1, (b) D1, (c) D3, (d) D4, (e) D5

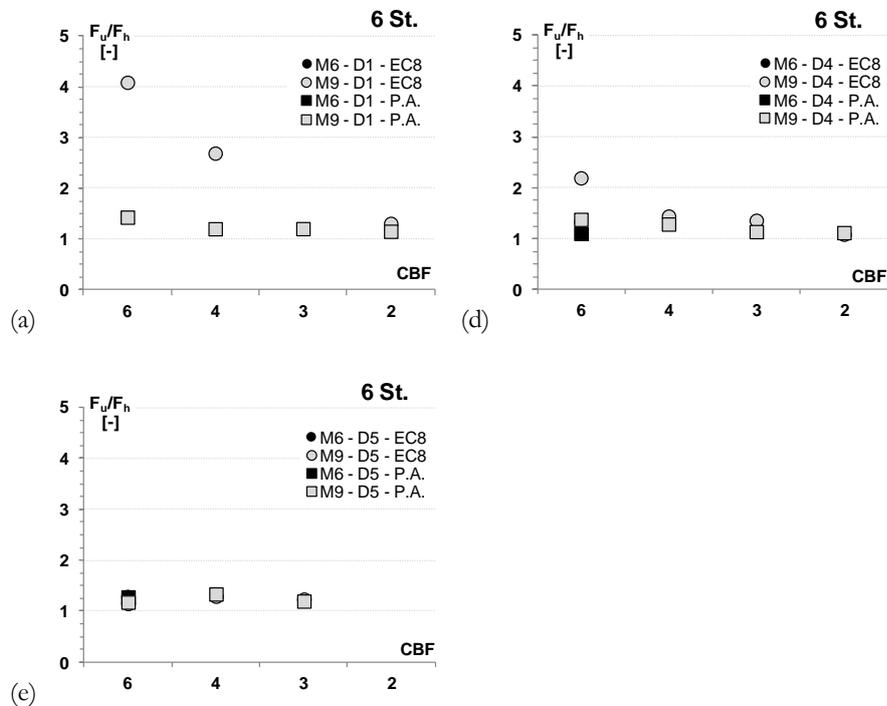


Figura 6.7 Edifici 6 St.: Sovraresistenza globale (a) D1, (d) D4, (e) D5

6.2 INFLUENZA DEL NUMERO DI PIANI.

L'aumento del numero di piani, da 3 a 9, determina l'impossibilità di progetto in numerosi casi, soprattutto con l'approccio EC8. Con l'aumentare del numero di piani, aumenta la forza sismica di progetto, con conseguenti problemi di resistenza delle membrature (elevati sforzi normali nelle colonne). Inoltre, all'aumentare del numero di piani, con le strategie progettuali D1, D2, D3, D4, vi è maggiore difficoltà nel rispettare le limitazioni su λ e Ω , a causa dell'esiguo numero di profili HE utilizzabili. Con il design D5 invece, che consente di utilizzare un numero maggiore di profili, il numero di piani, ai fini del soddisfacimento delle limitazioni imposte non è un parametro particolarmente condizionante.

6.3 INFLUENZA DEL PARAMETRO Y

Dai risultati ottenuti si osserva che variando il parametro Y si ottengono soluzioni più o meno sovradimensionate, per le quali il progetto è governato in alcuni casi dalle limitazioni di normativa (bassi Y) e in altri da requisiti di resistenza (Y alto). Nel caso molti controventi in pianta (Y basso), sia con M6 sia con M9, le diagonali delle mensole, soprattutto ai piani alti, sono poco sollecitate (in particolar modo con gli M9). La scelta della minima sezione resistente non sempre risulta soddisfare i limiti sui parametri governanti il dimensionamento delle diagonali (snellezza adimensionale massima). Ciò induce a dover incrementare la sezione trasversale del profilato da utilizzare, con conseguente aumento dello sforzo normale plastico. In questo modo si ha un'inevitabile sovrarresistenza nelle diagonali, con un conseguente sovradimensionamento dell'intera struttura (travi e colonne). Tale fenomeno, si attenua all'aumentare di Y (ossia al diminuire del numero di mensole) e variando la strategia progettuale in quanto, diminuendo il numero di controventi, si avranno diagonali più sollecitate, e quindi Ω minori riducendo così la non necessaria richiesta di sovrarresistenza per gli elementi non dissipativi.

In particolare, esaminando i risultati delle analisi pushover di edifici a 3 piani M6 progettati secondo l'EC8, (figura 6.8a-e) per le strategie progettuali D1,D2,D3,D4 si osserva una progressiva riduzione della sovrarresistenza globale della struttura (da 4 a 1.5 per D1 e da 2.5 a 1.5 per D4) all'aumentare di Y (al diminuire dei CBF in pianta). La duttilità globale invece, non subisce particolari variazioni all'aumentare di Y attestandosi intorno a valori di D/H pari a 2.5%. In riferimento alla strategia D5 invece, si registrano valori della sovrarresistenza globale di circa 1.5 anche con un numero elevato di CBF con una lieve diminuzione di duttilità in corrispondenza del limite di collasso convenzionale fissato per il controvento.

Con l'approccio proposto invece, tali considerazioni si riducono nell'osservare che solo nel caso Y3 e di strategia progettuale D1 si ha un valore di sovrarresistenza globale elevato (in ogni caso minore dell'omologo EC8) (figura 6.9a-e). Per tutti gli altri Y e per le altre strategie progettuali si hanno valori della sovrarresistenza globale simili e attestabili intorno a 1.5. I livelli di duttilità globale della mensola, invece, sono pressoché identici tra di loro e in alcuni casi confrontabili (Y bassi) e lievemente minori (Y alti) degli omologhi casi EC8.

Quanto delineato precedentemente per la maglia M6, può essere esteso anche alla maglia M9, aggiungendo che, nei casi di Y basso, sia per EC8 che per P.A si registra un lieve aumento dei coefficienti di sovrarresistenza rispetto agli omologhi casi M6 (figure 6.10 e 6.11a-d). Il caso Y12 sia per EC8 e sia per P.A. garantisce livelli di duttilità maggiore rispetto agli altri casi Y in quanto, in corrispondenza della condizione ultima del controvento, vi è lo snervamento di tutte e tre le diagonali della mensola (figure 6.10 e 6.11e).

Riguardo gli edifici a 6 piani, a causa delle limitate soluzioni progettuali ottenute, è stato possibile effettuare solo un numero limitato di pushover.

Per gli edifici M6, le analisi non lineari svolte per i casi Y3 e Y4.5 mostrano che con l'approccio EC8 (figura 6.12a,b) e per la strategia progettuale D4, grazie alla possibilità di adottare acciaio con differente resistenza per le diagonali vi è una ridotta sovrarresistenza globale, mentre per la strategia progettuale D5, il progetto è più ottimizzato, con valori della sovrarresistenza che si attestano intorno a 1.5 per entrambi gli Y. Per entrambe le strategie e per entrambi i casi si registrano buoni valori della duttilità.

Con il PA invece, (figura 6.13 a,b) per le stesse due strategie progettuali e per gli stessi due Y le curve di pushover sono praticamente identiche mostrando valori della sovrarresistenza leggermente ridotti e livelli di duttilità comparabili con quelli ottenibili con l'EC8.

Per gli edifici M9, per i quali è stato possibile effettuare più analisi pushover i risultati confermano quanto già evidenziato per gli edifici a sei piani M6. L'EC8 determina per bassi Y e per D1 strutture sovradimensionate e inutilmente sovrarresistenti, e per bassi Y e altre strategie progettuali strutture più o meno ottimizzate (figura 6.14 a – d). Il P.A. invece, in tutti i casi esaminati garantisce una ottimizzazione della progettazione anche per Y bassi e strategia progettuale D1 (figura 6.15 a-d).

6: OSSERVAZIONI SUI RISULTATI OTTENUTI

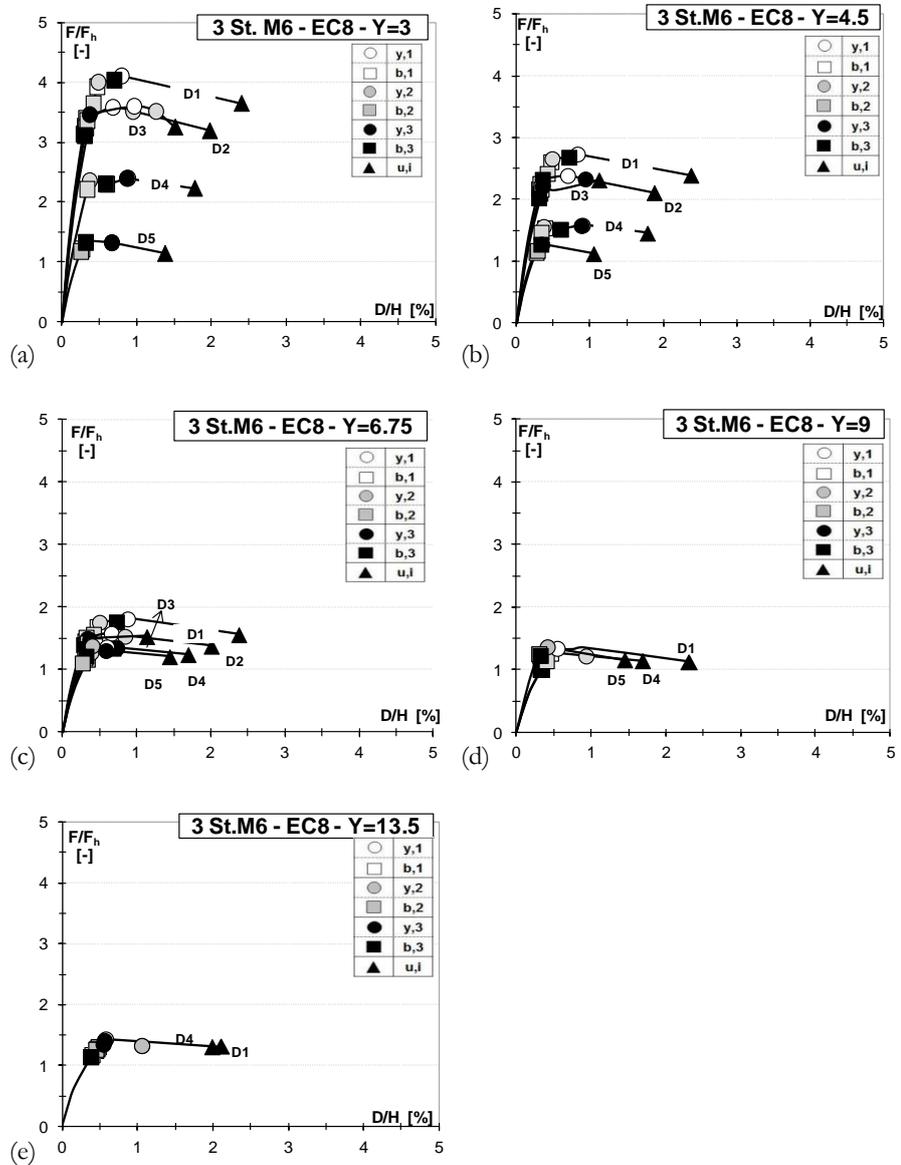


Figura 6.8 Edifici 3 StM6 EC8.: Pushover adimensionalizzata (a) Y3, (b) Y4.5, (c) Y6.75, (d) Y9, (e) Y13.5

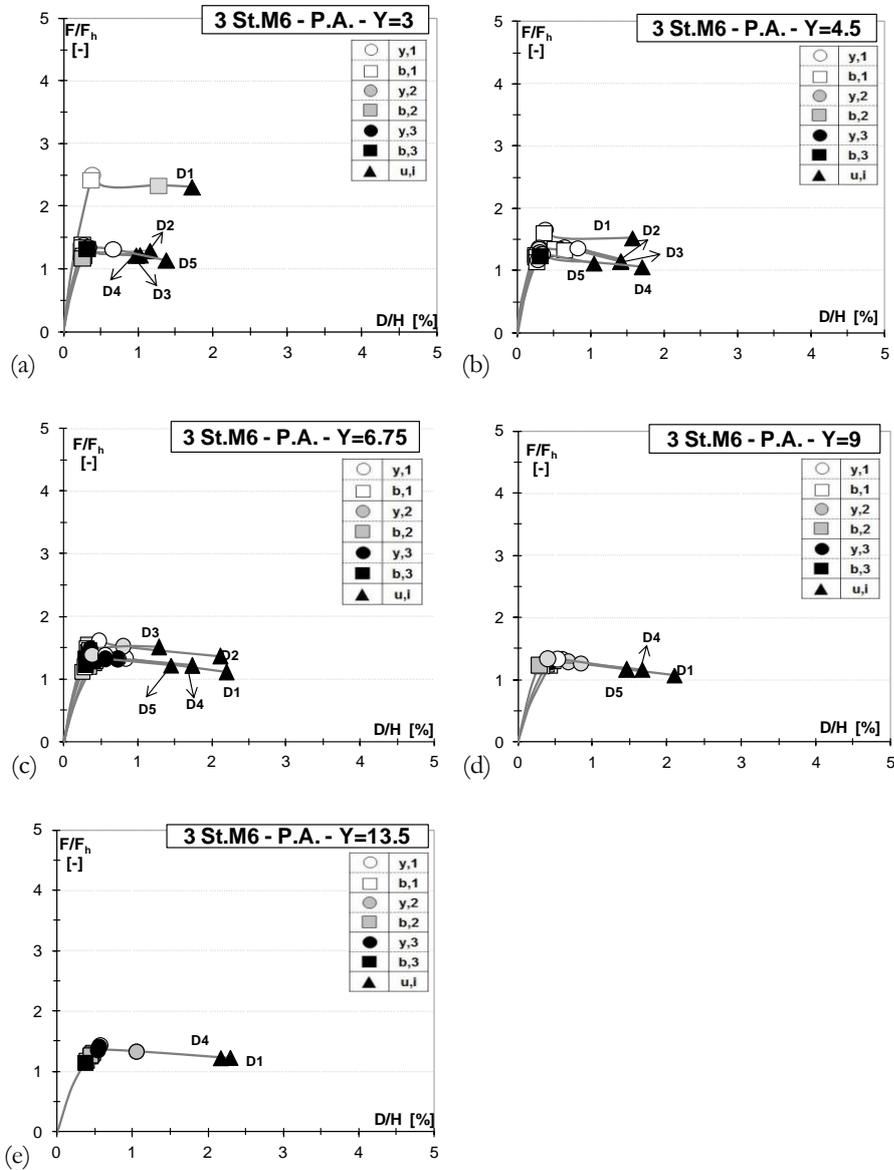


Figura 6.9 Edifici 3 StM6 P.A: Pushover adimensionalizzata (a) Y3, (b) Y4.5, (c) Y6.75, (d) Y9, (e) Y13.5

6: OSSERVAZIONI SUI RISULTATI OTTENUTI

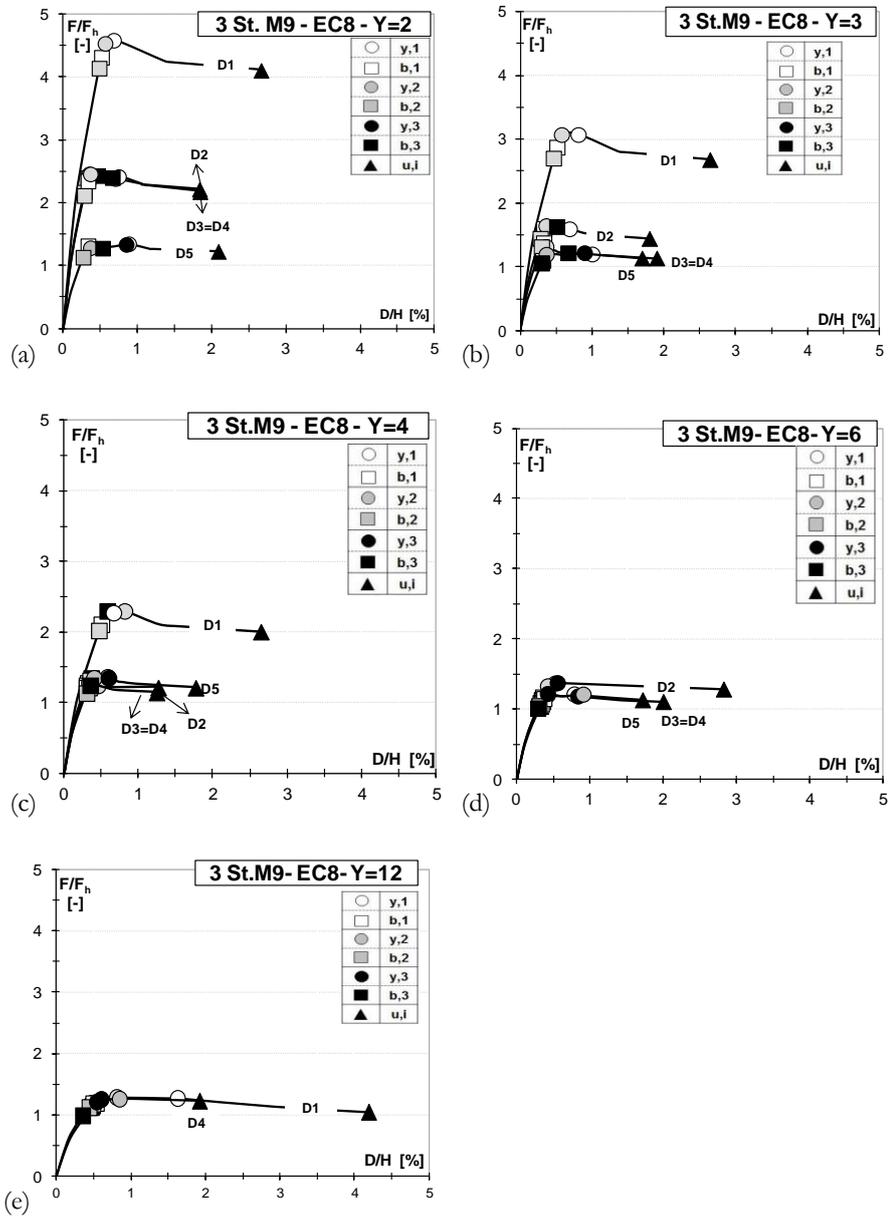


Figura 6.10 Edifici 3 StM9 EC8: Pushover adimensionalizzata (a) Y2, (b) Y3, (c) Y4, (d) Y6, (e) Y12

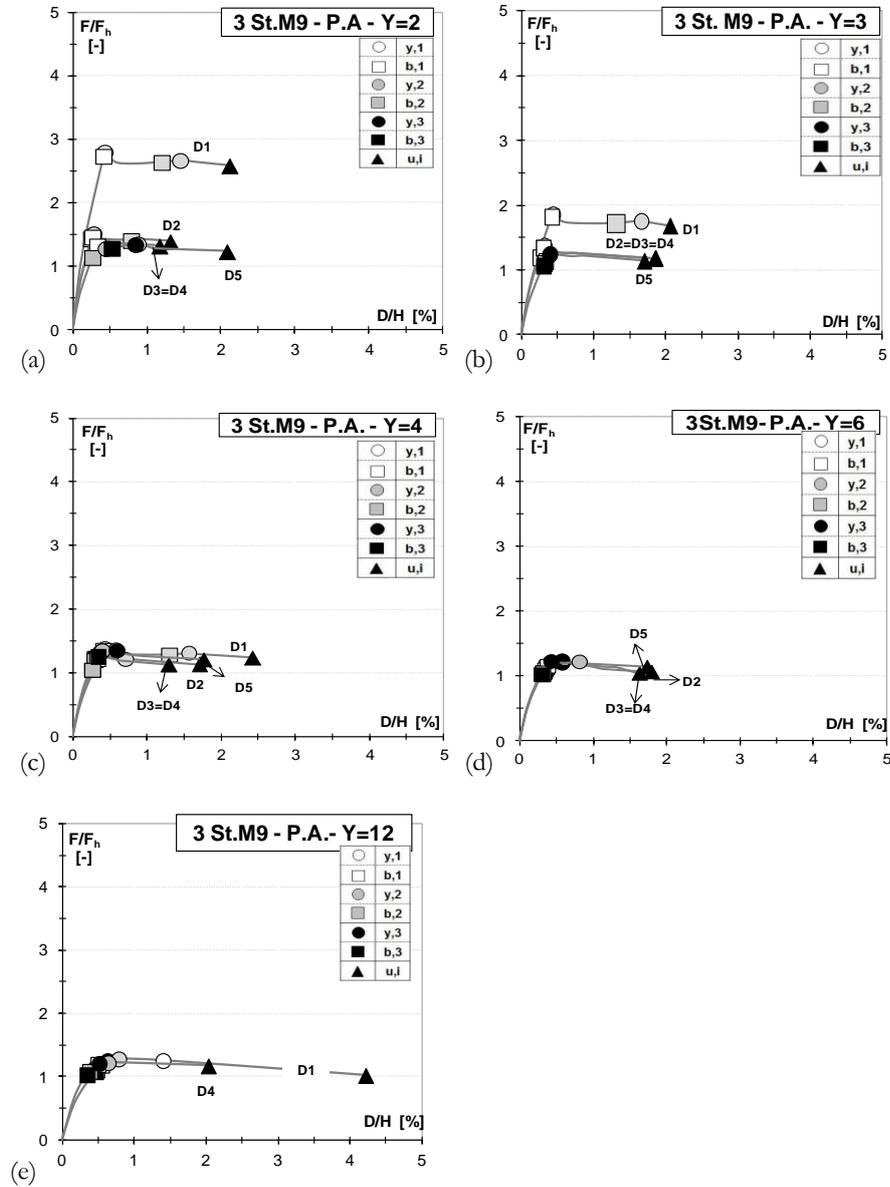


Figura 6.11 Edifici 3 StM9 P.A: Pushover adimensionalizzata (a) Y2, (b) Y3, (c) Y4, (d) Y6, (e) Y12

6: OSSERVAZIONI SUI RISULTATI OTTENUTI

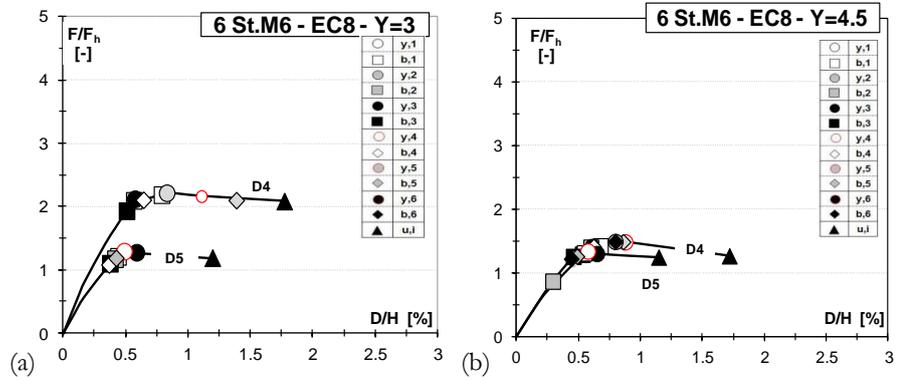


Figura 6.12 Edifici 6 StM6 EC8: Pushover adimensionalizzata (a) Y3, (b) Y4.5

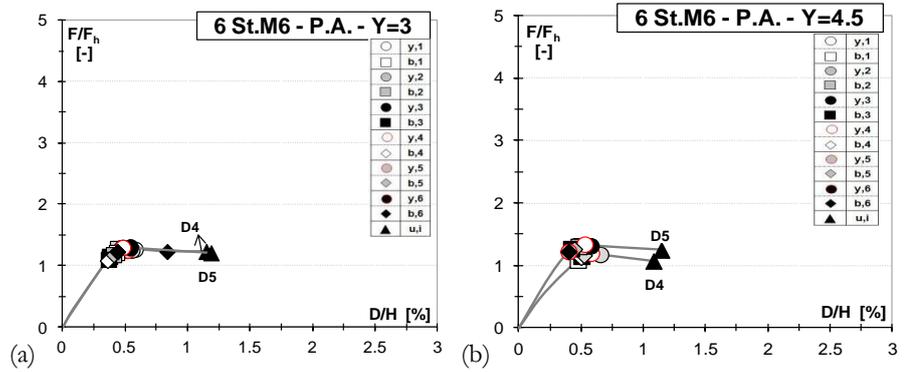


Figura 6.13 Edifici 6 StM6 P.A.: Pushover adimensionalizzata (a) Y3, (b) Y4.5

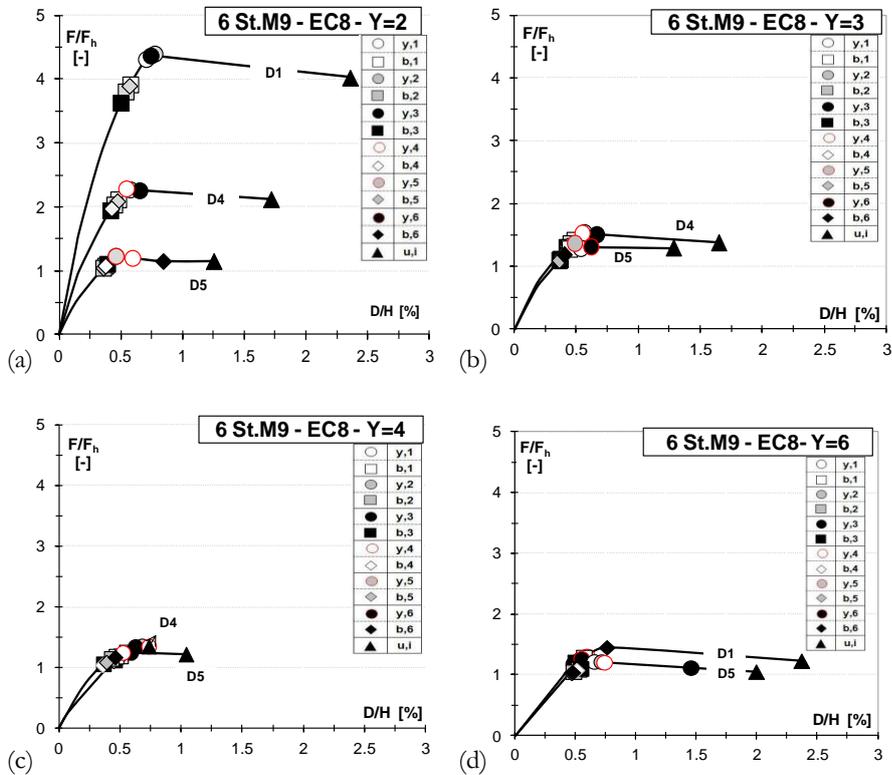


Figura 6.14 Edifici 6 StM9 EC8: Pushover adimensionalizzata (a) Y2, (b) Y3, (c) Y4, (d) Y6

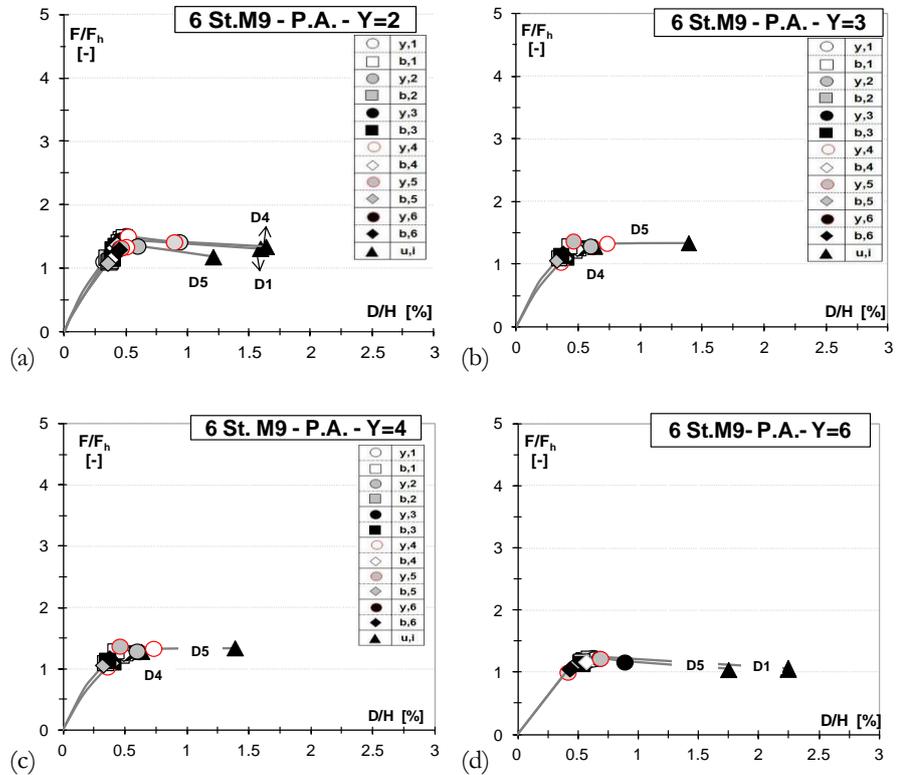


Figura 6.15 Edifici 6 StM9 P.A.: Pushover adimensionalizzata (a) Y2, (b) Y3, (c) Y4, (d) Y6

6.4 INFLUENZA DELLA STRATEGIA PROGETTUALE

L'influenza della strategia progettuale è stata indirettamente discussa nel precedente paragrafo 5.4.3. In generale il commento che si può ribadire è che variando la strategia progettuale e quindi resistenza dell'acciaio o tipologia delle sezioni (ad esempio utilizzando acciaio combinato in elevazione D4 o profili tubolari D5) si perviene ad un'ottimizzazione della progettazione. Si riportano di seguito nelle figure da 6.16 a 6.23 gli stessi grafici di pushover suddivisi per strategia progettuale D e per approccio progettuale.

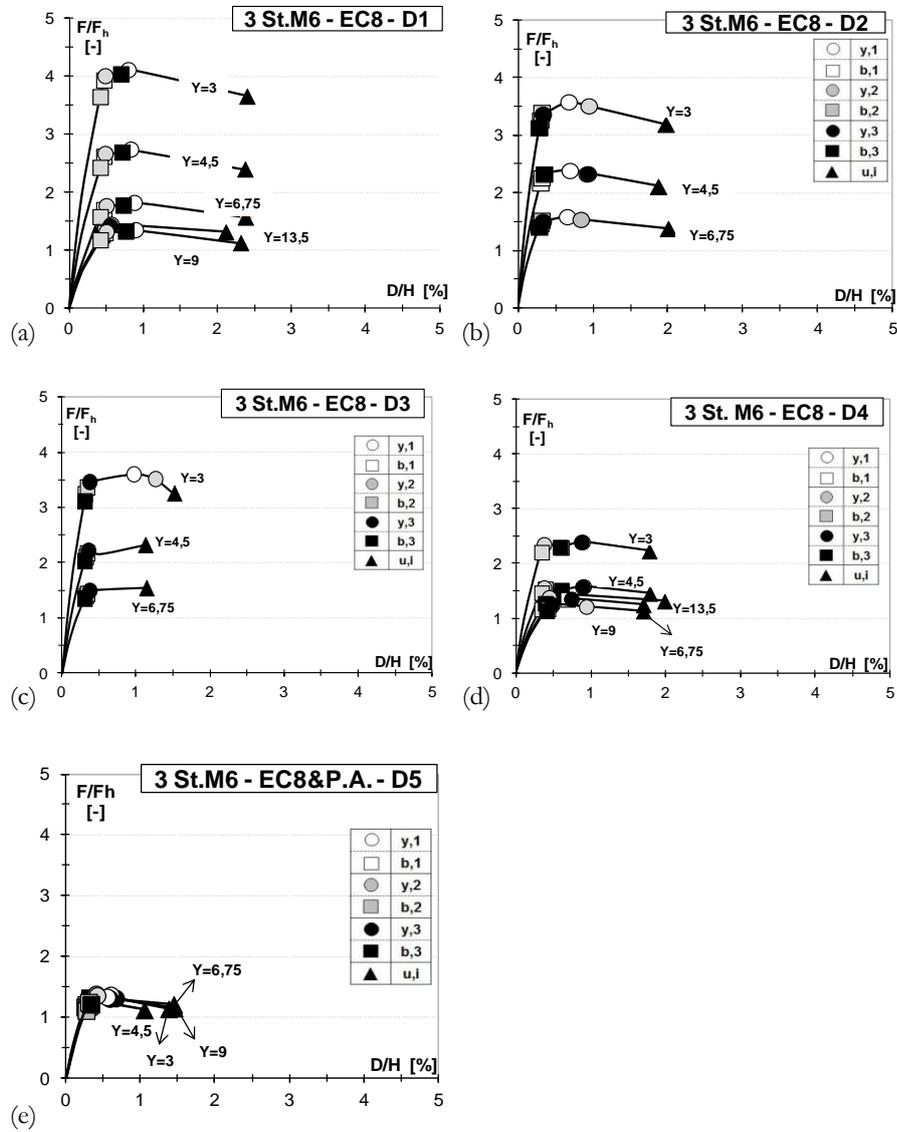


Figura 6.16 Edifici 3 StM6 EC8: Pushover adimensionalizzata (a) D1, (b) D2, (c) D3, (d) D4, (e) D5

6: OSSERVAZIONI SUI RISULTATI OTTENUTI

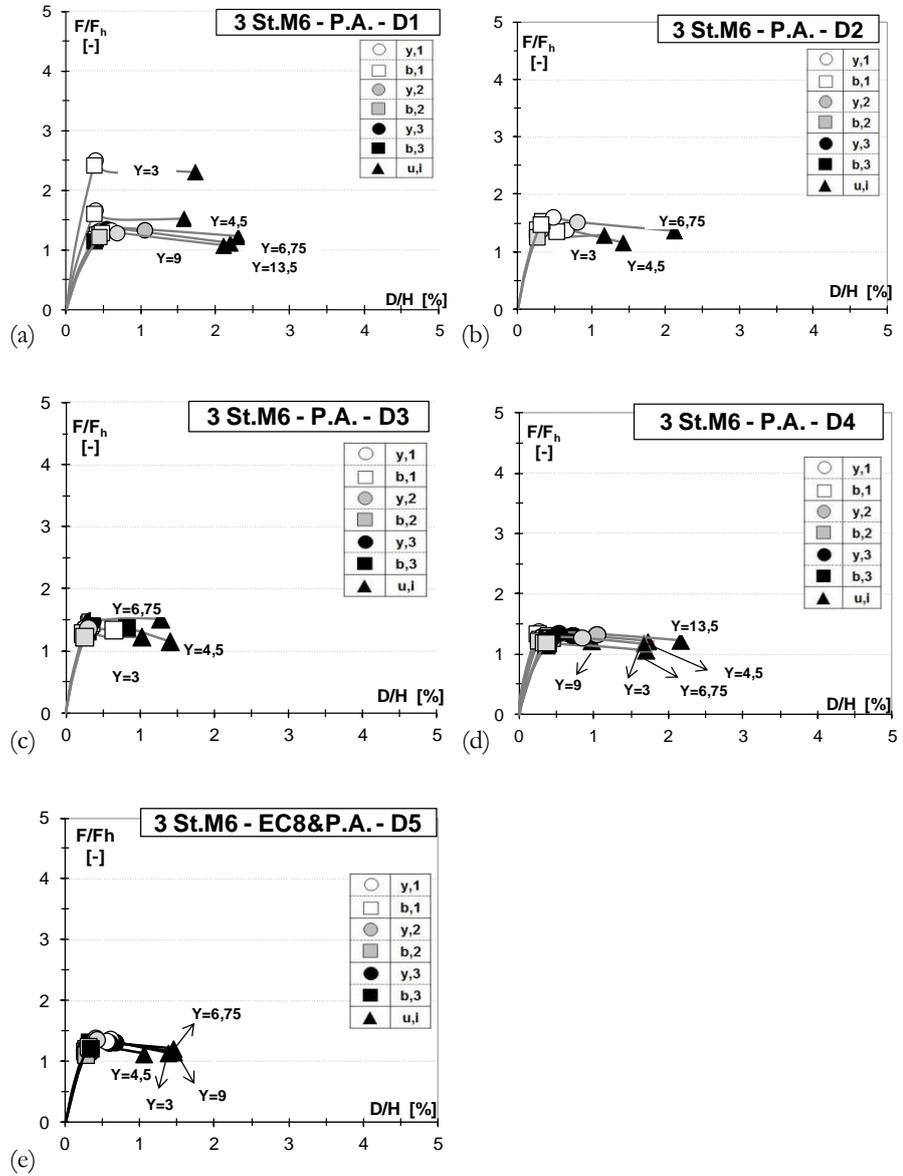


Figura 6.17 Edifici 3 StM6 P.A.: Pushover adimensionalizzata (a) D1, (b) D2, (c) D3, (d) D4, (e) D5

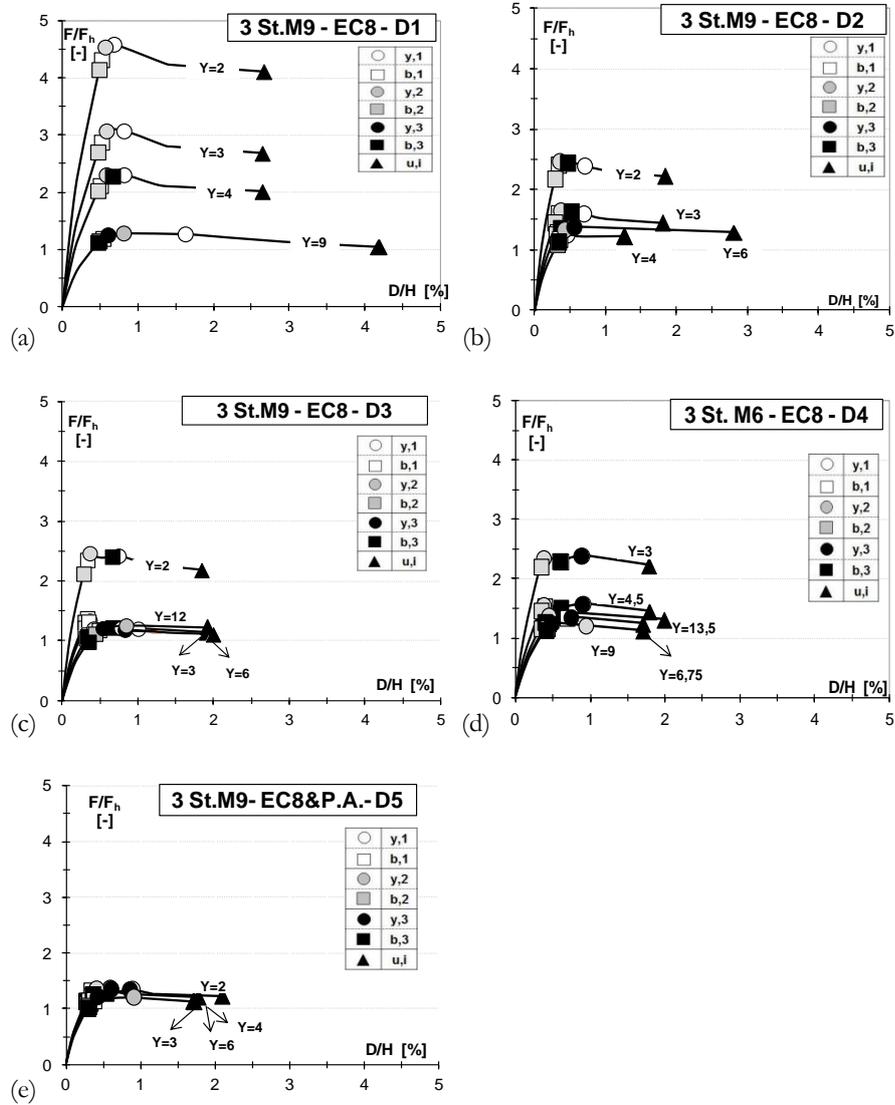


Figura 6.18 Edifici 3 StM9 EC8:: Pushover adimensionalizzata (a) D1, (b) D2, (c) D3, (d) D4, (e) D5

6: OSSERVAZIONI SUI RISULTATI OTTENUTI

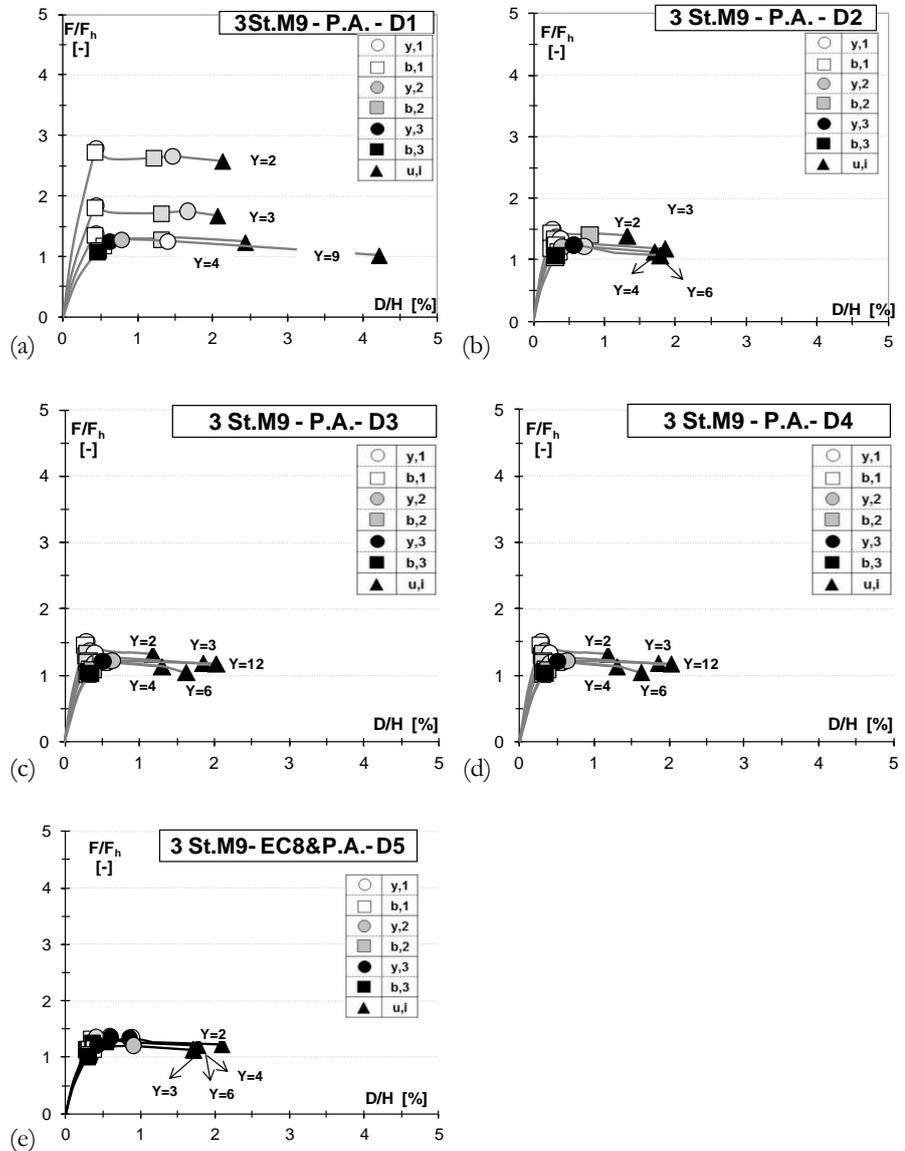


Figura 6.19 Edifici 3 St.M9 P.A.: Pushover adimensionalizzata (a) D1, (b) D2, (c) D3, (d) D4, (e) D5

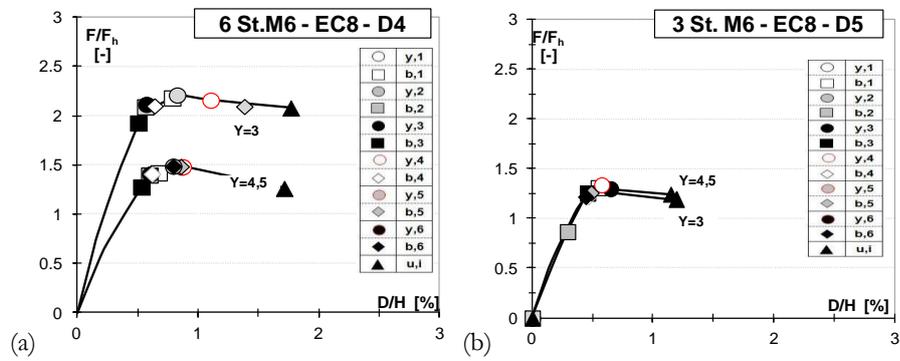


Figura 6.20 Edifici 6 StM6 EC8.: Pushover adimensionalizzata (a) D4, (b) D5

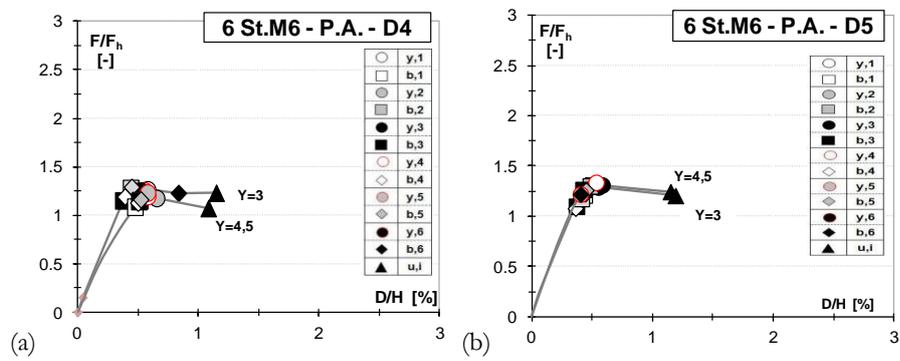


Figura 6.21 Edifici 6 StM6 P.A.: Pushover adimensionalizzata (a) D4, (b) D5

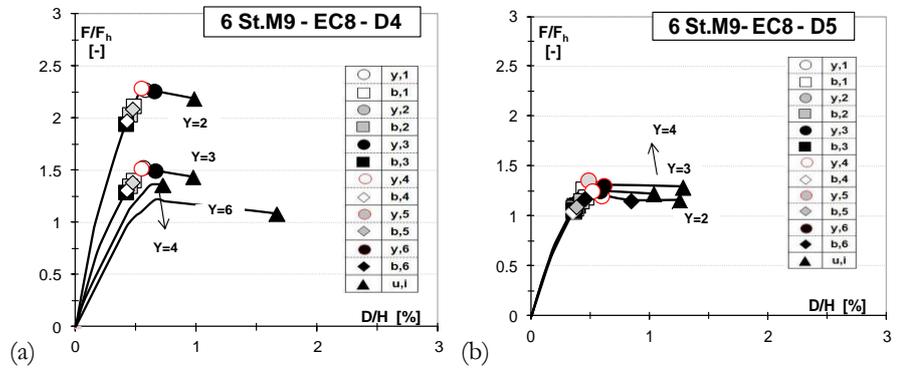


Figura 6.22 Edifici 6 StM9 EC8.: Pushover adimensionalizzata (a) D4, (b) D5

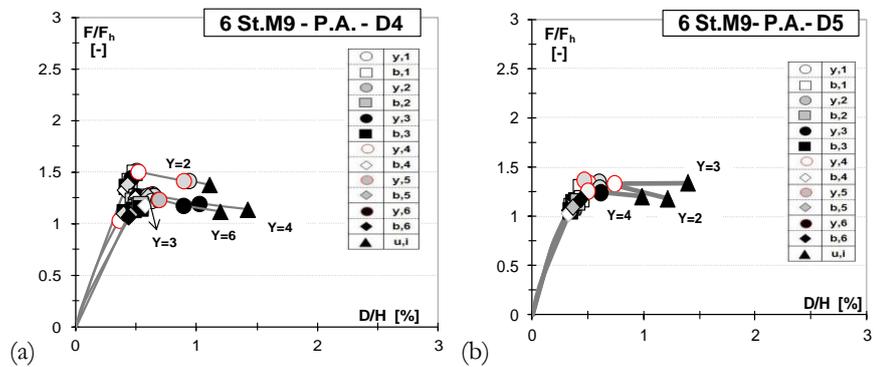


Figura 6.23 Edifici 6 StM9 P.A.: Pushover adimensionalizzata (a) D4, (b) D5

6.4.1 I vantaggi dei profili tubolari

Nelle precedenti pagine si è ampiamente discussa l'influenza della strategia progettuale sul processo di dimensionamento e sulle prestazioni sismiche ottenibili. Si è ampiamente asserito che la strategia progettuale D5 consente una "migliore calibrazione della progettazione". Si vuole brevemente evidenziarne il perché.

Dall'analisi dei comuni sagomari europei, e in riferimento alle dimensioni delle maglie strutturali considerate nei progetti, (9x9m e 6x6m) è stata calcolata per profili tubolari più comuni, il valore della snellezza adimensionale. Tale snellezza è stata poi diagrammata nel grafico di figura 6.24 in funzione del limite massimo e minimo di 2 e 1.3 imposto dalla normativa. Rispetto ai tradizionali profili HE, si nota che il numero

di profili tubolari la cui snellezza adimensionale ricade nell'intervallo di 1.3 e 2 è maggiore.

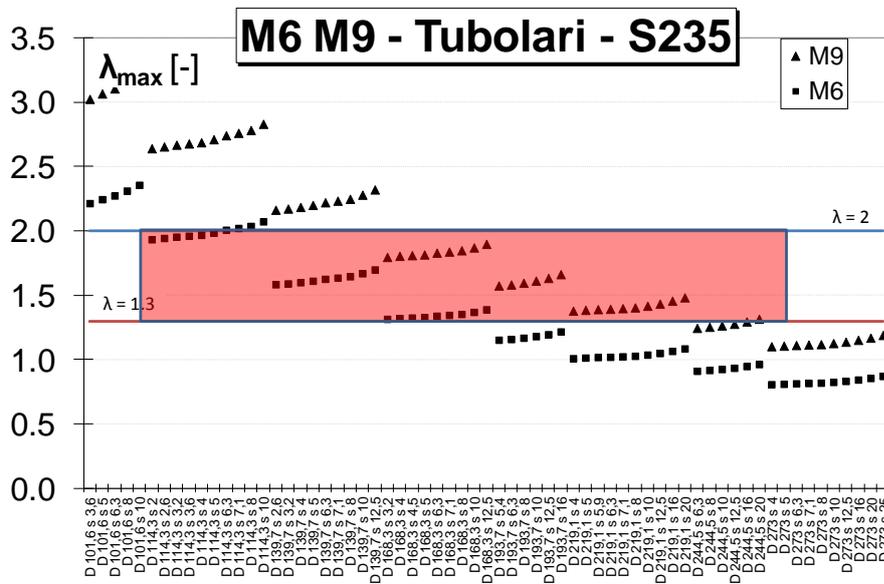


Figura 6.24 Snellezza adimensionale per profili tubolari

Ciò considerato, il progettista, in fase di dimensionamento ha meno difficoltà soddisfare le limitazioni normative e la richiesta di resistenza ottenendo così come precedentemente detto un miglio “tuning” della progettazione.

7 ANALISI DINAMICHE NON LINEARI

In questo capitolo, al fine di valutare le prestazioni sismiche dell'approccio proposto e confrontarle con quelle ottenute con l'EC8, si riportano i risultati delle analisi dinamiche non lineari su alcuni dei casi di studio progettati. Le analisi sono state svolte su edifici a 3 piani con dimensione della maglia strutturale 6x6m e 9x9m e in riferimento alla sola strategia progettuale D1 e ai casi più significativi (Y2 e Y6 per maglia M9 e Y3 e Y13.5 per maglia M6).

7.1 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI ANALISI

Le analisi dinamiche non lineari, eseguite con il software di calcolo CLAP, sono state effettuate per tre differenti stati limite: SLD (probabilità di superamento del 50% in 50 anni), SLV (probabilità di superamento del 10% in 50 anni) e SLC (probabilità di superamento del 2% in 50 anni).

I risultati ottenuti sono riportati in grafici nei quali in corrispondenza del numero di piani si diagrammano i seguenti parametri:

- Spostamento interpiano;
- Richiesta di resistenza a flessione della colonna;
- Richiesta di resistenza all'instabilità della colonna;
- Massimo allungamento delle diagonali, normalizzato al valore dell'allungamento al limite elastico;
- Richiesta di duttilità dei controventi, normalizzata rispetto alla duttilità corrispondente alla frattura dei controventi quest'ultima calcolata mediante la relazione: (Tremblay 2002);

$$\mu_i = 2.4 + 8.3\lambda$$

Il limite dello spostamento interpiano Δ_n , in accordo con l'EC8 per edifici che presentano o elementi non-strutturali fissati in modo tale da non interferire con la struttura o senza elementi non-strutturali, è fissato all'1% dell'altezza interpiano.

Per i limiti circa l'allungamento/accorciamento delle diagonali, si è fatto riferimento all'UNI EN 1998-3 (EC8 parte 3) - tabelle B2 (Axial deformation capacity of braces in compression) e B3 (Axial deformation capacity of braces in tension). Si riporta nel seguito l'estratto di tale prospetto (tabella 7.1) in cui Δ_t rappresenta l'allungamento della diagonale a snervamento e Δ_c l'accorciamento in corrispondenza della resistenza di buckling.

	Stato limite		
	DL	SD	NC
Diagonali tese	$0.25\Delta_t$	$7.0\Delta_t$	$9.0\Delta_t$
Diagonali compresse	$0.25\Delta_c$	$4.0\Delta_c$	$6.0\Delta_c$

Tabella 7.1 Limiti di deformabilità assiale per diagonali tese e compresse EC8 parte 3

Per la resistenza a flessione e all'instabilità flessionale, le verifiche di resistenza sono state condotte in accordo a EC3.

Nel seguito si definiranno i criteri di modellazione delle diagonali e si procederà al commento dei risultati delle analisi.

7.2 COMPORTAMENTO CICLICO DEL CONTROVENTO

Durante un terremoto di notevole entità, le diagonali sono soggette a numerosi cicli di deformazione inelastica che mostrano alternativamente snervamenti e instabilità.

Tale comportamento può essere ragionevolmente schematizzato mediante la relazione tra lo sforzo assiale del controvento N e la corrispondente deformazione assiale δ di figura 7.1 (Marino et al. 2005).

La diagonale compressa si comporta elasticamente fino al raggiungimento della sua resistenza all'instabilità (punto A). Quindi, inizia ad instabilizzarsi lateralmente e si instaura un comportamento flessionale in aggiunta a quello assiale. Dopo questo, si forma una cerniera plastica (punto B), dove la sezione trasversale raggiunge la sua capacità di snervamento. Un ulteriore incremento della deformazione

assiale porta ad un aumento della rotazione della cerniera plastica e ad una diminuzione dello sforzo assiale.

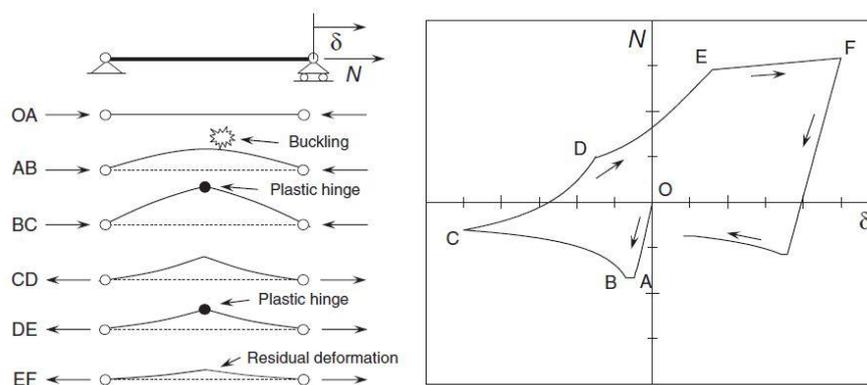


Figura 7.1 Comportamento isteretico di diagonali soggette a carichi ciclici

Quando lo sforzo assiale si inverte (punto C), la cerniera plastica scompare e la diagonale recupera la sua rigidità elastica. Lo sforzo normale aumenta fino a che non si forma nuovamente la cerniera plastica in mezzera. Nel tratto DE la diagonale si allunga fino a riprendere la sua configurazione iniziale, presentando comunque una deformazione residua.

Molti studi sperimentali hanno dimostrato che il comportamento ciclico delle membrature in acciaio è influenzato dalla loro snellezza. Un'asta tozza può sopportare una forza di compressione prossima alla sua capacità plastica N_y dato che essa non si instabilizza. In un'asta snella, invece, l'instabilità può verificarsi con una forza di compressione di piccola entità ma, dopo tutto, il degrado della resistenza dopo l'instabilità non è così elevato.

Le analisi dinamiche non lineari sono state svolte con il software di calcolo "Clap" le cui caratteristiche sono state precedentemente discusse nel capitolo 5. Nel modello numerico le cerniere plastiche sono state localizzate in mezzera dell'elemento diagonale mentre per travi e colonne il controllo sulla plasticizzazione è stato effettuato a posteriori. Tale modellazione è giustificata dalla schematizzazione del collegamento travi-colonne con cerniere. I dettagli della modellazione delle diagonali sono contenuti nel paragrafo 5.1.1.1. Il modello numerico siffatto consente di riprodurre al meglio il comportamento isteretico delle diagonali mostrato in figura 7.1. A titolo d'esempio si riporta il

comportamento ciclico del controvento ottenuto con il modello numerico di cui sopra (figura 7.2)

La modellazione si completa assegnando al telaio le masse concentrate nei nodi del telaio.

Per le analisi dinamiche non lineari si è utilizzato l'insieme di 20 accelerogrammi della FEMA/SAC Project rappresentanti gli eventi sismici con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni nell'area di Los Angeles. Tutti gli accelerogrammi sono scalati di un fattore pari a 0.88 cosicché lo spettro con smorzamento medio del 5% combaci con quello dell'EC8 (figure 7.3 e 7.4).

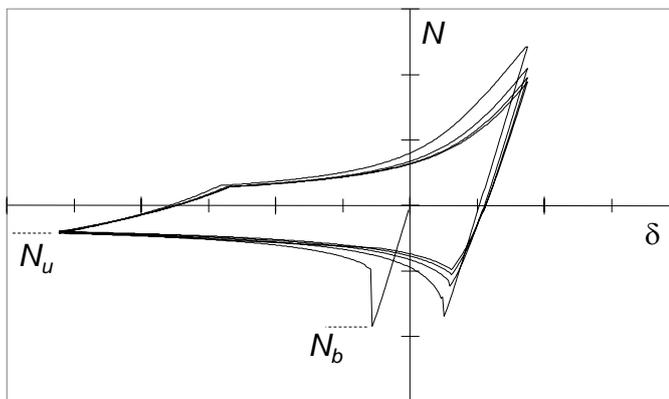


Figura 7.2 Comportamento ciclico del controvento

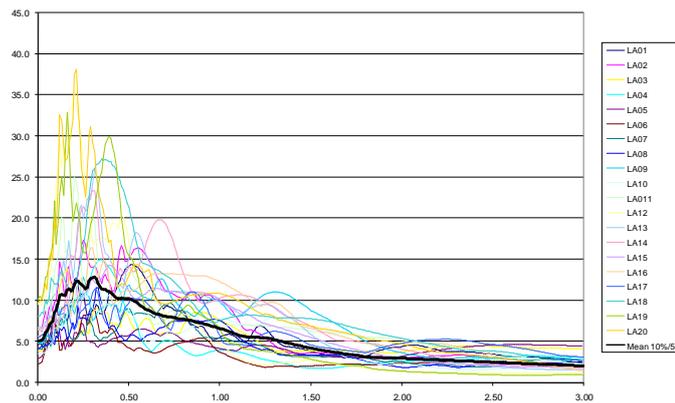


Figura 7.3 Spettri 20 accelerogrammi utilizzati

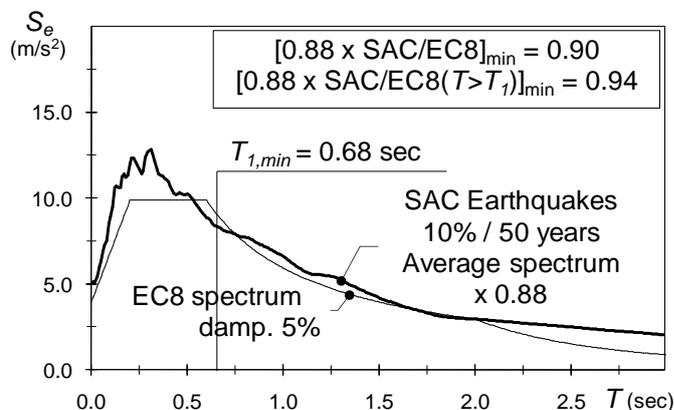


Figura 7.4 Confronto spettro medio accelerogrammi con EC8

7.3 RISULTATI ANALISI

Si riportano di seguito i risultati delle analisi cicliche per gli edifici a 3 e 6 piani considerati. Per entrambi, i valori rappresentati nei grafici, sono la mediana dei 20 valori relativi ai 20 accelerogrammi considerati.

7.3.1 Edifici a 3 piani

Dai risultati delle analisi dinamiche non lineari per gli edifici a 3 piani con maglia strutturale 9x9m, caso Y2, si osserva:

Con riferimento ad un terremoto con probabilità di superamento del 50%/50 anni, gli spostamenti interpiano sono contenuti nel limite dell'1% fissato dalla normativa evidenziando quindi una buona rigidezza laterale della struttura (figura 7.5).

Nella figura 7.6 è diagrammata la richiesta di duttilità per le diagonali tese in corrispondenza degli stati limite 10%/50 anni (figura 7.6a) e 2%/50 anni (figura 7.6b). Per tutte le diagonali del controvento si registrano valori della duttilità richiesta minore dei limiti precedentemente definiti. Confrontando la richiesta per i due approcci, il P.A. presenta valori maggiori al primo livello e confrontabili per gli altri, evidenziando così livelli prestazionali comparabili con quelli ottenuti con l'EC8. Tali osservazioni sono confermate dalla figura 7.7, dove per entrambi gli

approcci, si registrano valori della duttilità normalizzata, rispetto alla duttilità corrispondente alla frattura dei controventi, minori dell'unità.

Inoltre, le figure 7.8 e 7.9 evidenziano, per entrambi gli approcci, il pieno soddisfacimento delle verifiche di resistenza a flessione e compressione per le colonne.

Per il caso Y6 invece, (da figura 7.10 a 7.14) è attestato quanto detto per il caso Y2. Si registra, un aumento della richiesta di duttilità al primo livello, (che confrontando i due approcci, è sempre lievemente maggiore per il P.A.) e del tasso di lavoro delle colonne. Ciò conferma che nel caso di pochi controventi in pianta, il progetto è governato da requisiti di resistenza in tal caso si ha il pieno sfruttamento delle capacità di resistenza e duttilità del materiale.

Gli edifici 3 piani M6 casi Y3 e Y13.5, hanno prestazioni sismiche analoghe a quelle evidenziate per gli edifici 3 St.M9 Y2 e Y3. Dall'analisi dei risultati riportati dalle figure 7.15 a 7.24 si osserva, a differenza degli M9, il lieve superamento della resistenza a compressione per le colonne dei controventi progettati secondo l'EC8. Tale situazione scaturisce all'interazione tra sforzo normale e momento flettente presente nella colonna, che in fase di dimensionamento è stata trascurata a seguito dell'adozione di uno schema di calcolo con travi, colonne e diagonali incernierate.

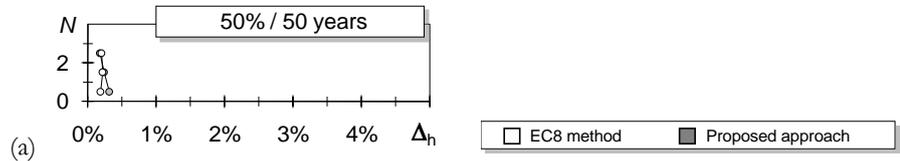


Figura 7.5 3 St.M9 Y2: (a) spostamenti interpiano

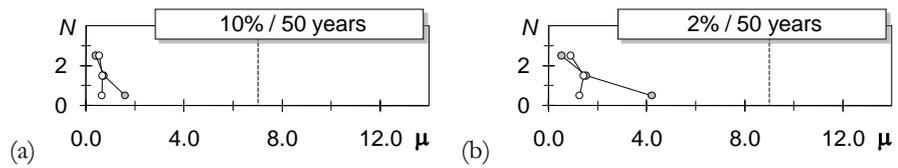


Figura 7.6 3 St.M9 Y2 richiesta duttilità diagonali tese: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni

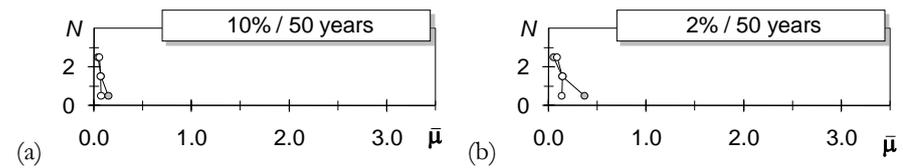


Figura 7.7 3 St.M9 Y2 richiesta duttilità normalizzata: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni

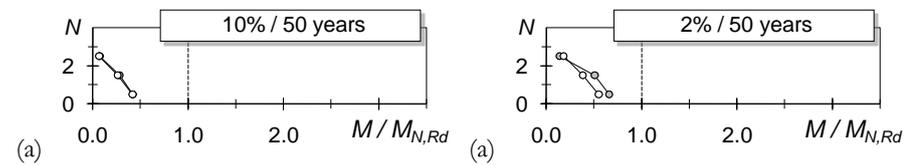


Figura 7.8 3 St.M9 Y2 Richiesta resistenza a flessione colonna: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni

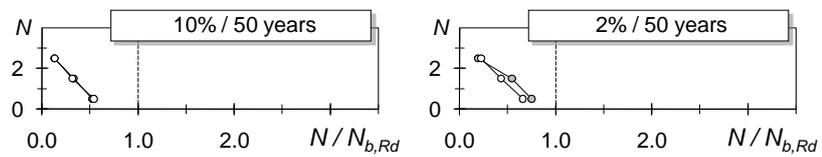


Figura 7.9 3 St.M9 Y2 Richiesta resistenza a compressione colonna: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni

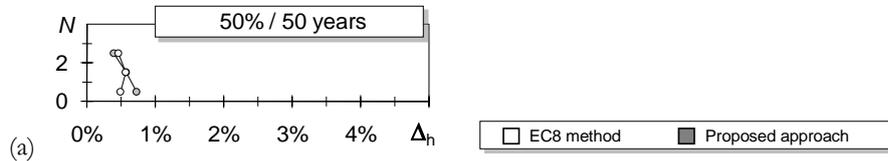


Figura 7.10 3 St.M9 Y6: (a) spostamenti interpiano

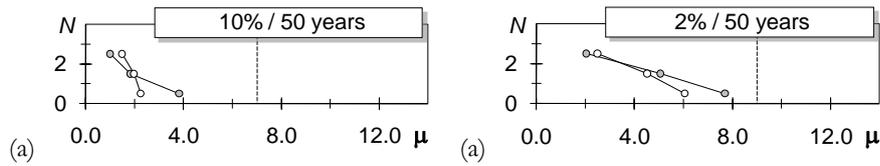


Figura 7.11 3 St.M9 Y6 richiesta duttilità diagonali tese: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni

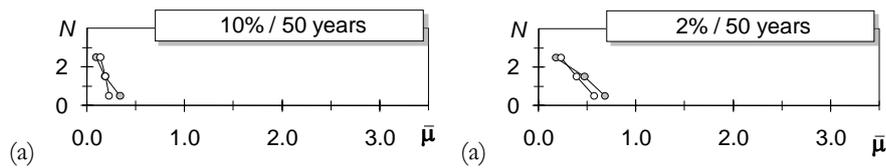


Figura 7.12 3 St.M9 Y6 richiesta duttilità normalizzata: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni

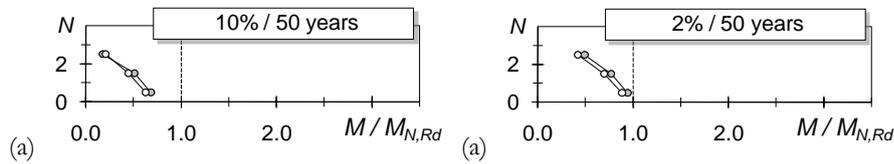


Figura 7.13 3 St.M9 Y6 Richiesta resistenza a flessione colonna: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni

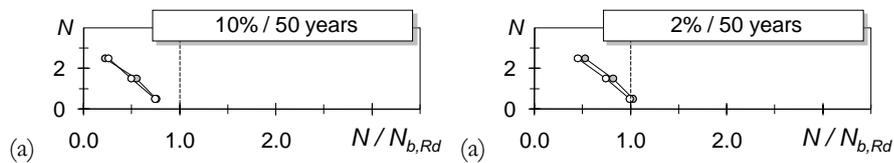


Figura 7.14 3 St.M9 Y6 Richiesta resistenza a compressione colonna: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni

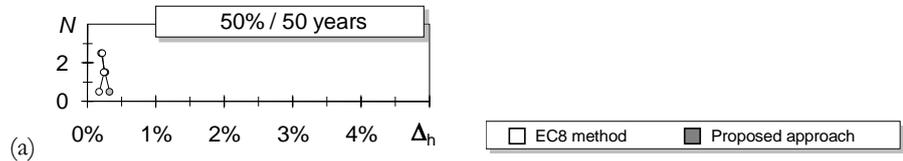


Figura 7.15 3 St.M6 Y3: (a) spostamenti interpiano

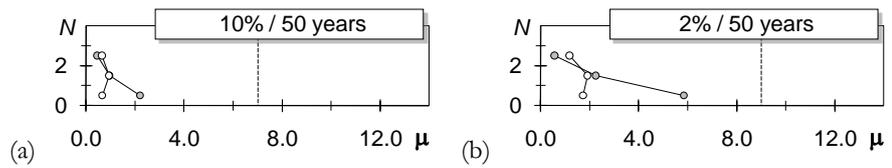


Figura 7.16 3 St.M6 Y3 richiesta duttilità diagonali tese: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni

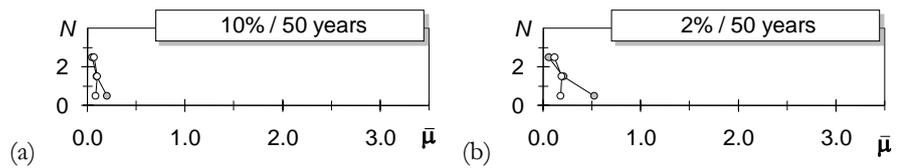


Figura 7.17 3 St.M6 Y3 richiesta duttilità normalizzata: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni

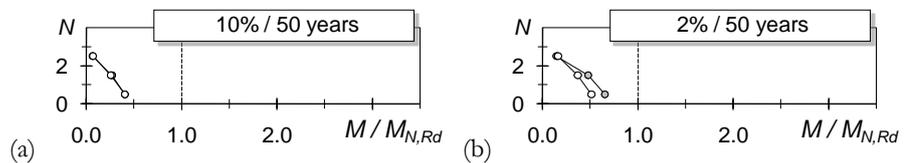


Figura 7.18 3 St.M6 Y3 Richiesta resistenza a flessione colonna: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni

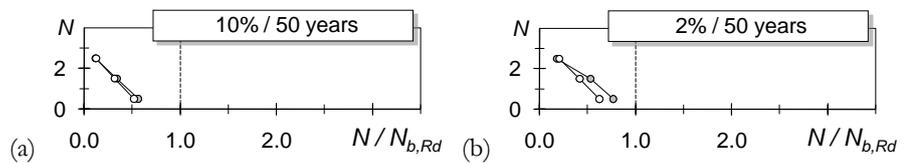


Figura 7.19 3 St.M6 Y3 Richiesta resistenza a compressione colonna: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni

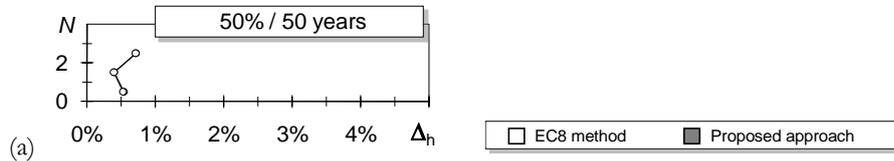


Figura 7.20 3 St.M6 Y13.5: (a) spostamenti interpiano

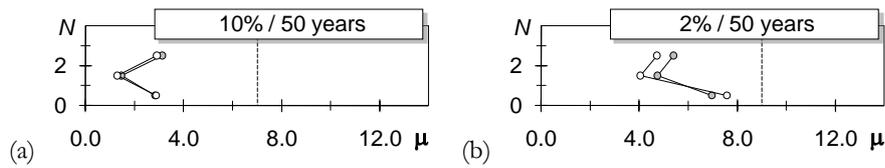


Figura 7.21 3 St.M6 Y13.5 richiesta duttilità diagonali tese: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni

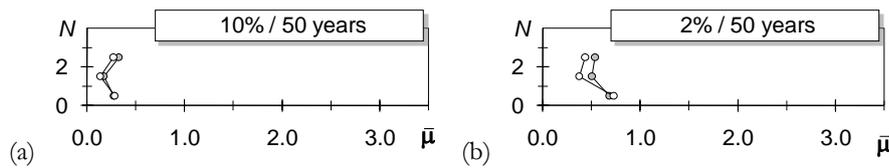


Figura 7.22 3 St.M6 Y13.5 richiesta duttilità normalizzata: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni

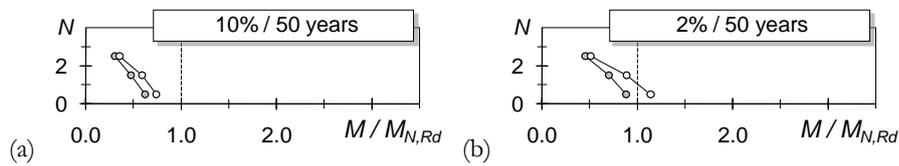


Figura 7.23 3 St.M6 Y13.5 Richiesta resistenza a flessione colonna: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni

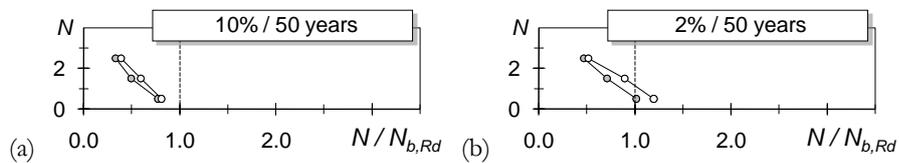


Figura 7.24 3 St.M6 Y13.5 Richiesta resistenza a compressione colonna: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni

7.3.2 Edifici a 6 piani

Per gli edifici a sei piani con maglia strutturale 9x9m, per i casi Y2 e Y6 analizzati non si riscontrano particolari differenze rispetto alle prestazioni sismiche degli edifici a 3 piani.

Entrambi, Y2 e Y6, in riferimento a 50%50anni presentano valori del drift interpiano contenuti nel limite di 1% fissato. Per il caso Y2, (figura 7.25) l'approccio proposto rispetto all'EC8 presenta tendenzialmente un drift maggiore per il primo livello a conferma di quanto evidenziato dai risultati della analisi pushover riportati nel capitolo 5. L'EC8 invece, è caratterizzato da una richiesta uniforme per tutti i piani. Con riferimento a Y6 invece, i due approcci presentano drift uniformi lungo l'elevazione con un valore leggermente maggiore per il P.A. in corrispondenza del 5 livello, dovuto con ogni probabilità ad una "eccessiva" diminuzione della sezione della colonna.

Con riferimento alla richiesta di duttilità per gli elementi tesi, nel caso EC8 Y2 si notano richieste pressoché uniformi lungo l'elevazione (figura 7.26) mentre il P.A. ne conferma una maggiore ai piani bassi che tende progressivamente a diminuire lungo l'altezza fino a raggiungere valori comparabili a quelli ottenuti con l'EC8. In ogni caso per entrambi gli approcci e per entrambi gli stati limite considerati, tali valori sono contenuti nei limiti fissati dall'EC8 (figura 7.26).

Per il caso Y6, nel quale le diagonali sono sfruttate al meglio (progetto con ridotta sovrarresistenza globale), le richieste di duttilità sono pressoché confrontabili per i due approcci e in ogni caso minori dei limiti considerati (figura 7.31). Per EC8 si nota un lieve incremento di richiesta rispetto al caso Y2.

La figure 7.27 e 7.32 mostrano, in per entrambi gli Y e per entrambi gli approcci, valori della duttilità normalizzata abbondantemente inferiori al limite considerato.

Le verifiche di resistenza delle colonne sono soddisfatte per entrambi i casi ad eccezione di alcuni livelli che presentano valori leggermente oltre la capacità di resistenza, ma che non inficiano il comportamento globale della struttura (figure 7.28, 7.29, 7.33, 7.34).

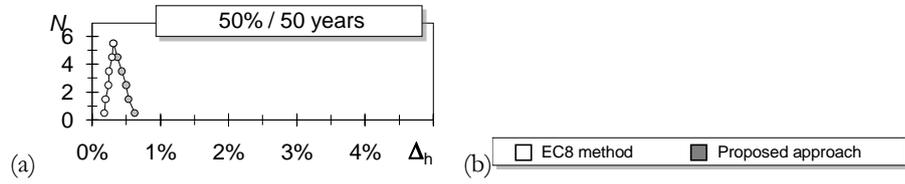


Figura 7.25 6 St.M9 Y2: (a) spostamenti interpiano

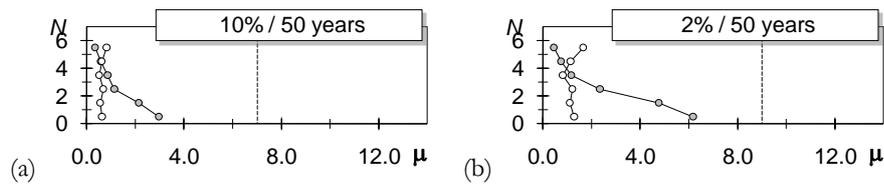


Figura 7.26 6 St.M9 Y2 richiesta duttilità diagonali tese: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni

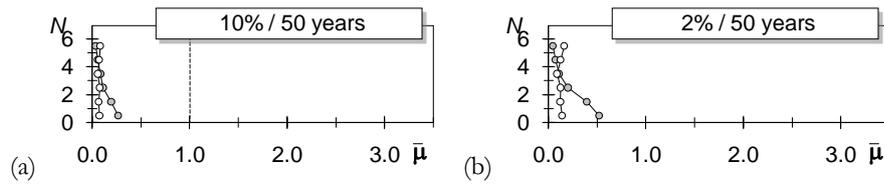


Figura 7.27 6 St.M6 Y2 richiesta duttilità normalizzata: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni

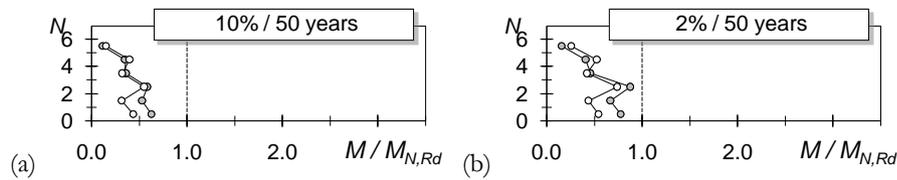


Figura 7.28 6 St.M9 Y2 Richiesta resistenza a flessione colonna: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni

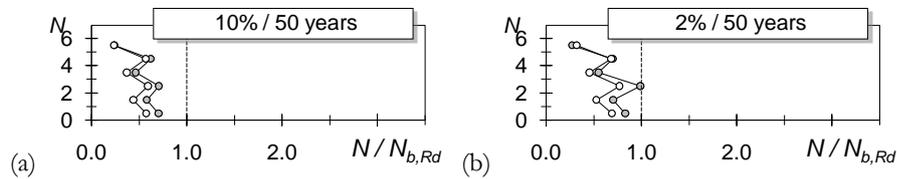


Figura 7.29 6 St.M9 Y2 Richiesta resistenza a compressione colonna: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni

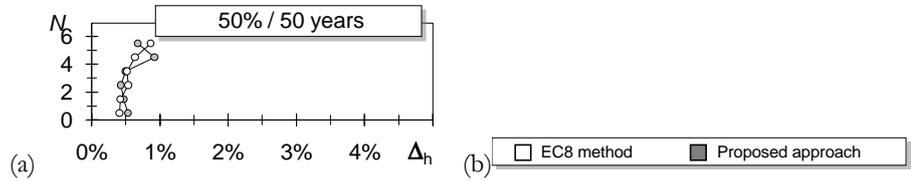


Figura 7.30 6 St.M9 Y6: (a) spostamenti interpiano

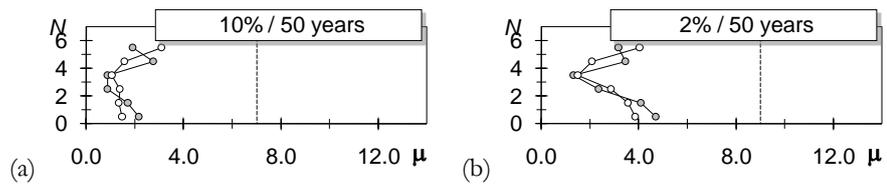


Figura 7.31 6 St.M9 Y6 richiesta duttilità diagonali tese: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni

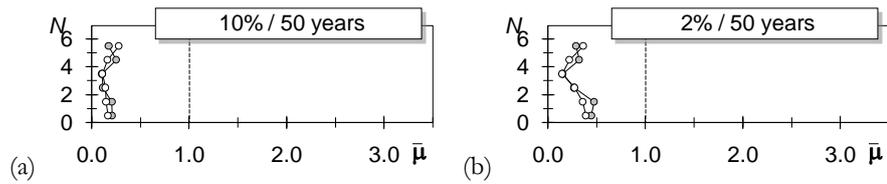


Figura 7.32 6 St.M6 Y6 richiesta duttilità normalizzata: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni

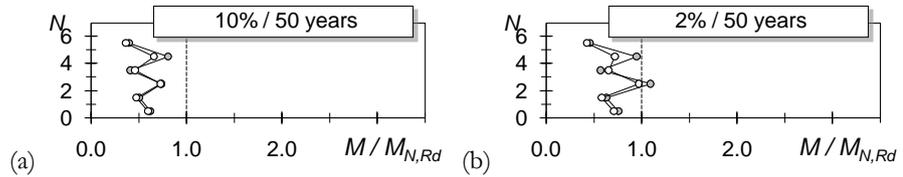


Figura 7.33 6 St.M9 Y6 Richiesta resistenza a flessione colonna: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni

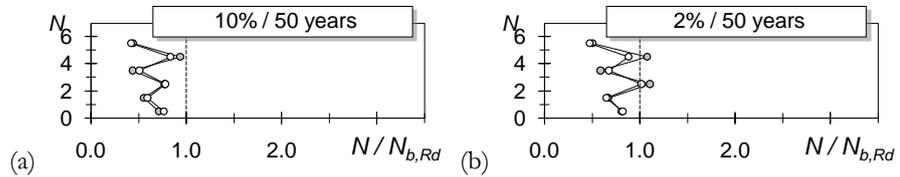


Figura 7.34 6 St.M6 Y6 Richiesta resistenza a compressione colonna: (a) 10%/50 anni; (b) 2%/50 anni

7.3.3 Breve osservazione sui risultati ottenuti

I risultati delle analisi effettuate precedentemente commentati, mostrano in linea generale delle buone prestazioni sismiche dell'approccio proposto comparabili a quelle ottenibili con l'EC8, garantendo, livelli di resistenza e duttilità adeguata con una minima sovreresistenza e un peso strutturale ridotto.

8 I CONTROVENTI AD INSTABILITÀ IMPEDITA

In questo capitolo verranno descritte le tecnologie costruttive, i criteri di modellazione e i criteri di progettazione delle strutture con controventi ad instabilità impedita (BRB). I criteri progettuali applicati alle strutture oggetto di studio sono stati dedotti dalle indicazioni della FEMA 450 e dell' AISC 314, poiché la normativa europea EC8 non prevede l'utilizzo di tale tipologia strutturale.

8.1 STATO DELL'ARTE NELLA PROGETTAZIONE DI BRB

Nell'ultimo ventennio, la possibilità di avere una resistenza uguale a trazione e a compressione ha affascinato studiosi del settore sia a livello nazionale che internazionale. Il concetto di BRB nasce in Giappone intorno alla seconda metà degli anni '80 e le prime applicazioni riguardavano l'utilizzo di diagonali ad instabilità impedita come elementi di dissipazione energetica inseriti in telai in cemento armato. Negli Stati Uniti invece, tali controventi sono stati utilizzati, da subito, come elementi facente parte di un sistema strutturale in grado di prevenire il problema dell'instabilità, con, allo stesso tempo, un'energia di dissipazione e caratteristiche di deformazione migliori di quelle di un convenzionale sistema controventato.

I vantaggi prestazionali dei BRB sono stati, da subito, apprezzati da importanti studiosi che ne hanno esaltato le potenzialità (Sabelli 2003)

“The engineers have quickly accepted this new structural system able to have excellent seismic performance and a low cost of design and construction compared to other high-performance systems “

Partendo dal 1973 con Wakabayashi, fino ai giorni nostri sono state sviluppate ed analizzate numerose tecnologie costruttive di BRB. Wakabayashi sviluppò una tipologia di diagonale con piastre di acciaio, che costituivano l'elemento resistente del controvento, racchiuse in pannelli di calcestruzzo precompresso; egli effettuò numerose sperimentazioni per valutare l'interazione di questi due elementi, sia in

riferimento alla capacità di assorbimento dello sforzo normale, sia alla capacità di impedimento dell'instabilità laterale della diagonale.

Tre anni dopo, nel 1976, Kimura et al. sperimentarono un nuovo sistema BRB costituito da un tubo di acciaio rivestito da uno strato di malta (mortar-infilled tube) e ne valutarono l'efficacia attraverso test condotti anche su modelli in scala reale. La sperimentazione mostrò che la malta, pur rappresentando solo un elemento di ricoprimento del tubo di acciaio e non un vero e proprio elemento di contenimento, contribuiva, in qualche modo, al miglioramento della resistenza all'instabilità del nucleo di acciaio.

La ricerca nel settore dei BRB si è rapidamente sviluppata negli anni seguenti, grazie al contributo di numerosi studiosi del settore tra i quali: Mochizuki et al 1979; Fujimoto 1988 (sperimentazioni su nucleo in acciaio ricoperto da materiale di *debonding* ed inserito in un tubo d'acciaio a sezione quadrata riempito di malta cementizia); Nagao 1989 (test e studi teorici su sistemi BRB composti da nuclei d'acciaio realizzati con profili ad H ed inseriti in tubi di acciaio, a sezione quadrata, riempiti di calcestruzzo); Maeda 1998 (test a fatica).

Nell'ultimo decennio, i contributi più importanti alla ricerca sono giunti da Sabelli nel 2003, Christopoukis nel 2005, Iwata e Murai nel 2006, Fahnstock nel 2007 e Tsai & Hsiao nel 2008 la cui attività si è incentrata non solo sullo studio della tecnologia costruttiva ma anche sul ruolo e l'influenza delle connessioni e sul confronto in termini di prestazioni sismiche con altre tipologie strutturali. Inoltre l'attività di ricerca si è concentrata anche sull'interazione tra i sistemi BRB ed altre tipologie strutturali (MRF, SMRF), fino a considerarli come un unico sistema duale (dual system).

8.1.1 Tecnologia costruttiva

Nel corso dell'ultimo ventennio si sono sviluppate diverse tecnologie costruttive per controventi ad instabilità impedita.

Dal punto di vista concettuale, la diagonale è composta da un nucleo di materiale duttile, isotropo ed isoresistente che, al fine di impedirne l'instabilità globale, viene inserito in un elemento di contenimento (di solito una struttura di acciaio di forma cava), prima che quest'ultimo sia riempito con materiale avente una buona resistenza a compressione (malta o cemento).

In figura 8.1 sono riportate, in sintesi, le più comuni tipologie di BRB.

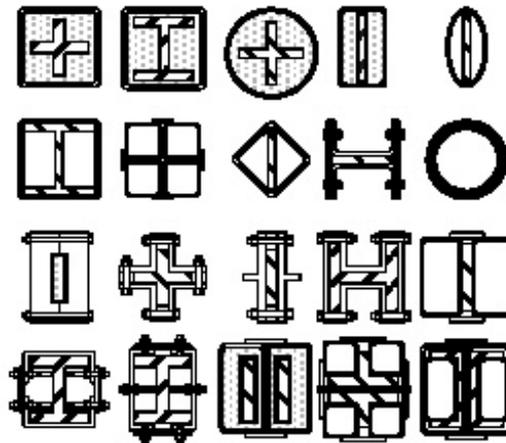


Figura 8.1 Tecnologie costruttive BRB

Si nota che all'interno della stessa categoria si riscontrano varie e differenti tipologie di nucleo ed involucro esterno, ad esempio: piatto d'acciaio inserito in un tubo d'acciaio a sezione quadrata irrigidita da malta gettata all'interno; profilo HE d'acciaio inserito in una sezione in cemento armato; sezione costituita semplicemente da due tubi a sezione circolare di acciaio, (definita "all steel" BRB) etc...

Allo scopo di minimizzare, o meglio eliminare, il trasferimento dello sforzo assiale dal nucleo all'elemento di contenimento laterale, si sono sviluppate tecnologie che prevedono l'inserimento, tra materiale di riempimento e nucleo in acciaio, di un materiale non legato (*Unbonded system*) ovvero un cuscinetto d'aria di piccole dimensioni.

Un sistema BRB, usualmente, è costituito da quattro parti:

- Nucleo centrale in acciaio resistente allo sforzo assiale;
- Elemento di transizione rinforzato che collega la diagonale al piatto di collegamento;
- Unità d'impedimento, che racchiude il nucleo prevenendone l'instabilità globale;
- Unità di separazione tra il nucleo d'acciaio e l'unità di impedimento, che previene il trasferimento dello sforzo assiale dal nucleo all'elemento circostante.

I sistemi BRB possono essere inizialmente divisi in due categorie, in base alla differente configurazione:

- nucleo d'acciaio inserito in un elemento di calcestruzzo cementizio armato o d'acciaio
- piatto d'acciaio inserito in un pannello di calcestruzzo precompresso

La configurazione più utilizzata è la prima, definita "Unbonded Brace" (figura 8.2). Il nucleo d'acciaio resiste all'intero sforzo assiale applicato sulla diagonale: la resistenza assiale è contenuta nella lunghezza della zona plastica del nucleo d'acciaio, lungo la quale la distribuzione delle tensioni normali è assunta costante. Di solito il nucleo è una sezione a croce ovvero un piatto rettangolare che presenta piatti d'irrigidimento nelle zone del nucleo non confinate dall'elemento di contenimento.

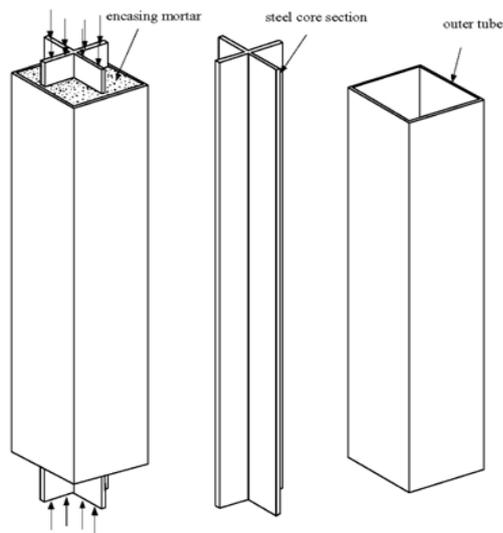


Figura 8.2 Unbonded brace

Il nucleo d'acciaio è progettato in modo tale da snervare sia in compressione che in trazione, mentre l'involucro esterno (tubo esterno) è dimensionato in modo tale da riuscire ad impedire l'instabilità flessionale globale dello steel core. Il nucleo, di solito, contiene un segmento di transizione per assicurare che l'instabilità non avvenga al di fuori dell'area ristretta, ed anche per assicurare che lo snervamento

avvenga solo all'interno della zona plastica. La figura 8.3 mostra uno schema di BRB: il nucleo d'acciaio è diviso in tre segmenti ed il segmento centrale (la cui instabilità deve essere impedita) è protetto da un elemento esterno. Alle estremità della zona dissipativa dello steel core, vi è un "elemento di transizione protetto", che presenta un'area maggiore rispetto alla parte plastica dello steel core, e un "elemento non protetto", il quale funge da raccordo tra la parte dissipativa dello steel core (parte centrale) e la parte terminale del dispositivo stesso. Entrambi gli elementi sono progettati per restare in capo elastico.

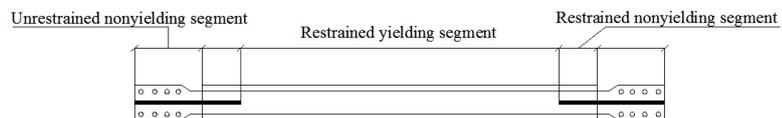


Figura 8.3 Steel core in acciaio BRB per sistema acciaio - calcestruzzo

Negli ultimi anni, come precedentemente anticipato, si è diffusa la tipologia "all steel BRB", la quale presenta connessioni bullonate tra i vari elementi costituenti la diagonale. Ciò permette, a seguito dell'evento sismico, la rapida manutenzione e/o sostituzione dell'elemento danneggiato. Tra i vari vantaggi della tecnologia "all steel", rispetto alla soluzione nucleo acciaio-calcestruzzo, vi sono: ridotto peso, facilità di installazione e minori costi di mano d'opera.

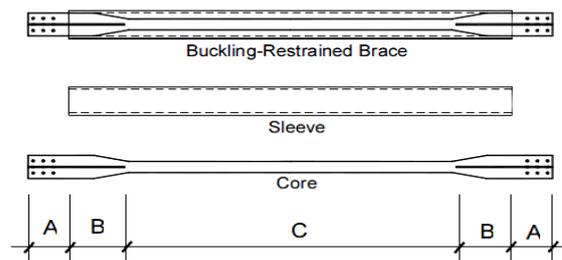


Figura 8.4 All steel BRB

La diagonale della tipologia riportata in figura 8.4 è divisa in tre parti:

- parte C: costituisce il nucleo del BRB, ed ha la funzione di dissipare energia attraverso cicli di plasticizzazione (sia a trazione che compressione)

- parte B, di transizione, che raccorda la parte C con la parte di estremità A;
- parte A, di connessione alla struttura, che influenza la rigidezza elastica della diagonale.

Le zone terminali delle diagonali, devono essere progettate per prevenire fenomeni d'instabilità locale del sistema. Il sistema costruttivo infine si completa con un elemento denominato “stopper” posizionato in mezzera dello sleeve, con lo scopo di centrare il nucleo d'acciaio rispetto all'elemento di contenimento esterno (sleeve). Riguardo quest'ultimo, c'è da dire che la rigidezza laterale dell'intera mensola di controvento BRB è strettamente collegata alla rigidezza laterale dell'elemento di contenimento esterno che, non essendo soggetto a carichi assiali, viene quindi dimensionato in modo da impedire l'instabilità della zona dissipativa dello steel core.

8.2 MODELLAZIONE DI DIAGONALI BRB

In questo paragrafo verranno presentati i diversi criteri di modellazione delle diagonali ad instabilità impedita. In particolare verrà analizzata in dettaglio la modellazione secondo le normative americane FEMA 450 e AISC 314 e di seguito confrontata con i modelli più significativi proposti in letteratura (Gumpart & Heger, Sabina Piras e il modello proposto dalla STARSEISMIC.)

8.2.1 Modellazione secondo FEMA 450/AISC 314

Secondo quanto riportato da FEMA 450 e AISC 314, il nucleo d'acciaio deve essere dimensionato per resistere all'intera sollecitazione assiale nella diagonale.

La resistenza assiale della diagonale φP_{ysc} e la massima resistenza ammissibile P_{ysc}/Ω in trazione ed in compressione, deve essere determinata dalla seguente relazione:

$$P_{brace} < P_{ysc} = f_{yd} A_{sc} \text{ (eq.16-1, AISC 2005)}$$

dove:

φ [-]: fattore di resistenza, pari a 0.90;

Ω [-]: fattore di sicurezza in compressione, pari a 1.67;

f_{yd} [MPa]: tensione ammissibile di snervamento del nucleo d'acciaio, o reale tensione di snervamento determinata tramite test sperimentali;

A_{sc} [mm²]: area della zona plastica del nucleo d'acciaio.

La resistenza a compressione viene determinata attraverso l'utilizzo dei coefficienti β e ω , mentre quella in trazione attraverso il solo coefficiente ω . Risulta pertanto:

- Resistenza a compressione: $\beta\omega P_{y_{sc}}$
- Resistenza a trazione: $\omega P_{y_{sc}}$

Al fine di determinare il valore dei coefficienti β e ω , e per definire la resistenza del sistema, l'appendice T della normativa di riferimento prescrive di effettuare test sperimentali (design by testing) con diverse "storie di carico" applicate, in particolare:

- 6 cicli di carico corrispondenti a $\Delta_b = \Delta_{by}$
- 4 cicli di carico con una deformazione corrispondente a $\Delta_b = 0.5\Delta_{bm}$
- 4 cicli di carico con una deformazione corrispondente a $\Delta_b = 1.0\Delta_{bm}$
- 2 cicli di carico con una deformazione corrispondente a $\Delta_b = 1.5\Delta_{bm}$

Dove:

Δ_{by} è la deformazione corrispondente allo snervamento della diagonale;
 Δ_{bm} è lo spostamento d'interpiano della campata in cui è posizionata la diagonale BRB,

Δ_b è la deformazione punto di controllo della prova sperimentale

Il fattore di resistenza in compressione, β , viene calcolato come il massimo fattore derivante dal rapporto tra la massima forza in compressione e la massima forza in trazione registrate nella prova sperimentale con la limitazione sul suo valore minimo che è pari a 1: (AISC 341-05 Section 16.2d).

Il fattore d'incrudimento ω invece, deve essere calcolato come il rapporto tra la massima forza di trazione agente nella diagonale, imponendo uno spostamento che corrisponde ad una deformazione pari a due volte lo spostamento d'interpiano, e la forza di snervamento, anch'essa calcolata tramite test sperimentale.

La resistenza richiesta dalla connessione della diagonale (inclusa la connessione trave-colonna se facente parte del sistema controventato) deve essere 1.10 volte la massima resistenza adottata in compressione. Il progetto della connessione deve tener conto di eventuali fenomeni d'instabilità globale e locale degli elementi che compongono le diagonali. La curva che descrive il legame forza-spostamento è del tipo bilineare come mostrato nella figura 8.5.

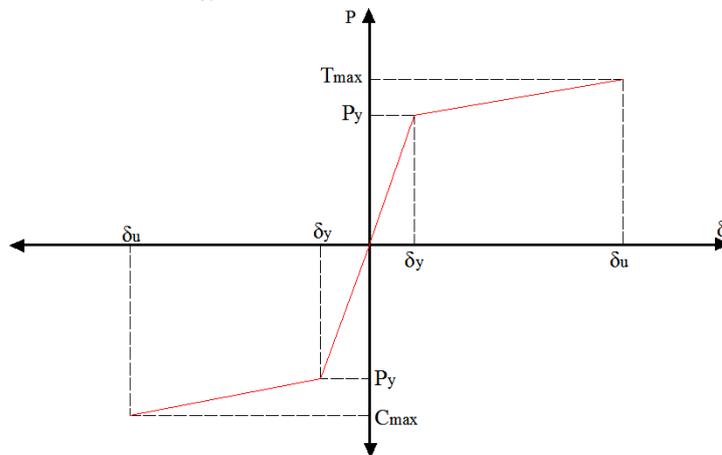


Figura 8.5 Curva forza - spostamento AISC

Su tale curva si leggono:

- C_{max} [kN]: massima resistenza in compressione;
- T_{max} [kN]: massima resistenza in trazione calcolata tramite test sperimentali, imponendo diversi range di deformazione (definizione Appendix T AISC 314/2005);

Si noti che la tensione specifica nominale di snervamento del nucleo d'acciaio, F_y , tipicamente non è utilizzata per stabilire i fattori di sovrarresistenza. Invece F_{ysc} è utilizzata così com'è indicato dai test sperimentali in conformità all'Appendice T della Normativa di riferimento.

$$\beta = C_{max} / T_{max} \text{ (eq.2.7. C16.2d. AISC 341/2005)}$$

$$\omega = T_{max} / F_{yuc} A \text{ (eq.2.8. C16.2d. AISC 341/2005)}$$

8.2.2 Modelli proposti in letteratura

A causa della difficoltà nella determinazione dei fattori di sovrarigidità mediante il design by testing e, soprattutto, al fine di fornire al progettista valori di immediato utilizzo in fase di dimensionamento dei sistemi BRB, negli ultimi anni in letteratura sono stati proposti diversi modelli tra cui i più significativi sono quelli di Gumpart & Heger, Star seismic e Sabina Piras.

In particolare, Gumpart & Heger propongono una curva forza-spostamento del tipo riportato in figura 8.6.

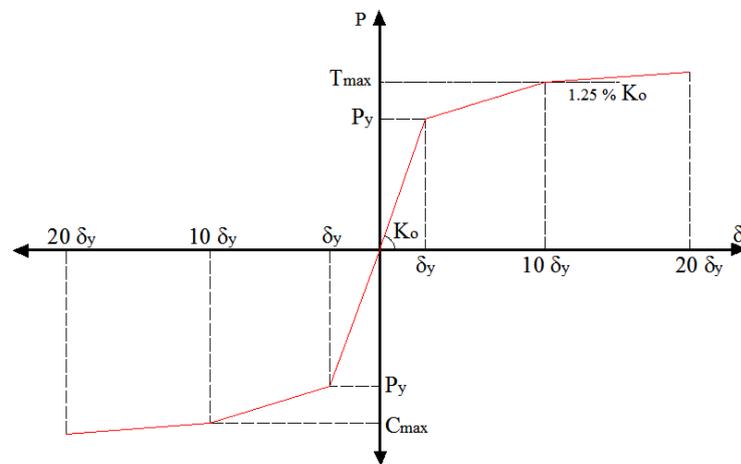


Figura 8.6 Curva forza - spostamento modello di Gumpart & Heger

La rigidezza elastica del sistema è basata su una lunghezza della zona dissipativa del nucleo d'acciaio pari al 70% della lunghezza totale della diagonale. La restante parte è modellata come un elemento assialmente rigido. Dai risultati delle analisi, essi hanno proposto un valore dell'incrudimento ω pari a 1.25 ed un moltiplicatore in compressione β pari a 1.10.

L'azienda STARSEIMIC ha proposto un modello per la diagonale BRB che si basa sulle indicazioni dell'AISC 2005 e su alcuni studi sperimentali sviluppati negli ultimi anni da ricercatori dell'azienda stessa.

Confrontando i risultati ottenuti dai test sperimentali con quelli ottenuti seguendo le indicazioni della normativa di riferimento, è stata estrapolata una formulazione empirica per il calcolo dei fattori di sovraresistenza (figura 8.7). Si riportano di seguito le formulazioni ottenute.

$$\omega = 26.798\varepsilon + 1.0333 \text{ (eq.2.5., Romero et al. 2007)}$$

$$\omega\beta = 45.186\varepsilon - 0.7691 \text{ (eq.2.6., Romero et al. 2007)}$$

dove:

Δ_{be} [mm]: valore della deformazione imposta;

Δ_{bs} [mm]: valore della deformazione in accordo con il fattore di struttura adottato per le strutture con controventi ad instabilità impedita;

ε [%]: deformazione corrispondente ad uno spostamento pari a due volte quello di progetto;

$L_{y_{sc}}$ [mm]: lunghezza della zona dissipativa del nucleo di acciaio, assunta uguale al 70% della lunghezza totale della diagonale (work point-to-work point length)

γ [-]: fattore di sicurezza (AISC 341-2005, C.16.2d).

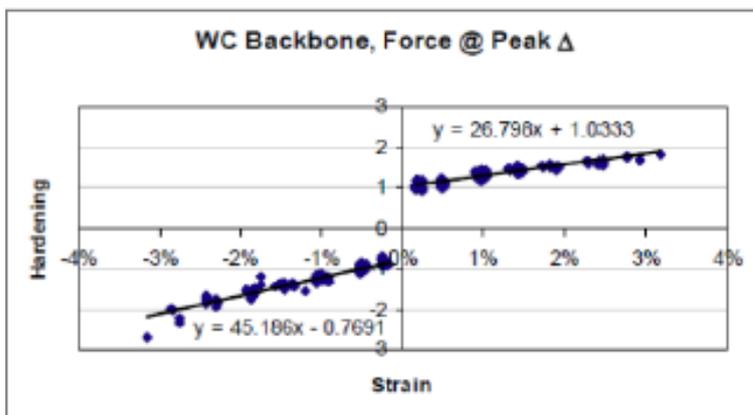


Figura 8.7 Diagramma per la determinazione dei fattori di sovraresistenza

Il modello proposto dall'azienda Piras ha lo scopo di migliorare l'utilizzo nel campo dell'ingegneria strutturale della diagonale "Unboned" fabbricata dalla Nippon Steel Engineering Co., LTD.

La curva forza-spostamento adottata per la modellazione del comportamento in trazione e in compressione delle diagonali è del tipo

riportato in figura 8.8 e prevede la definizione dei seguenti parametri caratteristici:

β [-] = fattore di sovrarresistenza in compressione, pari a 1.10;

P_{\max} [kN] = massima forza in compressione, pari a $\Omega \Omega_h \beta P_y$;

P_y [kN] = forza di snervamento della zona dissipativa del nucleo d'acciaio, pari a $A_{\text{core}} f_y$;

Ω [-] = fattore di sicurezza, pari a 1;

Ω_h [-] = fattore di sovrarresistenza, pari a 1.50;

T_{\max} [kN] = massima forza in trazione, pari a P_{\max}/β ;

ω [-] = fattore di incrudimento, pari a 1.50;

δ_u [mm] = massimo spostamento in campo plastico, pari a 7.69 volte lo spostamento al limite elastico

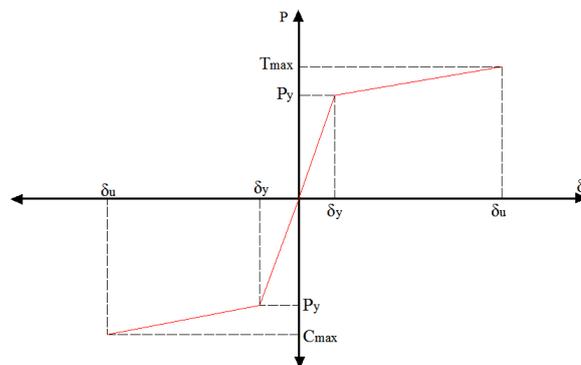


Figura 8.8 Curva forza - spostamento modello di Sabina Piras

8.2.3 Confronto modellazioni

Si riportano di seguito, in forma sintetica, i risultati delle modellazioni effettuate (tabella 8.1 e figura 8.8) per il confronto dei modelli. Tale confronto è stato effettuato modellando una singola diagonale BRB realizzata con un nucleo di acciaio con le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

- Dimensione della sezione trasversale in zona dissipativa pari a 130x15mm
- Classe di resistenza S275
- E: 210000 MPa

Modello	δ_y [mm]	K_o [kNmm ⁻¹]	P_y [kN]	δ_u [mm]	ω [-]	β [-]	T_{max} [kN]	C_{max} [kN]
StarSeismic	6.81	86.50	589.8	68.190	1.373	1.03	810.24	810.24
Piras	5.52	97.14	536.2	84.89	1.5	1.1	804.37	884.81
G.&H.	6.07	97.17	589.8	121.4	1.25	1.1	811.07	811.07

Tabella 8.1 Confronto modelli

Dalla tabella 8.1 e dalla figura 8.9 si osserva che in campo elastico le tre modellazioni sono molto simili, presentando valori di forza e deformazione pressoché confrontabili. Una lieve differenza nei modelli si registra in riferimento al comportamento in campo plastico, ed in particolare in termini di valore di spostamento ultimo. Nella fattispecie, il modello proposto da Gumpart & Heger richiede una duttilità superiore rispetto alle altre modellazioni, a causa di uno spostamento ultimo 20 volte maggiore a quello in campo elastico.

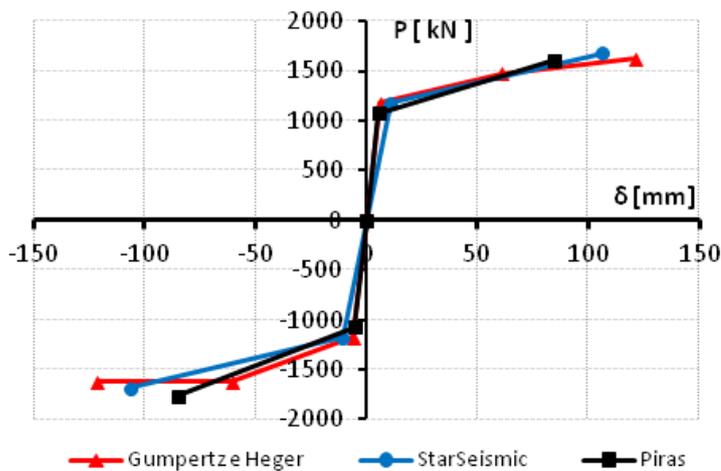


Figura 8.9 Diagramma per la determinazione dei fattori di sovrarresistenza

Globalmente, in termini di massima resistenza in trazione ed in compressione, i tre modelli presentano valori tra di loro confrontabili.

Per questo motivo le formulazioni empiriche per il calcolo dei fattori di sovrarresistenza fornite dalla STARSEISMIC, sono state utilizzate per la modellazione del legame forza-spostamento della diagonale, onde evitare l'onere di calcolo derivante dalle previsioni dell'AISC 314/2005.

8.3 MODELLO STRUTTURALE UTILIZZATO

Le diagonali BRB sono state modellate mediante l'utilizzo di elementi FRAME incernierati alle estremità. Sulla base delle indicazioni precedentemente esposte, la dissipazione di energia (attraverso cicli di plasticizzazione in trazione e in compressione) avviene solo in una porzione limitata dello steel core mentre la restante parte possiede una sovrarresistenza tale da consentirle di mantenere un comportamento elastico. Operativamente, dopo aver dimensionato il nucleo d'acciaio per resistenza e per una lunghezza pari al 66% della lunghezza totale, definita come lunghezza *work to work point* ($L_{ysc} = 0.66 L_{w.to.w}$) si è modellata la restante parte della diagonale (zone di estremità) come infinitamente rigida assialmente. L'effettiva rigidezza della diagonale, è stata definita come 1.4 volte la rigidezza calcolata per il solo nucleo d'acciaio.

Al fine di tenere conto del comportamento non lineare della diagonale, è stata inserita in corrispondenza della mezzeria della membratura stessa (ovvero nella mezzeria della zona dissipativa) una cerniera plastica (figura 8.10) caratterizzata dal legame forza-spostamento riportato in figura 8.11.



Figura 8.10 Modello adottato per diagonale BRB

Nel diagramma di figura 8.11 si leggono:

δ_y : allungamento al limite elastico pari a:

$$\delta_y = \frac{A_{sc} f_{yd} L_{ysc}}{E A_{sc}} \quad \text{da cui: } \delta_y = \frac{f_{yd} L_{ysc}}{E}$$

L_{ysc} [mm]: lunghezza della zona dissipativa del nucleo d'acciaio, pari al 70% della lunghezza totale della diagonale

A_{sc} [mm²]: sezione trasversale della zona dissipativa dello steel core;

f_{yd} [MPa]: tensione nominale di snervamento acciaio nucleo;

E [MPa]: modulo di elasticità dell'acciaio, pari a 210000.

Lo spostamento ultimo della diagonale, δ_u , è stato fissato pari a 10 volte lo spostamento massimo in campo elastico, $10\delta_y$.

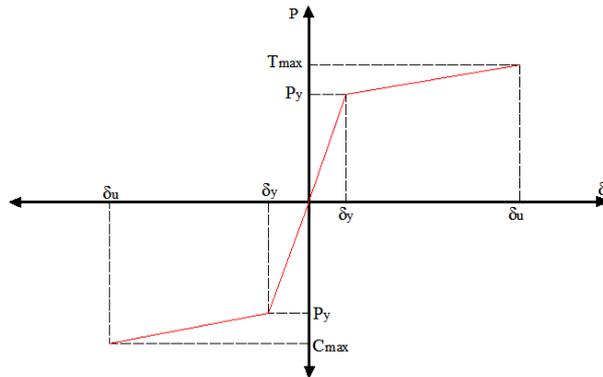


Figura 8.11 Modello adottato per cerniera plastica BRB

Dal punto di vista della tecnologia costruttiva invece, è stata utilizzata una tipologia della diagonale “all steel” (figura 8.12) in cui zona plastica del nucleo centrale, di sezione rettangolare, è circondata da un elemento di contenimento anch’esso in acciaio che gli impedisce di instabilizzarsi.

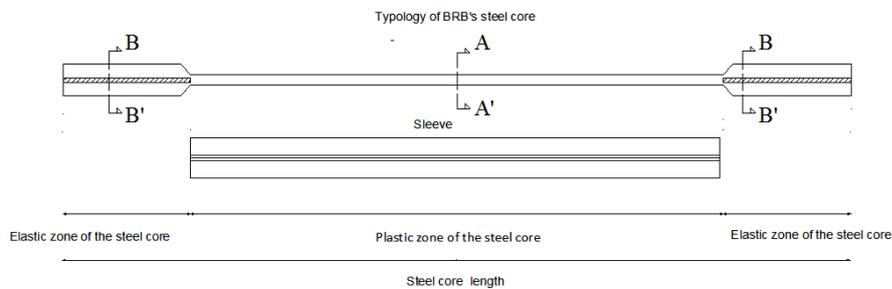


Figura 8.12 Modello tecnologico adottato

Per il dimensionamento dell’elemento di contenimento si è fatto riferimento al momento flettente che si attiva nell’elemento stesso in corrispondenza dell’instabilità della diagonale al 1° ordine

$$M_{sd} = \frac{e + i + g}{1 - \frac{C_{max}}{N_{b,Rd}}} C_{max}$$

dove:

i [mm]: imperfezione geometrica al centro della diagonale BRB;

g [mm]: gap presente tra il nucleo d'acciaio e l'elemento di contenimento;

e [mm]: eccentricità accidentale presente alla fine della diagonale;

$N_{b,Rd}$ [kN]: resistenza all'instabilità della diagonale;

C_{max} [kN]: massima forza di compressione della diagonale BRB.

Come si può notare dalla figura 8.13 l'elemento di contrasto è formato da 4 profili rettangolari di acciaio, connessi tramite bullonatura e per mezzo di angolari ad L allo steel core. Al fine di aumentare il momento di inerzia della sezione, ai lati del nucleo d'acciaio sono inseriti 4 piatti d'acciaio di forma rettangolare.

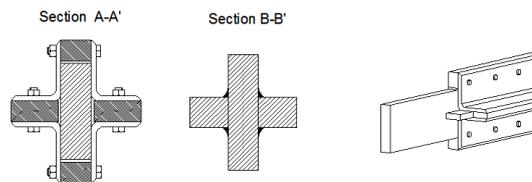


Figura 8.13 Sezione trasversale

Inoltre, affinché l'instabilità flessionale del nucleo d'acciaio sia impedita, il momento flettente precedentemente definito deve essere inferiore al momento resistente del guscio di rivestimento formato dai quattro angolari d'acciaio.

Con riferimento alla geometria del controvento, la normativa AISC 314/2005 indica che, a differenza dei convenzionali sistemi controventati ad X, per i controventi ad instabilità impedita, onde evitare problemi legati alla connessione ed alla geometria delle diagonali stesse, non è consentito utilizzare una configurazione ad X. Pertanto la mensola di controvento è stata modellata a doppia campata inserendo le diagonali ad instabilità impedita alternativamente nelle 2 campate adiacenti. (figura 8.14)

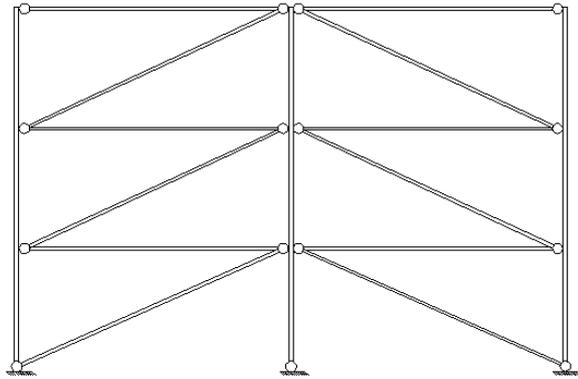


Figura 8.14 Modello geometrico singola mensola di controvento BRB

Considerato che anche per gli edifici con BRB sono state effettuate analisi non lineari sulle singole mensole, gli effetti del secondo ordine sono stati tenuti in considerazione secondo quanto esposto precedentemente per i controventi concentrici ad X (capitolo 5).

8.4 PROGETTO DI EDIFICI CON BRB: CASI DI STUDIO

Al fine di valutare le prestazioni sismiche dei sistemi BRB e compararle con quelle ottenute con controventi concentrici tradizionali progettati mediante l'EC8 e il P.A., sono stati sviluppati alcuni casi di studio. In particolare si è eseguita la progettazione di edifici per i quali, a partire dalle dimensioni in pianta definite nel precedente capitolo 4, (figura 8.15) e in riferimento al solo caso di maglia 9x9m, si sono fatti variare il numero di piani (3, 6, e 9 piani figura 8.16) e il numero di controventi disposti in pianta.

Per le diagonali è stato utilizzato un acciaio di classe S355. Considerando tutte le variabili, è stato complessivamente eseguito il progetto di 15 differenti edifici.

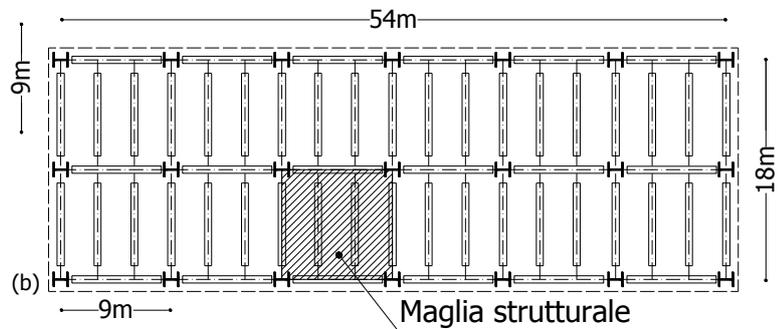


Figura 8.15 Edifici caso di studio: pianta

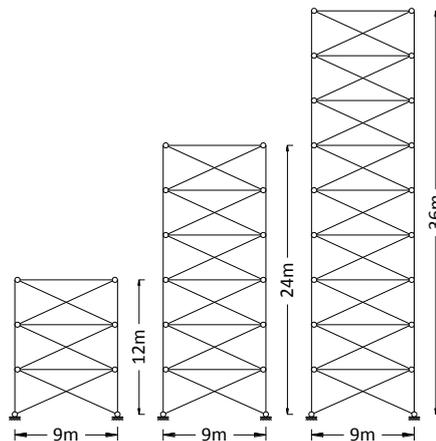


Figura 8.16 Edifici caso di studio: numero di piani

8.4.1 Parametro Y per edifici con BRB

Per tener conto della distribuzione in pianta dei controventi, per ogni edificio, in analogia a quanto effettuato per gli X-CBF, si definisce, anche per gli edifici con struttura BRB, il parametro Y . Ad esempio, $Y=3$ si ottiene disponendo quattro BRB lungo ogni direzione principale, per cui, considerato che il singolo sistema BRB è composto da 2 campate adiacenti, si perviene alla seguente distribuzione in pianta del LLRS (figura 8.17).

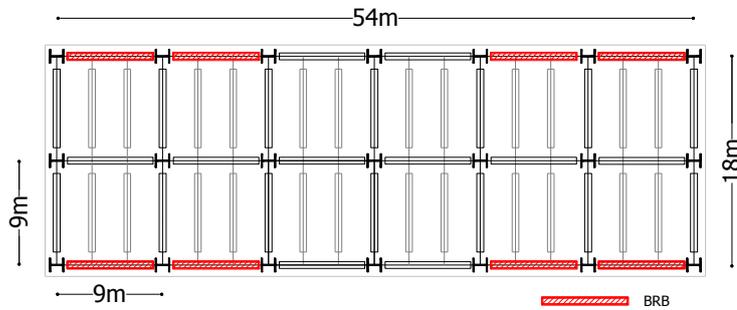


Figura 8.17 Esempio di distribuzione dei BRB per caso Y3

Per i BRB, a differenza dei controventi concentrici ad X, non sono presenti diverse “strategie progettuali” in quanto è stato utilizzato acciaio S355 per tutte le membrature del controvento.

8.5 PARAMETRI DI PROGETTO

Si fa riferimento a quanto riportato al paragrafo 4.3 per i controventi concentrici ad X. I valori dei carichi verticali fissi e variabili (G_k e Q_k rispettivamente), il peso sismico (W) e la forze sismiche (F_h) sono riassunti in tabella 8.2.

piano	G_k [kN/m ²]	Q_k [kN/m ²]	W [kN]	F_h [kN] $q=7$
1 – n-1	4.2	2.0	4936	
copertura	4.2	2.0	5016	
Forza globale: 3 p.				1917
Forza globale: 6 p.				3506
Forza globale: 9 p.				3900

Tabella 8.2 Riepilogo carichi e azioni sismiche di progetto

8.6 DIMENSIONAMENTO PER CARICHI ORIZZONTALI

Il dimensionamento delle mensole di controvento con diagonali BRB per carichi orizzontali è stato condotto secondo le indicazioni della normativa americana FEMA 450.

La progettazione sismica dei controventi ad instabilità impedita, volta a garantire un comportamento ultimo dissipativo, corrispondente ad un valore del fattore di sovrarresistenza pari a 7, prevede:

- Riduzione dello spettro elastico ($q=7$)
- Utilizzo schema di calcolo a doppia diagonale (T/C) (figura 8.18)
- Determinazione dei fattori di sovrarresistenza (adjustment overstrength factors): ω (incrudimento) e β (moltiplicatore in compressione)
- Sovrarresistenza degli elementi non dissipativi (travi e colonne) considerando come sforzo normale di progetto quello indotto dai carichi verticali (solo per colonne) e dalle azioni sismiche di progetto, secondo la relazione:

$$P_u = 1.41 \sum P_D + 0.5 \sum P_L + \sum P_E$$

Dove:

$$P_E = P_{\max} \cos \alpha$$

P_L = sforzo normale dovuto ai carichi verticali

P_D = sforzo normale dovuto all'azione sismica

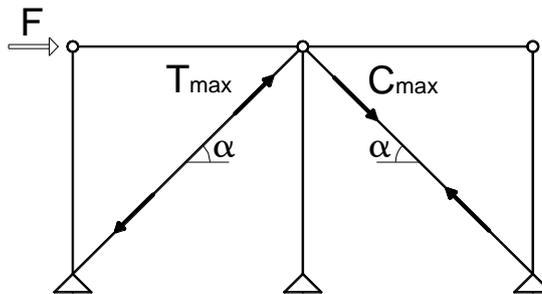


Figura 8.18 Schema di calcolo per BRB

8.7 RISULTATI PROGETTAZIONE CASI DI STUDIO

Le sezioni degli elementi strutturali derivanti dal processo progettuale, sono riportate in appendice 3.

Di seguito invece, si riportano, per i 3, 6 e 9 piani le tabelle riassuntive (tabelle 8.3, 8.4, 8.5) dei pesi delle mensole BRB ottenuti. Tali valori, saranno commentati e confrontati (capitolo 9) con gli omologhi ottenuti per X-CBF progettati mediante EC8 e P.A.

	3 St.M9					
TRAVI HE S355 COLONNE HE S355 DIAGONALI S355	N°BRB	6	4	3	2	1
	Y	2	3	4	6	12
	W _{BRB} [kN]	61.33	68.61	73.52	76.38	124.91

Tabella 8.3 Peso singolo BRB per edifici a 3 piani

	6 St.M9					
TRAVI HE S355 COLONNE HE S355 DIAGONALI S355	N°BRB	6	4	3	2	1
	Y	2	3	4	6	12
	W _{BRB} [kN]	147.16	168.83	185.49	232.09	383.77

Tabella 8.4 Peso singolo BRB per edifici a 6 piani

	6 St.M9					
TRAVI HE S355 COLONNE HE S355 DIAGONALI S355	N°BRB	6	4	3	2	1
	Y	2	3	4	6	12
	W _{BRB} [kN]	237.16	268.76	304.61	370.36	imposs.

Tabella 8.5 Peso singolo BRB per edifici a 9 piani

A valle del dimensionamento, si sono svolte analisi statiche non lineari i cui risultati saranno presentati nel successivo capitolo e confrontati, analogamente a quanto si farà in termini di peso, con quelli ottenuti per X-CBF.

9 CONFRONTO X-CBF - BRB

In questo capitolo sono riportati i risultati del confronto tra le prestazioni sismiche degli edifici con controventi concentrici ad X (progetto secondo EC8 e approccio proposto e soluzione elastica) e i loro omologhi BRB (progettati secondo FEMA 450). In particolare si confrontano: (i) peso della singola mensola di controvento, (ii) comportamento non lineare (solo EC8 e P.A.).

9.1 CONFRONTO PESO STRUTTURALE:

Il confronto tra le soluzioni progettate secondo i diversi approcci (EC8, P.A., E.L per X-CBF e FEMA 450 per BRB) per i differenti valori di Y , è di seguito effettuato in termini di:

- peso strutturale del singolo controvento derivante dalla somma del peso di diagonali, travi e colonne, indicato con $W_{LLRS,1}$ (figure 9.1a, 9.2a, 9.3a);
- peso complessivo dell'intero sistema resistente alle azioni orizzontali W_{LLRS} derivante dalla somma del peso di ogni singola mensola di controvento moltiplicato per il numero di controventi in pianta (figure 9.1b, 9.2b, 9.3b).

Con riferimento agli edifici a 3 piani, dalla figura 9.1 si osserva che con BRB e per tutti gli Y sono possibili soluzioni strutturali.

Il peso della singola mensola di controvento è, in ogni caso, minore di quello ottenuto con EC8 e con P.A.. Ciò evidenzia quindi una maggiore leggerezza per soluzioni con BRB che, ovviamente, si riflette anche sul peso complessivo di tutto il LLRS. (figura 9.1b). Le differenze di peso sono maggiormente marcate nel caso di Y bassi in quanto, come evidenziato nei precedenti capitoli, con un numero elevato di controventi in pianta, il progetto secondo EC8 è governato dalle limitazioni di normative mentre il progetto dei controventi ad instabilità impedita è essenzialmente governato dalla richiesta di resistenza delle membrature.

Con riferimento agli edifici a 6 piani (figura 9.2), si nota che i BRB consentono di avere soluzioni anche per il caso teorico di un solo controvento disposto in pianta. Ciò grazie alla riduzione della richiesta di

sovraresistenza agli elementi non dissipativi (utilizzo di fattori di sovraresistenza più bassi rispetto a EC8). Confrontando i casi in cui vi è soluzione anche con l'EC8 e il P.A., si osserva che per Y bassi (Y2 e Y3) il peso della mensola BRB è molto minore di quello ottenuto con l'EC8 (per EC8 struttura sovradimensionata a causa applicazione regole capacity design) mentre per Y alti (Y6) la differenza di peso tra le due tipologie strutturali si riduce. Inoltre, dalla figura 9.2 si nota anche che i BRB presentano pesi confrontabili con quelli ottenibili con l'approccio proposto.

Per i nove piani (figura 9.3), a differenza dell'EC8, i BRB consentono il progetto per tutti i valori di Y (escluso Y12 a causa della elevata richiesta di resistenza alle colonne), mentre con riferimento al P.A, si nota che, per i casi Y2 e Y6, i BRB sono caratterizzati da un peso minore.

In generale, i risultati ottenuti mostrano che con i BRB è possibile ottenere una maggiore flessibilità progettuale con pesi strutturali minori di quelli ottenibili con controventi tradizionali progettati con l'EC8 e paragonabili a quelli ottenibili con l'approccio proposto.

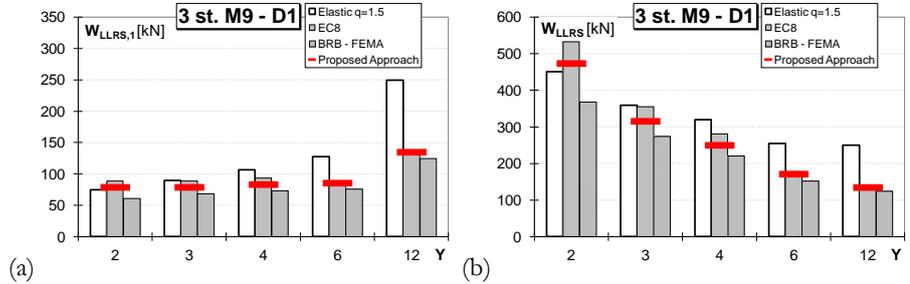


Figura 9.1 Confronto pesi 3 St.M9: (a) singolo controvento (b) totale controventi

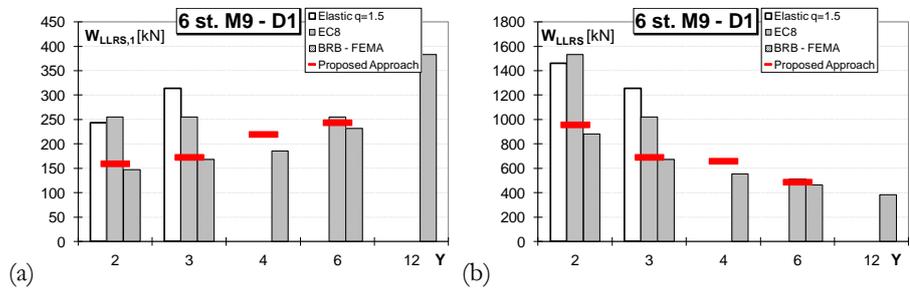


Figura 9.2 Confronto pesi 6 St.M9: (a) singolo controvento (b) totale controventi

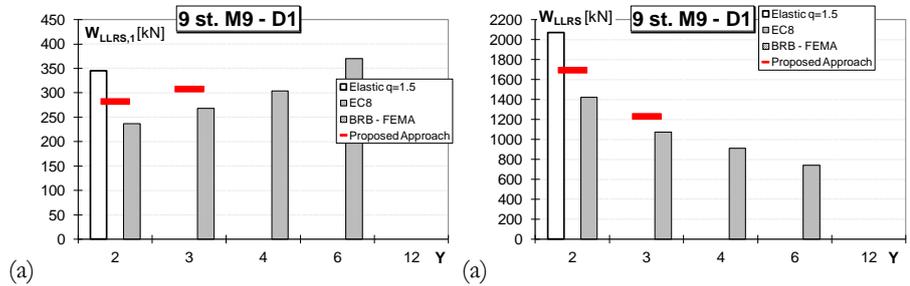


Figura 9.3 Confronto pesi 9 St.M9: (a) singolo controvento (b) totale controventi

9.2 CONFRONTO COMPORTAMENTO NON LINEARE:

Le analisi non lineari per strutture con BRB sono state eseguite per tutti i casi degli edifici a 3, 6 e 9 piani con maglia strutturale 9x9m e confrontate con i risultati ottenuti per gli omologhi casi X-CBF progettati secondo EC8 e P.A (dove c'è soluzione).

I risultati sono presentati sottoforma di curve di pushover, nel seguente modo:

- in ogni grafico è riportato il valore del taglio alla base del controvento, adimensionalizzato rispetto al tagliante sismico di progetto (F/F_h), in funzione dello spostamento in sommità adimensionalizzato rispetto all'altezza totale del controvento (D/H); (pushover adimensionalizzate)
- in ogni grafico è riportato il valore del taglio alla base del controvento (F), in funzione dello spostamento in sommità (D);

Per ogni grafico o singola curva di pushover si riporta:

- un simbolo circolare o triangolare rappresentante lo snervamento/buckling delle diagonali, e un simbolo quadrato rappresentante il raggiungimento della condizione ultima;

In riferimento agli edifici a 3 piani, dai grafici riportati da figura 9.4 a figura 9.13 si nota che gli edifici con BRB, progettati in accordo con la normativa FEMA 450, presentano per tutti gli Y considerati ridotti valori della sovrarresistenza globale (F/F_h), con un minimo di 1.5 e un massimo di 2, contrariamente a quanto succede per gli omologhi casi X-CBF progettati secondo l'EC8. Ciò a rimarcare il fatto che gli X-CBF sono caratterizzati da una notevole sovrarresistenza globale determinata dall'applicazione delle regole del capacity design.

Il valore di 1.5 si registra in corrispondenza dello snervamento della prima diagonale, mentre il valore 2 in corrispondenza del punto di collasso convenzionale stabilito per il controvento. Ciò è dovuto al modello di comportamento inelastico del materiale adottato.

Paragonando invece le strutture con BRB agli omologhi casi progettati con il P.A., si nota che solo nel caso Y2 i BRB presentano un valore della sovrarresistenza globale minore, (figura 9.5) mentre per i restanti Y i valori sono confrontabili, evidenziando come, anche per strutture BRB, si ottenga una quasi perfetta calibrazione della progettazione grazie alla possibilità di dimensionare *ad hoc* l'elemento dissipativo (steel core).

Infatti, utilizzando uno steel core di forma rettangolare, (e non un profilo “da sagomario”) vi è una maggiore possibilità di progettare al meglio la sezione della diagonale, evitando la non necessaria sovrarresistenza dell'elemento stesso.

Altro dato importante delle strutture con BRB, è la capacità di garantire lo snervamento di tutte le diagonali della mensola di controvento, il che si traduce in un buon livello della duttilità globale comparabile (caso Y2) e, in molti casi, maggiore (casi Y3, Y4, Y6 e Y12) di quella ottenibile con i controventi tradizionali.

Le considerazioni precedentemente esposte mostrano, quindi, che in ogni caso con i BRB è possibile ottenere strutture duttili e non eccessivamente sovrarresistenti (quindi indipendentemente dal numero di controventi disposti in pianta). Tale risultato con riferimento alle tradizionali strutture con X-CBF è ottenibile solo utilizzando pochi controventi disposti in pianta (EC8) o con l'approccio proposto, che come ampiamente discusso nei precedenti capitoli, consente un migliore “tuning” della progettazione.

Tali considerazioni possono essere estese anche agli edifici a 6 piani le cui curve di pushover sono riportate da figura 9.14 a figura 9.21. Per tali edifici quanto precedentemente detto è ancora più evidente. Infatti per tutti i casi il BRB è caratterizzato sempre da valori della sovrarresistenza globale ridotta e una elevata duttilità globale che scaturisce dal numero elevato di diagonali che si snervano (figure 9.14b - 9.21b). Solo per Y alti, (pochi controventi in pianta) i valori della sovrarresistenza e della duttilità globale sono paragonabili per entrambe le tipologie strutturali (EC8 – P.A.). In figura 9.20 e 9.21 sono riportate le curve di pushover per il caso BRB Y4 e Y12 (per X-CBF non c'è soluzione), rispetto alle quali è ancora possibile rimarcare quanto precedentemente detto in riferimento a duttilità e sovrarresistenza globale.

Per i nove piani, oltre a quanto evidenziato per i 3 e i 6 piani si osserva una capacità di spostamento laterale con valori che inverosimilmente raggiungono anche spostamenti laterali di 1.8m (figure 9.22 – 9.25). Infatti, grazie alla possibilità di calibrare al meglio la richiesta di resistenza delle diagonali ad ogni piano, queste saranno caratterizzate da tassi di lavoro uniformi lungo l'elevazione garantendo così la formazione di cerniere plastiche quasi contemporaneamente con una conseguente elevata capacità di escursione in campo plastico della struttura.

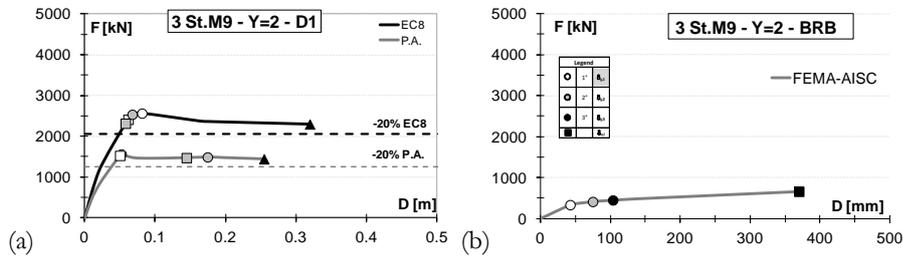


Figura 9.4 Curve pushover 3 St.M9 Y2: (a) EC8/PA (b) BRB

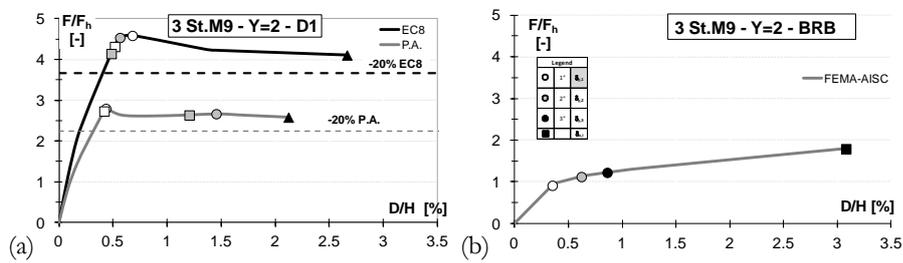


Figura 9.5 Curve pushover adimensionalizzate 3 St.M9 Y2: (a) EC8/PA (b) BRB

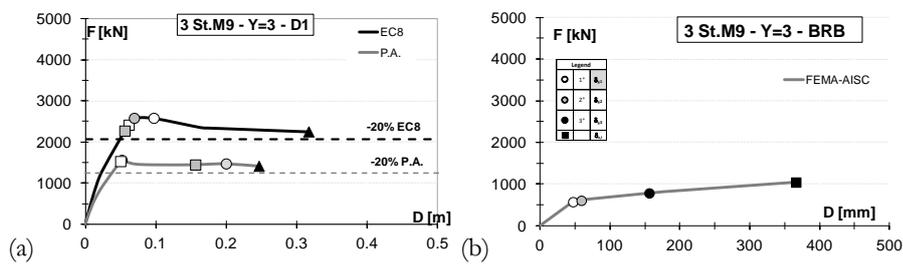


Figura 9.6 Curve pushover 3 St.M9 Y3: (a) EC8/PA (b) BRB

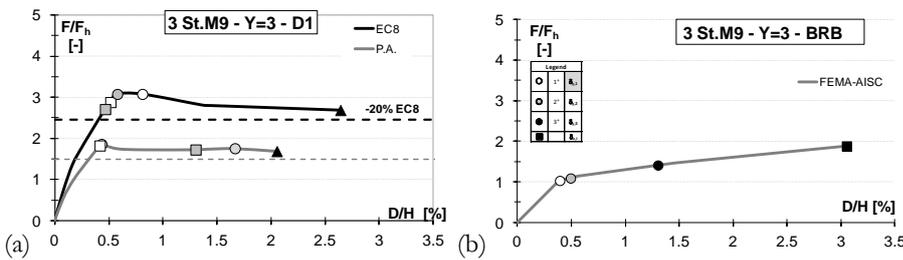


Figura 9.7 Curve pushover adimensionalizzate 3 St.M9 Y3: (a) EC8/PA (b) BRB

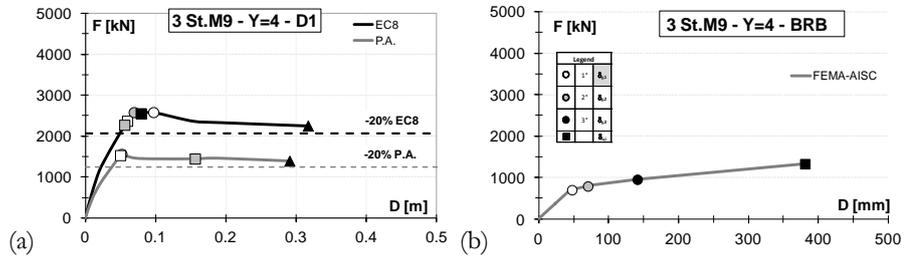


Figura 9.8 Curve pushover 3 St.M9 Y4: (a) EC8/PA (b) BRB

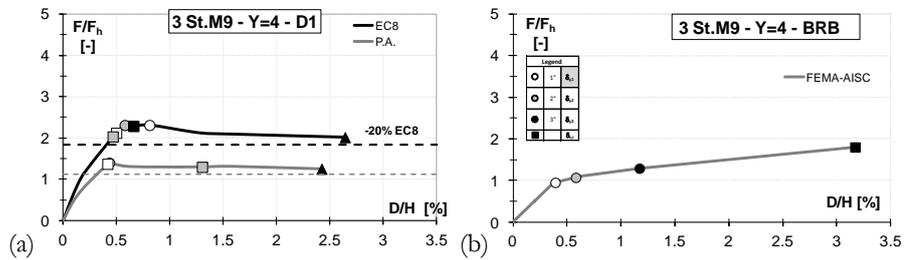


Figura 9.9 Curve pushover adimensionalizzate 3 St.M9 Y4: (a) EC8/PA (b) BRB

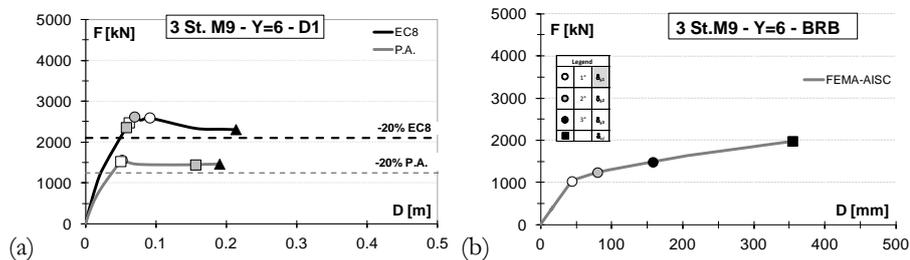


Figura 9.10 Curve pushover 3 St.M9 Y6: (a) EC8/PA (b) BRB

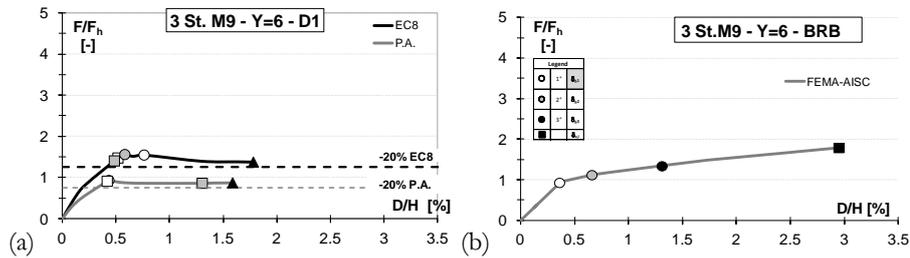


Figura 9.11 Curve pushover adimensionalizzate 3 St.M9 Y6: (a) EC8/PA (b) BRB

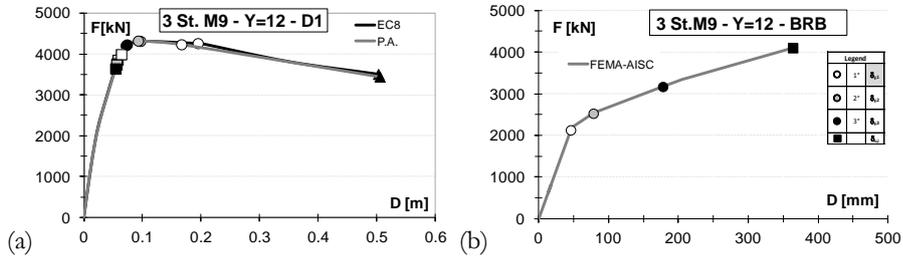


Figura 9.12 Curve pushover 3 St.M9 Y12: (a) EC8/PA (b) BRB

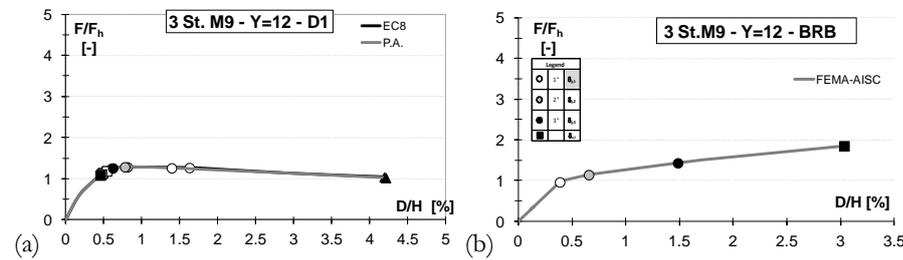


Figura 9.13 Curve pushover adimensionalizzate 3 St.M9 Y12:(a) EC8/PA (b) BRB

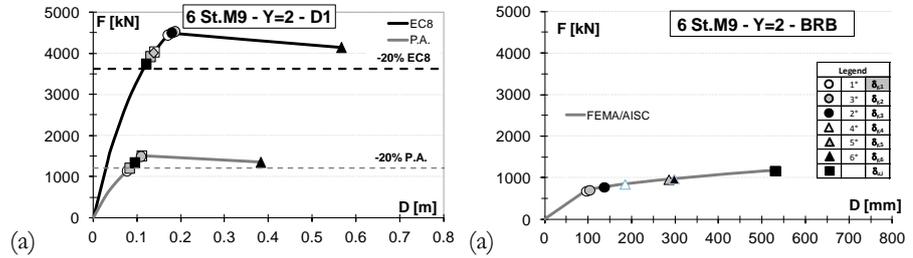


Figura 9.14 Curve pushover 6 St.M9 Y2: (a) EC8/PA (b) BRB

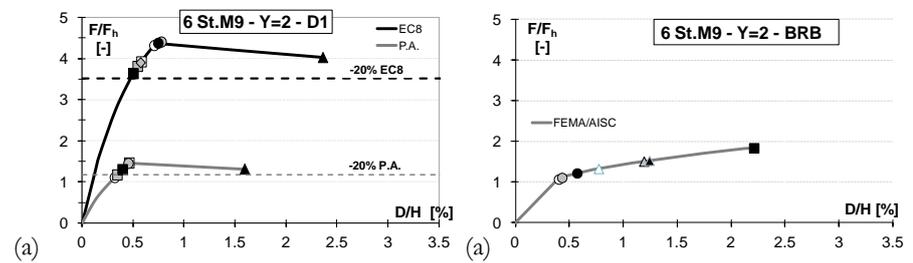


Figura 9.15 Curve pushover adimensionalizzate 6 St.M9 Y2:(a) EC8/PA (b) BRB

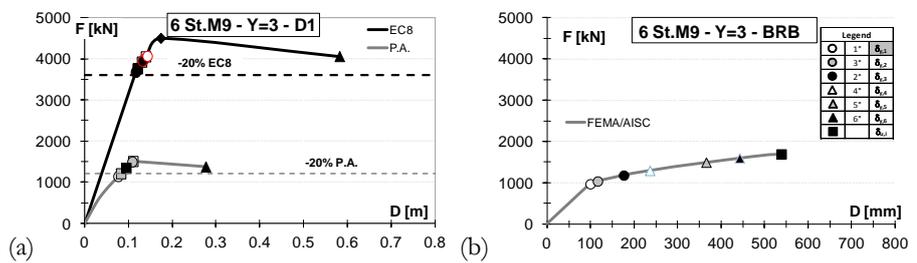


Figura 9.16 Curve pushover 6 St.M9 Y3: (a) EC8/PA (b) BRB

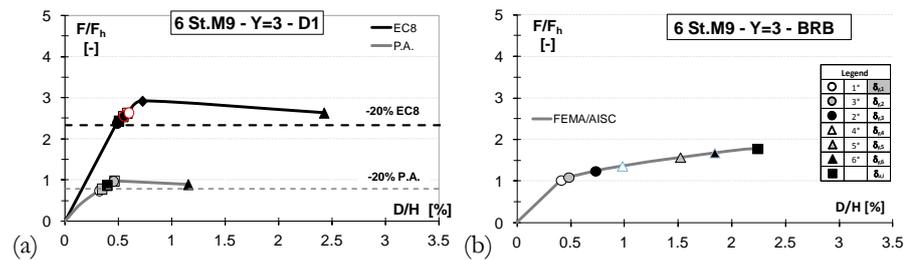


Figura 9.17 Curve pushover adimensionalizzate 6 St.M9 Y2:(a) EC8/PA (b) BRB

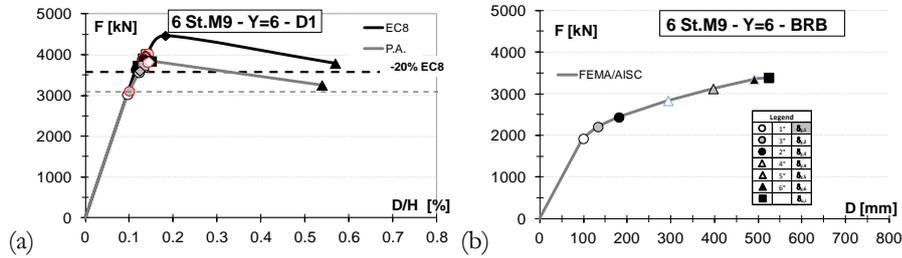


Figura 9.18 Curve pushover 6 St.M9 Y6: (a) EC8/PA (b) BRB

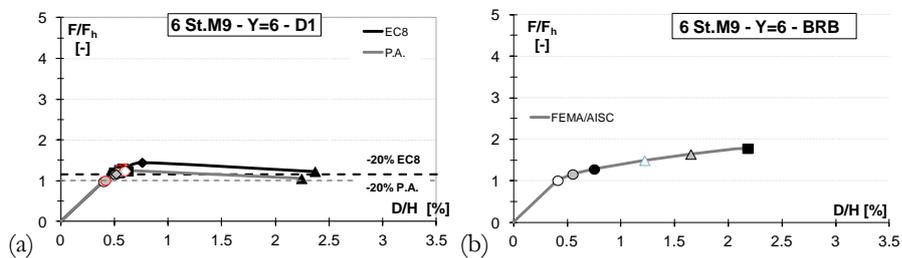


Figura 9.19 Curve pushover adimensionalizzate 6 St.M9 Y6:(a) EC8/PA (b) BRB

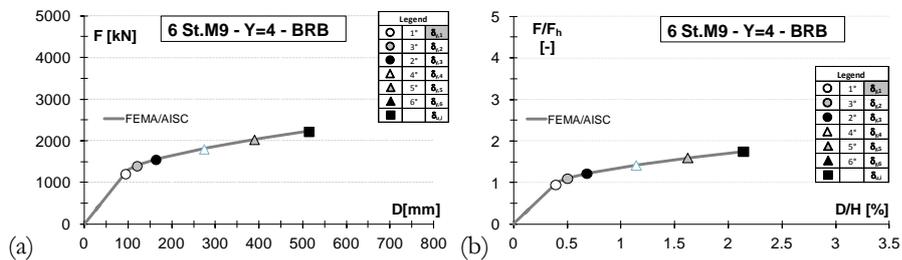


Figura 9.20 BRB 6 St.M9 Y4: (a) curva pushover (b) pushover adimensionalizzata

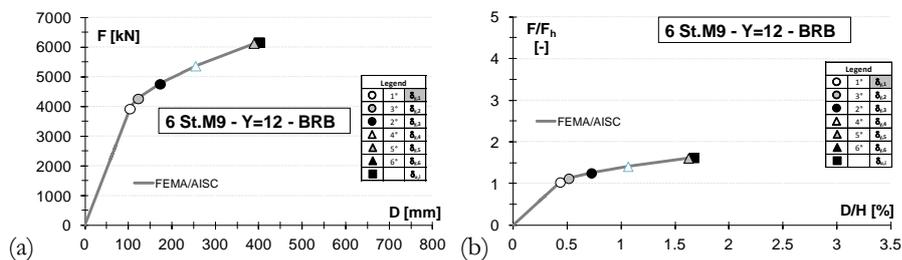


Figura 9.21 BRB 6 St.M9 Y12:(a) curva pushover (b) pushover adimensionalizzata

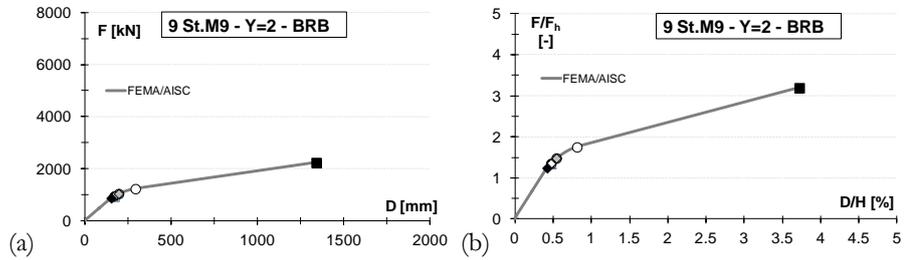


Figura 9.22 BRB 9 St.M9 Y2: (a) curva pushover (b) pushover adimensionalizzata

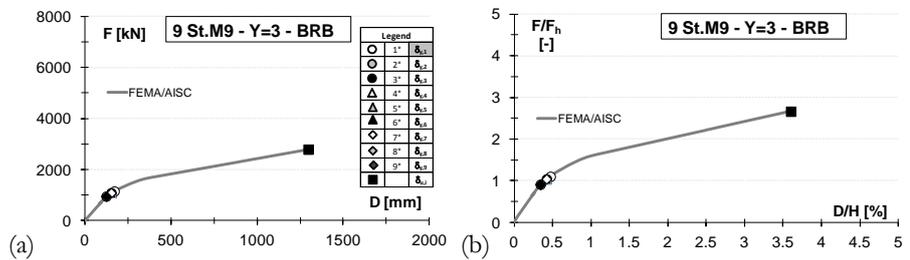


Figura 9.23 BRB 9 St.M9 Y3: (a) curva pushover (b) pushover adimensionalizzata

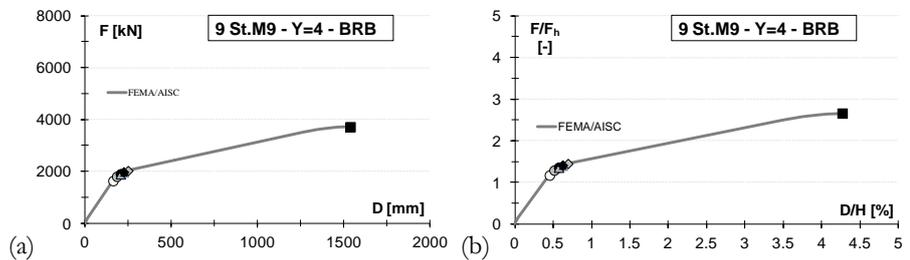


Figura 9.24 BRB 9 St.M9 Y4: (a) curva pushover (b) pushover adimensionalizzata

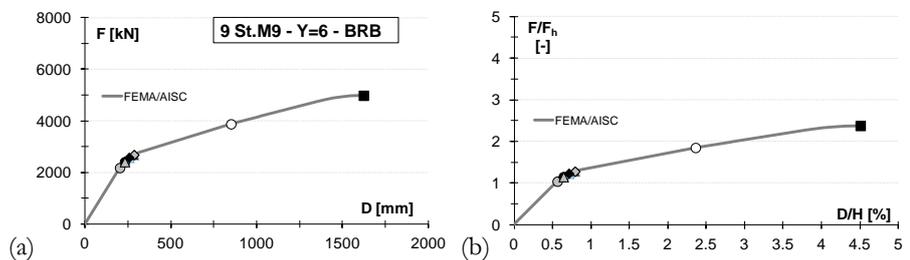


Figura 9.25 BRB 9 St.M9 Y6: (a) curva pushover (b) pushover adimensionalizzata

10 CONCLUSIONI

L'analisi critica delle indicazioni contenute nella normativa europea riguardanti la progettazione in zona sismica di controventi concentrici ad X ha evidenziato che il principio di gerarchia delle resistenze, implementato in maniera semplificata tramite l'impiego di coefficienti di sovrarresistenza, conduce spesso a soluzioni fortemente sovradimensionate o addirittura all'impossibilità di ottenere strutture ragionevoli in termini di sezioni utilizzate per le membrature, e, conseguentemente in termini di peso. In particolare, si è osservato come il criterio di scelta del coefficiente di sovrarresistenza globale, assieme alle limitazioni sulla snellezza delle diagonali, siano tra i principali responsabili di tali incongruenze.

Al fine di ridurre le richieste di sovrarresistenza agli elementi non dissipativi, preservando un comportamento globale duttile dei controventi, in questa tesi si è proposto un approccio basato sullo stesso criterio progettuale delle norme, ma snellito e razionalizzato grazie all'introduzione di alcune lievi modifiche.

L'approccio proposto, assieme a quello delle norme e all'approccio elastico, è stato applicato ad alcuni casi di studio, consistenti in edifici caratterizzati da numero di piani differenti nonché da differenti disposizioni in pianta dei controventi per i quali si è fatto variare la tipologia e la classe di resistenza delle membrature del controvento. Con riferimento a tali casi di studio è stato eseguito il dimensionamento dei controventi ed un confronto in termini di peso strutturale del singolo CBF, peso complessivo dell'intero sistema resistente alle azioni laterali (somma del peso delle singole mensole per numero di mensole) e fattori di sovrarresistenza Ω delle diagonali.

Dai confronti in termini di peso e fattori di sovrarresistenza delle diagonali per le soluzioni progettate è emerso che:

- l'approccio proposto presenta una maggiore flessibilità nella progettazione dei controventi rispetto all'EC8, dando luogo ad un maggior numero di soluzioni "progettabili" grazie alla marcata riduzione delle richieste di sovrarresistenza agli elementi non dissipativi;

- le soluzioni progettate secondo l'approccio proposto sono risultate in generale più leggere rispetto a quelle ottenute con l'EC8;
- la progettazione dei controventi secondo l'EC8 diviene particolarmente onerosa soprattutto quando sono presenti numerosi controventi disposti in pianta: in questo caso infatti il criterio governante la scelta delle sezioni delle diagonali è la limitazione della snellezza massima, con conseguente sovradimensionamento delle sezioni ai fini della resistenza; ciò, a sua volta, comporta un onere eccessivo in termini di richieste di sovrarresistenza in travi e colonne, con sezioni necessarie spesso addirittura maggiori di quelle ottenute con una progettazione elastica;
- per entrambi gli approcci, ma con maggiore evidenza per l'EC8, variando la classe di resistenza dell'acciaio per le diagonali si ottimizza la progettazione, in quanto grazie alla possibilità di poter al meglio calibrare la richiesta di resistenza nelle diagonali, vi è una maggiore flessibilità globale nel progetto;
- progettare il controvento utilizzando profili tubolari per le diagonali, consente un'ottimizzazione della progettazione;
- la maglia strutturale 6x6m (M6) consente di avere controventi più leggeri rispetto a quelli ottenibili con la maglia strutturale 9x9 (M9) indipendentemente dalla strategia progettuale D adottata. Tale vantaggio della maglia M6, per tutte le strategie progettuali, si riduce al diminuire del numero di controventi in pianta.
- Il numero di controventi in pianta è un indice dell'influenza delle limitazioni di normativa sul progetto. Con molti controventi in pianta l'applicazione del capacity design determina strutture inutilmente sovradimensionate.
- L'aumento del numero di piani determina un'amplificazione della forza sismica di progetto, che in alcuni casi può portare a delle richieste di resistenza per gli elementi non dissipativi non compatibili con quelle ottenibili con profili commerciali.

A valle di un confronto tra i diversi criteri di modellazione per le diagonali del controvento, sono state eseguite analisi statiche non lineari volte ad indagare la risposta non lineare dei controventi progettati.

Le analisi statiche non lineari dei controventi progettati con l'approccio proposto hanno evidenziato una notevole riduzione della sovrarresistenza globale della mensola rispetto agli omologhi casi progettati con l'EC8 pur garantendo livelli di duttilità confrontabili con quelli delle soluzioni EC8. La riduzione di sovrarresistenza globale è tanto più marcata quanto maggiore è l'influenza delle limitazioni di normativa sul progetto condotto secondo l'EC8 (Y grandi).

Al fine di valutare al meglio le prestazioni sismiche dei controventi progettati con il P.A. sono state eseguite analisi dinamiche non lineari. Queste ultime sono state svolte solo per i casi più significativi di edifici a 3 e 6 piani. I risultati delle analisi, effettuate per tre diverse probabilità di superamento del sisma (50%/50anni; 10%/50anni e 2%/50anni), ed espressi in termini di: spostamento interpiano; richiesta di duttilità per elementi tesi; verifiche di resistenza per gli elementi non dissipativi (colonne) hanno mostrato quanto segue:

- In riferimento ad terremoto con probabilità di superamento di 50%/50anni, tutti i casi considerati mostrano un valore del drift interpiano minore del limite di 1%;
- In riferimento ad terremoto con probabilità di superamento di 10%/50anni e 2%/50anni, per entrambi gli approcci la richiesta di duttilità per gli elementi tesi non è mai maggiore del limite fissato dall'EC8;
- Con riferimento all'approccio proposto, e per gli stati limite precedentemente citati, si evidenziano richieste di duttilità per gli elementi tesi maggiori rispetto agli omologhi casi dell'EC8. Ciò nonostante, tali valori siano contenuti nei limiti fissati;
- Per tutti i casi considerati, sono soddisfatte le verifiche di resistenza per gli elementi non dissipativi;
- Globalmente le prestazioni sismiche dell'approccio proposto sono comparabili con quelle ottenibili con l'EC8.

Questi risultati appaiono certamente incoraggianti e indicano che l'approccio proposto può fornire soluzioni strutturali economiche ed efficienti. E' comunque necessario sottolineare che l'affidabilità dell'approccio proposto va ulteriormente indagata al fine di approfondire la correlazione tra la scelta del numero di diagonali da sacrificare in campo plastico e le prestazioni sismiche del controvento.

I risultati ottenuti applicando la procedura proposta ed il capacity design secondo l'EC8 sono stati confrontati da un punto di vista prestazionale con i risultati ottenuti sostituendo ai tradizionali controventi ad X dispositivi ad instabilità impedita.

Questi sono stati concepiti per risolvere il problema dell'instabilità globale dei controventi tradizionali che può portare ad una ridotta duttilità sotto carico ciclico. I controventi ad instabilità impedita BRB, sono composti da elementi portanti progettati in modo da evitare l'instabilità in compressione e da ottenere una risposta ottimale attraverso lo snervamento dell'elemento sia in trazione che in compressione.

Poiché la normativa europea EC8 non prevede l'utilizzo di tale tipologia strutturale, gli edifici oggetto di studio sono stati progettati secondo le indicazioni della FEMA 450 e dell' AISC 314.

Dal confronto tra le strutture a controventi tradizionali progettate con l'EC8 e il P.A. e le strutture con controventi ad instabilità impedita si osserva quanto segue:

- In termini di peso strutturale della singola mensola di controvento, le strutture con controventi ad instabilità impedita mostrano un peso strutturale minore rispetto a quello ottenuto con EC8 e P.A.;
- I vantaggi in termini di peso sono particolarmente evidenti negli edifici a sei e nove piani (in quest'ultimo caso confrontati solo con il P.A.)
- Con i BRB vi è una maggiore flessibilità nella progettazione che determina la possibilità di ottenere soluzioni progettuali anche laddove con EC8 e con P.A. è impossibile.

Per poter al meglio valutare le potenzialità delle strutture con controventi ad instabilità impedita, sono state effettuate analisi statiche non lineari. I risultati hanno dimostrato quanto segue.

- Per tutti i casi analizzati, e indipendentemente dal numero di controventi disposti in pianta, le strutture con BRB sono caratterizzate da bassi valori della sovrarresistenza globale;
- Tali strutture garantiscono valori della duttilità globale elevati e in molti casi maggiori di quelli ottenibili con i controventi concentrici tradizionali progettati con l'EC8.

- L'elevata duttilità globale è garantita dallo snervamento pressoché contemporaneo di tutte le diagonali che assicura un'uniforme distribuzione delle richieste plastiche in elevazione.

Le suddette considerazioni, unitamente alla semplicità di costruzione che le contraddistingue, pongono le strutture con BRB come una valida alternativa alle tradizionali strutture controventate. Sebbene queste ultime siano caratterizzate anch'esse da indiscussi vantaggi tecnologici di costruzione, in alcuni casi risultano poco economiche e poco versatili.

Conclusioni

BIBLIOGRAFIA:

- [1] Eurocode 8 (EC8). Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, UNI ENV 1998-1. March 2005.
- [2] D.M. 14 Gennaio 2008, Nuove norme tecniche per le costruzioni (NTC '08),
- [3] ANSI/AISC 341-05 (2005). Seismic provisions for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, Illinois.
- [4] FEMA 450 (2004). 2003 NEHRP Recommended Provision for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1:Provisions, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.(FEMA Publication No.450) .
- [5] I.D. Aiken, S.A. Mah In, S. A., P. Uriz, Large-scale testing of buckling-restrained braced frames, Proceedings of Japan Passive Control Symposium, Tokyo Institute of Technology, Japan, 2002.
- [6] M. Bruneau, C.M. Uang, A. Whittaker, Ductile Design of Steel Structures, McGraw- Hill, 1998
- [7] P. Clark, I. Aiken, K. Kasai, E. Ko, I. Kimura, Design procedures for buildings incorporating hysteretic damping devices, Proceedings of 69th Annual Convention, SEAOC, Sacramento, USA, 1999.
- [8] A.S. Christopoulos, Improved seismic performance of BRBFs. MSc thesis. Seattle, University of Washington, 2005.
- [9] M. D'Aniello, G. Della Corte, F.M. Mazzolani, Un controvento speciale ad instabilità impedita per il consolidamento sismico di edifici esistenti in c.a., Costruzioni metalliche, vol. LVI, No. 1, 2009.
- [10] A. De Luca, C. Faella, E. Mele, Advanced inelastic analysis: numerical results and design guidelines for rigid and semirigid sway frames. Plastic hinge based methods for advanced analysis and design of steel frames – an assessment of the state of the art, Eds. White and Chen (1993).

- [11] A. De Luca, E. Grande, & E. Mele. New trends in the seismic design of concentric braced frames, *Costruzioni Metalliche* 3 (2006), 40-52.
- [12] A. De Luca, E. Grande, & E. Mele. Implications of Code Provisions in the Seismic Design of Concentric Braced Frames, *STESSA* (2006), 855-861.
- [13] A.Y. Elghazouli. Seismic design procedures for concentrically braced frame, *Structures & Buildings* 156 Issue SB4, (2003), 381-393.
- [14] A.Y. Elghazouli. Assessment of European seismic design procedures for steel framed structures, *Bull Earthquake Engineering* (2010), Vol:8, 65-89.
- [15] L.A. Fahnestock, J.M. Ricles, R. Sause, Experimental evaluation of a large-scale buckling-restrained braced frame, *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 133 (2007).
- [16] M. T. Giugliano, A. Longo, R. Montuori & V. Piluso. Seismic reliability of traditional and innovative concentrically braced frames, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* (2011).
- [17] E. Grande, G. Brandonisio, A. De Luca, E. Mele, Riflessioni sulla progettazione sismica di controventi concentrici, XXI Convegno CTA - 1-3 ottobre 2007 – Catania
- [18] H. Gugerli, S. C. Goel, Inelastic cyclic behaviour of steel bracing members, Report n. UMEM 82R1, (1982) Univ. of Michigan.
- [19] M. Iwata, M. Murai, Buckling-restrained brace using steel mortar planks: performance evaluation as a hysteretic damper, *Earthq. Eng Struct. Dyn.* 2006,35:1807-26
- [20] M. Iwata, T. Kato, A. Wada, Buckling-restrained braces as hysteretic dampers, Proceedings of STESSA 2000, Montreal, Quebec, 21–24 Aug. 2000.
- [21] I. F. Khatib, S. A. Mahin, K. S. Pister, Seismic behaviour of concentrically braced steel frames, Report UCB/EERC-88/01, (1988) Earthquake Engineering Research Centre, Un. of California, Berkeley, CA.
- [22] S. Kiggins, C.M. Uang, Reducing residual drift of buckling-restrained braced frames as a dual system, *Engineering Structures*, 28 (2006).
- [23] J. Kim, H. Choi, Behavior and design of structures with buckling-restrained braces, *Engineering Structures* 26 (2004) 693–706.
- [24] K. Kimura, K. Yoshioka, T. Takeda, Z. Fukuya, K. Takemoto, Tests on braces encased by mortar in-filled steel tubes. Summaries of technical

- papers of annual meeting, Architectural Institute of Japan; 1976. p. 1041–2.
- [25] S. Mahin, P. Uriz, I. Aiken, C. Field, E. Ko, Seismic performance of buckling restrained braced frame systems - 13th World Conference on Earthquake Engineering , Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004 , Paper No. 1681
- [26] Y. Maeda, H. Nakamura, T. Takeuchi, Y. Nakata, M. Iwata, A.Wada, Fatigue properties of practical-scale unbonded braces: Parts 1 and 2, Summaries of technical papers of annual meeting, vol. III. Architectural Institute of Japan, Structural Engineering Section; 1999.
- [27] C. Malaga-Chuquitaype, A.Y. Elghazouli Consideration of seismic demand in the design of braced frames, *Steel Construction* (2011), Vol:4, 65-72.
- [28] E.M: Marino, Previsione della risposta sismica e collasso di telai con controventi concentrici, Anidis, Bologna (2009)
- [29] E.M. Marino, Effectiveness of a design, method for chevron braces based on the ultimate lateral strength, *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland. (2006)
- [30] E. M. Marino, M. Nakashima, Seismic performance and new design procedure for chevron-braces frames, *Earthquake engineering and structural dynamics*,35:433-452 (2006)
- [31] F.M. Mazzolani, R. Landolfo, G.Della Corte, B. Faggiano, Edifici con struttura di acciaio in zona sismica, IUSS PRESS, 2006
- [32] S. Merritt, C.M. Uang, G. Benzoni, Subassemblage testing of corebrace buckling-restrained braces, Report No. TR-2003/01, University of California, San Diego, USA, 2003.
- [33] S. Merritt, C.M. Uang, G. Benzoni, Subassemblage testing of star seismic buckling-restrained braces, Report No. TR-2003/04, University of California, San Diego, USA, 2003.
- [34] S. Mochizuki, Y. Murata, N. Andou, S. Takahashi, Experimental study on buckling of unbonded braces under axial forces: Parts 1 and 2, Summaries of technical papers of annual meeting, Architectural Institute of Japan; 1979. p. 1623–6.
- [35] T. Nagao, K. Mikuriya, S. Takahashi, S. Yuki, An experimental study on the elasto-plastic behavior of unbonded composite bracing (part 5–7). Summaries of technical papers of annual meeting, vol. II. Architectural Institute of Japan, Structural Engineering Section; 1989. p. 1501–6.

- [36] M.Paz, International handbook of earthquake engineering: codes, programs, and examples, Chapman & Hall New York 1994
- [37] L. Petrini, R. Pinho, G.M. Calvi, Criteri di progettazione antisismica degli edifici, IUSS PRESS 2004
- [38] P. Romero, L.D. Reaveley, P.J. Miller, T. Okahashi, Full scale testing of wc series buckling-restrained braces – final report, May 15, 2007
- [39] R. Sabelli, S. Mahin, C. Chang, Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces, Engineering Structures, vol. 25(5), 2003.
- [40] X. Tang, S. C. Goel, Seismic analysis and design considerations of concentrically braced steel structures, Report n. UMCE 87-4, (1987) Univ. of Michigan.
- [41] M. Torenò, G. Brandonisio, E. Grande, E. Mele, A. De Luca. L'approccio del capacity design per i controventi concentrici ad x: (parte 1) valutazione e miglioramento, XXIII CTA 2011, Lacco Ameno, Italy
- [42] M.Torenò, G. Brandonisio, E. Grande, E. Mele, A. De Luca. L'approccio del capacity design per i controventi concentrici ad x: (parte 2) applicazione ad alcuni casi di studio, XXIII CTA 2011, Lacco Ameno, Italy
- [43] R. Tremblay, Inelastic seismic response of steel bracing members, Journal of Constructional Steel Research, vol.58, 2002
- [44] R. Tremblay, N. Robert, Seismic Design of Low-and Medium-rise chevron braced steel frames, Can. Civil Eng.,vol.27, 2000
- [45] R. Tremblay, Innovative braced frame steel structures for seismic resistance. ANIDIS conference (2007) Pisa, Italy.
- [46] R. Tremblay, Influence of slenderness on the seismic response of concentrically braced steel frames, Stessa, (2000) pp. 527-534.
- [47] R. Tremblay, Seismic performance of low-and medium-rise chevron braced frames, NRC Research Press Web site; 699-714 (2001).
- [48] R. Tremblay., "Incremental dynamic analysis of multi-storey concentrically braced steel frames", Stessa (2009) London, Taylor & Francis Group; 359-366
- [49] K.C. Tsai, P.C. Hsiao, Pseudodynamic test of a full-scale CFT/BRB frame – Part I: Seismic performance of buckling-restrained braces and connections, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 37 (2008) .
- [50] K.C. Tsai, P.C. Hsiao, Pseudodynamic test of a full-scale CFT/BRB frame – Part II: Seismic performance of buckling-restrained braces and

connections, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37 (2008)

[51] K.C. Tsai, J.W. Lai, Y.C. Hwang, S.L. Lin, Y.T. Weng, Research and application of double-core buckling restrained braces in Taiwan, *Proceedings of the 13th World Conference on Earth -quake Engineering*, Canada, 2004.

[52] P. Uriz, P., F.C. Filippou and S.A. Mahin, "Model for Cyclic Inelastic Buckling of Steel Braces," *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, April 2008, Vol. 134, No. 4, pp. 619-628.

[53] Q. Xie, State of the art of buckling restrained braces in Asia, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 61, 2005, pp. 727–748.

[54] M. Wakabayashi, Behaviour of braces and braced frames under earthquake loading, *International Journal of Structures* 17 (1982), 49-70.

[55] M. Wakabayashi, T. Nakamura, A. Katagihara, H. Yogoyama, T. Morisono, Experimental study on the elastoplastic behavior of braces enclosed by precast concrete panels under horizontal cyclic loading - Parts 1 & 2. Summaries of technical papers of annual meeting, vol. 10. Architectural Institute of Japan, Structural Engineering Section; 1973. p. 1041–4.

[56] M. Wakabayashi, T. Nakamura, A. Katagihara, H. Yogoyama, T. Morisono, Experimental study on the elastoplastic behavior of braces enclosed by precast concrete panels under horizontal cyclic loading - Parts 1 & 2, Summaries of technical papers of annual meeting, vol. 6, Kinki Branch of the Architectural Institute of Japan; 1973. p. 121–8.

[57] G. Wenshui, Earthquake response of steel braces and braced steel frames, Thesis (Ph. D.)--California Institute of Technology, 1997.

[58] StarSeismic paper, Structural intelligence. Star Seismic North America, Africa & Asia (Corporate Headquarters) 6300 N Sagewood Dr, Suite H #511 Park City, UT 84098 t. +435-940-9222 www.starseismic.net ; brb@starseismic.net

[59] Simpson Gumpertz & Heger Inc. Comparative Seismic performance of Four Structural Systems and Assessment of Recent AISC BRB Test Requirements. San Francisco, CA, 2010

[60] StarSeismic Europe, Preliminary design of BRBF system - Use of equivalent force method; 2011. Enquiries from Europe and select markets in Central Asia, the Middle East and Africa: Star Seismic Europe Ltd. www.starseismic.eu Budapest, Hungary +36 30 630 3037

Bibliografia

General information: info@starseismic.eu. Design and engineering information: design@starseismic.eu

[61] A. Zona, A. Dall'Asta, Elastoplastic model for steel buckling restrained braces, *Journal of Constructional Steel Research* (2012) 118-125

[62] CSI 2000: SAP2000, User Manuals- Berkley, California, U.S.A.

A. APPENDICE 1: DIMENSIONAMENTO PER C.V.

In questa sezione si riporta la sintesi, in forma tabellare, dei risultati dei progetti degli edifici 3,6 e 9 piani per soli carichi verticali.

3 St. M6					
Livello	Travi				
	Secondarie	trasv. int.	trasv. bordo	long. int.	long. bordo
3	IPE 270	IPE 240	IPE 180	HE 260 B	HE 220 B
2	IPE 270	IPE 240	IPE 180	HE 260 B	HE 220 B
1	IPE 270	IPE 240	IPE 180	HE 260 B	HE 220 B
Livello	Colonne				
	D'angolo	Perimetrali	Interne		
3	HE 100 A	HE 120 A	HE 140 A		
2	HE 120 A	HE 160 A	HE 180 A		
1	HE 140 A	HE 180 A	HE 220 A		

Tabella A.1 Riepilogo sezioni per c.v. – Edificio 3St.M6

6 St. M6					
Livello	Travi				
	Secondarie	trasv. int.	trasv. bordo	long. int.	long. bordo
6	IPE 270	IPE 240	IPE 180	HE 260 B	HE 220 B
5	IPE 270	IPE 240	IPE 180	HE 260 B	HE 220 B
4	IPE 270	IPE 240	IPE 180	HE 260 B	HE 220 B
3	IPE 270	IPE 240	IPE 180	HE 260 B	HE 220 B
2	IPE 270	IPE 240	IPE 180	HE 260 B	HE 220 B
1	IPE 270	IPE 240	IPE 180	HE 260 B	HE 220 B
Livello	Colonne				
	D'angolo	Perimetrali	Interne		
6	HE 120 A	HE 140 B	HE 160 B		
5	HE 120 A	HE 140 B	HE 160 B		
4	HE 140 B	HE 160 B	HE 200 B		
3	HE 140 B	HE 160 B	HE 200 B		
2	HE 160 B	HE 200 B	HE 240 B		
1	HE 160 B	HE 200 B	HE 240 B		

Tabella A.2 Riepilogo sezioni per c.v. – Edificio 6St.M6

9 St. M6					
Livello	Travi				
	Secondarie	trasv. int.	trasv. bordo	long. int.	long. bordo
9	IPE 270	IPE 240	IPE 180	HE 260 B	HE 220 B
8	IPE 270	IPE 240	IPE 180	HE 260 B	HE 220 B
7	IPE 270	IPE 240	IPE 180	HE 260 B	HE 220 B
6	IPE 270	IPE 240	IPE 180	HE 260 B	HE 220 B
5	IPE 270	IPE 240	IPE 180	HE 260 B	HE 220 B
4	IPE 270	IPE 240	IPE 180	HE 260 B	HE 220 B
3	IPE 270	IPE 240	IPE 180	HE 260 B	HE 220 B
2	IPE 270	IPE 240	IPE 180	HE 260 B	HE 220 B
1	IPE 270	IPE 240	IPE 180	HE 260 B	HE 220 B

Livello	Colonne		
	D'angolo	Perimetrali	Interne
9	HE 140 A	HE 180 A	HE 220 A
8	HE 140 A	HE 180 A	HE 220 A
7	HE 140 A	HE 180 A	HE 220 A
6	HE 180 A	HE 220 A	HE 260 A
5	HE 180 A	HE 220 A	HE 260 A
4	HE 180 A	HE 220 A	HE 260 A
3	HE 200 A	HE 240 A	HE 320 A
2	HE 200 A	HE 240 A	HE 320 A
1	HE 200 A	HE 240 A	HE 320 A

Tabella A.3 Riepilogo sezioni per c.v. – Edificio 9St.M6

3 St. M9					
Livello	Travi				
	Secondarie	trasv. int.	trasv. bordo	long. int.	long. bordo
3	IPE O 400	IPE 400	IPE 300	HE 450 B	HE 340 B
2	IPE O 400	IPE 400	IPE 300	HE 450 B	HE 340 B
1	IPE O 400	IPE 400	IPE 300	HE 450 B	HE 340 B

Livello	Colonne		
	D'angolo	Perimetrali	Interne
3	HE 160 B	HE 200 B	HE 240 B
2	HE 160 B	HE 200 B	HE 240 B
1	HE 160 B	HE 200 B	HE 240 B

Tabella A.4 Riepilogo sezioni per c.v. – Edificio 3St.M9

6 St. M9					
Livello	Travi				
	Secondarie	trasv. int.	trasv. bordo	long. int.	long. bordo
6	IPE O 400	IPE 400	IPE 300	HE 450 B	HE 340 B
5	IPE O 400	IPE 400	IPE 300	HE 450 B	HE 340 B
4	IPE O 400	IPE 400	IPE 300	HE 450 B	HE 340 B
3	IPE O 400	IPE 400	IPE 300	HE 450 B	HE 340 B
2	IPE O 400	IPE 400	IPE 300	HE 450 B	HE 340 B
1	IPE O 400	IPE 400	IPE 300	HE 450 B	HE 340 B

Livello	Colonne		
	D'angolo	Perimetrali	Interne
6	HE 140 B	HE 180 B	HE 200 B
5	HE 140 B	HE 180 B	HE 200 B
4	HE 180 B	HE 220 B	HE 280 B
3	HE 180 B	HE 220 B	HE 280 B
2	HE 200 B	HE 240 B	HE 360 B
1	HE 200 B	HE 240 B	HE 360 B

Tabella A.5 Riepilogo sezioni per c.v. – Edificio 6St.M9

9 St. M9					
Livello	Travi				
	Secondarie	trasv. int.	trasv. bordo	long. int.	long. bordo
9	IPE O 400	IPE 400	IPE 300	HE 450 B	HE 340 B
8	IPE O 400	IPE 400	IPE 300	HE 450 B	HE 340 B
7	IPE O 400	IPE 400	IPE 300	HE 450 B	HE 340 B
6	IPE O 400	IPE 400	IPE 300	HE 450 B	HE 340 B
5	IPE O 400	IPE 400	IPE 300	HE 450 B	HE 340 B
4	IPE O 400	IPE 400	IPE 300	HE 450 B	HE 340 B
3	IPE O 400	IPE 400	IPE 300	HE 450 B	HE 340 B
2	IPE O 400	IPE 400	IPE 300	HE 450 B	HE 340 B
1	IPE O 400	IPE 400	IPE 300	HE 450 B	HE 340 B

Livello	Colonne		
	D'angolo	Perimetrali	Interne
9-8-7	HE 160 B	HE 200 B	HE 240 B
6	HE 200 B	HE 240 B	HE 340 B
5	HE 200 B	HE 240 B	HE 340 B
4	HE 200 B	HE 240 B	HE 340 B
3	HE 220 B	HE 300 B	HE 550 B
2	HE 220 B	HE 300 B	HE 550 B
1	HE 220 B	HE 300 B	HE 550 B

Tabella A.6 Riepilogo sezioni per c.v. – Edificio 9St.M9

B. APPENDICE 2: X-CBF -PROGETTO E VERIFICA PER AZIONI SISMICHE

In questa sezione si riporta la sintesi, in forma tabellare, dei risultati dei progetti effettuati. Le tabelle fanno riferimento sia alle strutture dimensionate in accordo con l'EC8, il P.A. e l'approccio elastico.

3St.M6 - Y3 - D1									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	120 A	120 A	120 B	280 B	240 B	260 A	220 B	220 B	220 B
2	120 B	120 A	140 B	280 B	240 B	260 A	220 B	220 B	220 B
1	140 B	120 A	160 B	280 B	240 B	260 A	220 B	220 B	220 B

Tabella B.1 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y3 – D1

3St.M6 - Y4.5 - D1									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	120 A	120 A	140 B	280 B	240 B	260 B	220 B	220 B	220 B
2	120 B	120 A	180 B	280 B	240 B	260 B	220 B	220 B	220 B
1	140 B	120 A	200 B	280 B	240 B	260 B	220 B	220 B	220 B

Tabella B.2 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y4.5 – D1

3St.M6 - Y6.75 - D1									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	120 A	120 A	160 B	300 A	240 B	300 B	220 B	220 B	220 B
2	120 B	120 A	200 B	300 A	240 B	300 B	220 B	220 B	220 B
1	140 B	140 A	240 B	300 A	240 B	300 B	220 B	220 B	220 B

Tabella B.3 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y6.75 – D1

3St.M6 - Y9 - D1									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	120 A	120 A	200 B	300 A	300 A	360 B	220 B	220 B	220 B
2	120 B	120 B	260 B	300 A	300 A	360 B	220 B	220 B	240 B
1	140 B	160 A	300 B	300 A	300 A	360 B	220 B	220 B	240 B

Tabella B.4 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y9 – D1

3St.M6 - Y13.5 - D1									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	120 B	140 A	220 M	360 B	240 M	300 M	220 B	220 B	220 B
2	120 M	160 B	280 M	360 B	240 M	300 M	220 B	220 B	280 B
1	120 M	120 M	300 M	360 B	240 M	300 M	240 B	240 B	300 B

Tabella B.5 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y13.5 – D1

3St.M9 - Y2 - D1									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	160 A	160 A	120 B	300 B	280 B	260 B	340 B	340 B	340 B
2	160 B	160 A	140 B	300 B	280 B	260 B	340 B	340 B	340 B
1	180 B	160 A	160 B	300 B	280 B	260 B	340 B	340 B	340 B

Tabella B.6 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y2 – D1

3St.M9 - Y3 - D1									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	160 A	160 A	140 B	300 B	280 B	280 B	340 B	340 B	340 B
2	160 B	160 A	180 B	300 B	280 B	280 B	340 B	340 B	340 B
1	180 B	160 A	200 B	300 B	280 B	280 B	340 B	340 B	340 B

Tabella B.7 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y3 – D1

3St.M9 - Y4 - D1									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	160 A	160 A	160 B	300 B	280 B	320 B	340 B	300 B	400 A
2	160 B	160 A	200 B	300 B	280 B	320 B	340 B	300 B	400 A
1	180 B	160 A	240 B	300 B	280 B	320 B	340 B	300 B	400 A

Tabella B.8 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y4 – D1

3St.M9 - Y6 - D1									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	160 A	160 A	200 B	300 B	300 B	400 B	340 B	340 B	340 B
2	160 B	180 A	260 B	300 B	300 B	400 B	340 B	340 B	340 B
1	180 B	160 B	300 B	300 B	300 B	400 B	340 B	340 B	360 B

Tabella B.9 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y6 – D1

3St.M9 - Y12 - D1									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	160 B	160 B	220 M	500 B	550 B	900 M	450 B	450 B	450 B
2	160 M	160 M	280 M	500 B	550 B	900 M	450 B	450 B	450 M
1	180 M	180 M	300 M	500 B	550 B	900 M	450 B	450 B	450 M

Tabella B.10 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y12 – D1

6St.M6 - Y3 - D1									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	-	120 A	100 B	-	220 A	220 A	-	220 B	220 B
5	-	120 A	120 B	-	220 A	220 A	-	220 B	220 B
4	-	120 A	160 B	-	280 A	240 M	-	220 B	220 B
3	-	120 A	160 B	-	280 A	240 M	-	220 B	220 B
2	-	120 A	200 B	-	320 B	280 M	-	220 B	220 B
1	-	120 A	200 B	-	320 B	280 M	-	220 B	220 B

Tabella B.11 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y3 – D1

6St.M6 – Y4.5 – D1									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	-	120 A	140 A	-	220 A	240 A	-	220 B	220 B
5	-	120 A	160 B	-	220 A	240 A	-	220 B	220 B
4	-	120 A	200 B	-	300 A	260 M	-	220 B	220 B
3	-	140 A	220 B	-	300 A	260 M	-	220 B	220 B
2	-	120 B	220 B	-	400 B	340 M	-	220 B	240 B
1	-	160 A	160 M	-	400 B	340 M	-	220 B	240 B

Tabella B.12 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y4.5 – D1

6St.M6 – Y6.75 – D1									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	-	120 A	-	-	280 A	-	-	220 B	-
5	-	140 A	-	-	280 A	-	-	220 B	-
4	-	140 B	-	-	600 A	-	-	240 B	-
3	-	120 M	-	-	600 A	-	-	240 B	-
2	-	120 M	-	-	1000 M	-	-	260 B	-
1	-	120 M	-	-	1000 M	-	-	260 B	-

Tabella B.13 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y6.75 – D1

6St.M6 – Y9 – D1									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	-	120 A	-	-	260 A	-	-	220 B	-
5	-	160 A	-	-	260 A	-	-	220 B	-
4	-	160 B	-	-	280 M	-	-	220 B	-
3	-	120 M	-	-	280 M	-	-	240 B	-
2	-	120 M	-	-	900 M	-	-	260 B	-
1	-	140 M	-	-	900 M	-	-	260 B	-

Tabella B.14 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y9 – D1

6St.M9 – Y2 – D1									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	160 A	160 A	200 B	240 B	200 B	220 B	340 B	340 B	340 B
5	180 B	160 A	200 B	240 B	200 B	220 B	340 B	340 B	340 B
4	160 M	160 A	260 B	500 B	280 B	320 B	340 B	340 B	340 B
3	160 M	160 A	260 B	500 B	280 B	320 B	340 B	340 B	340 B
2	180 M	160 A	300 B	1000 M	400 B	500 B	360 B	340 B	360 B
1	180 M	160 A	300 B	1000 M	400 B	500 B	400 B	340 B	450 B

Tabella B.15 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y2 – D1

6St.M9 – Y3 – D1									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	160 A	160 A	120 M	240 B	200 B	260 B	340 B	340 B	340 B
5	180 B	160 A	180 M	240 B	200 B	260 B	340 B	340 B	340 B
4	160 M	160 A	220 M	500 B	300 B	500 B	340 B	340 B	340 B
3	160 M	180 A	240 M	500 B	300 B	500 B	340 B	340 B	340 B
2	180 M	160 B	240 M	1000 M	500 B	900 M	360 B	340 B	340 B
1	180 M	160 B	240 M	1000 M	500 B	900 M	400 B	340 B	340 B

Tabella B.16 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y3 – D1

6St.M9 – Y4 – D1									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	160 A	160 A	-	240 B	220 B	-	340 B	450 B	-
5	180 B	160 A	-	240 B	220 B	-	340 B	450 B	-
4	160 M	160 B	-	500 B	360 B	-	340 B	450 B	-
3	160 M	180 B	-	500 B	360 B	-	340 B	450 B	-
2	180 M	180 B	-	1000 M	700 B	-	360 B	450 B	-
1	180 M	180 B	-	1000 M	700 B	-	400 B	450 B	-

Tabella B.17 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y4 – D1

6St.M9 – Y6 – D1									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	160 A	160 A	-	240 B	240 B	-	340 B	340 B	-
5	180 B	160 B	-	240 B	240 B	-	340 B	340 B	-
4	160 M	200 B	-	500 B	500 B	-	340 B	360 B	-
3	160 M	220 B	-	500 B	500 B	-	340 B	360 B	-
2	180 M	220 B	-	1000 M	900 M	-	360 B	400 B	-
1	180 M	160 M	-	1000 M	900 M	-	400 B	400 B	-

Tabella B.18 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y6 – D1

9St.M6 - Y3 - D1									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
9	-	120 A	100 A	-	220 A	240 A	-	220 B	240 A
8	-	120 A	120 B	-	220 A	240 A	-	220 B	240 A
7	-	120 A	140 B	-	220 A	240 A	-	220 B	240 A
6	-	120 A	160 B	-	300 B	360 B	-	220 B	240 A
5	-	120 A	160 B	-	300 B	360 B	-	220 B	240 A
4	-	120 A	180 B	-	300 B	360 B	-	220 B	240 A
3	-	120 A	180 B	-	500 B	400 M	-	220 B	240 A
2	-	140 A	200 B	-	500 B	400 M	-	220 B	240 A
1	-	140 A	200 B	-	500 B	400 M	-	220 B	240 A

Tabella B.19 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M6 – Y3 – D1

9St.M6 – Y4.5 – D1									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
9	-	120 A	-	-	260 A	-	-	220 B	-
8	-	120 A	-	-	260 A	-	-	220 B	-
7	-	120 A	-	-	260 A	-	-	220 B	-
6	-	140 A	-	-	260 M	-	-	220 B	-
5	-	140 A	-	-	260 M	-	-	220 B	-
4	-	120 B	-	-	260 M	-	-	220 B	-
3	-	160 A	-	-	340 M	-	-	220 B	-
2	-	160 A	-	-	340 M	-	-	220 B	-
1	-	160 A	-	-	340 M	-	-	220 B	-

Tabella B.20 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M6 – Y4.5 – D1

9St.M9 – Y2 – D1									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
9	-	160 A	160 A	-	240 B	240 B	-	340 B	340 B
8	-	160 A	160 A	-	240 B	240 B	-	340 B	340 B
7	-	160 A	160 B	-	240 B	240 B	-	340 B	340 B
6	-	160 A	140 M	-	360 B	280 M	-	340 B	340 B
5	-	160 A	140 M	-	360 B	280 M	-	340 B	340 B
4	-	160 A	160 M	-	360 B	280 M	-	340 B	340 B
3	-	180 A	160 M	-	800 B	550 M	-	340 B	340 B
2	-	180 A	160 M	-	800 B	550 M	-	340 B	340 B
1	-	180 A	160 M	-	800 B	550 M	-	340 B	340 B

Tabella B.21 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M9 – Y2 – D1

9St.M9 – Y3 – D1									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
9	-	160 A	-	-	240 B	-	-	340 B	-
8	-	160 A	-	-	240 B	-	-	340 B	-
7	-	180 A	-	-	240 B	-	-	340 B	-
6	-	180 A	-	-	450 B	-	-	340 B	-
5	-	180 A	-	-	450 B	-	-	340 B	-
4	-	200 A	-	-	450 B	-	-	340 B	-
3	-	200 A	-	-	700 M	-	-	340 B	-
2	-	200 A	-	-	700 M	-	-	340 B	-
1	-	200 A	-	-	700 M	-	-	340 B	-

Tabella B.22 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M9 – Y3 – D1

3St.M6 - Y3 - D2									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	100 B	100 A	120 B	300 B	220 B	260 B	220 B	220 B	220 B
2	100 M	100 A	140 B	300 B	220 B	260 B	220 B	220 B	220 B
1	100 M	100 A	160 B	300 B	220 B	260 B	240 B	220 B	220 B

Tabella B.23 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y3 – D2

3St.M6 - Y4.5 - D2									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	100 B	100 A	140 B	300 B	240 B	300 B	220 B	220 B	220 B
2	100 M	120 A	180 B	300 B	240 B	300 B	220 B	220 B	220 B
1	100 M	140 A	200 B	300 B	240 B	300 B	240 B	220 B	240 B

Tabella B.24 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y4.5 – D2

3St.M6 - Y6.75 - D2									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	100 B	100 B	180 B	320 B	340 B	400 B	220 B	220 B	220 B
2	100 M	100 M	240 B	320 B	340 B	400 B	220 B	240 B	260 B
1	100 M	100 M	260 B	320 B	340 B	400 B	240 B	240 B	280 B

Tabella B.25 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y6.75 – D2

3St.M6 - Y9 - D2									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	-	140 A	200 B	-	320 B	550 B	-	220 B	180 M
2	-	100 M	280 B	-	320 B	550 B	-	240 B	220 M
1	-	120 M	320 B	-	320 B	550 B	-	240 B	240 M

Tabella B.26 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y9 – D2

3St.M6 - Y13.5 - D2									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	-	120 M	200 M	-	450 B	650 M	-	220 B	200 M
2	-	140 M	240 M	-	450 B	650 M	-	280 B	240 M
1	-	160 M	280 M	-	450 B	650 M	-	300 B	260 M

Tabella B.27 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y13.5 – D2

3St.M9 - Y2 - D2									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	140 A	140 A	140 B	280 B	260 B	280 B	340 B	340 B	340 B
2	140 B	140 A	180 B	280 B	260 B	280 B	340 B	340 B	340 B
1	160 B	140 A	200 B	280 B	260 B	280 B	340 B	340 B	340 B

Tabella B.28 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y2 – D2

3St.M9 - Y3 - D2									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	140 A	140 A	160 B	280 B	280 B	320 B	340 B	340 B	340 B
2	140 B	160 A	220 B	280 B	280 B	320 B	340 B	340 B	340 B
1	160 B	140 B	240 B	280 B	280 B	320 B	340 B	340 B	340 B

Tabella B.29 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y3 – D2

3St.M6 - Y4 - D2									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	140 A	140 A	200 B	280 B	300 B	400 B	340 B	340 B	340 B
2	160 B	180 A	220 M	280 B	300 B	400 B	340 B	340 B	360 B
1	160 B	160 B	220 M	280 B	300 B	400 B	340 B	340 B	400 B

Tabella B.30 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y4 – D2

3St.M9 - Y6 - D2									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	140 B	140 B	240 B	320 B	340 B	320 M	340 B	340 B	340 B
2	120 M	120 M	260 M	320 B	340 B	300 M	340 B	340 B	340 M
1	140 M	140 M	260 M	320 B	340 B	300 M	340 B	360 B	340 M

Tabella B.31 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y6 – D2

3St.M9 - Y12 - D2									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	-	160 M	-	-	650 M	-	-	500 B	-
2	-	220 M	-	-	650 M	-	-	400 M	-
1	-	240 M	-	-	650 M	-	-	500 M	-

Tabella B.32 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y12 – D2

6St.M6 - Y3 - D2									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	-	100 A	120 B	-	220 A	240 A	-	220 B	220 B
5	-	100 A	160 B	-	220 A	240 A	-	220 B	220 B
4	-	120 A	200 B	-	320 A	240 M	-	220 B	220 B
3	-	140 A	220 B	-	320 A	240 M	-	220 B	240 B
2	-	120 B	220 B	-	400 B	300 M	-	220 B	240 B
1	-	140 B	240 B	-	400 B	300 M	-	220 B	260 B

Tabella B.33 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y3 – D2

6St.M6 – Y4.5 – D2									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	-	100 A	-	-	240 A	-	-	220 B	-
5	-	140 A	-	-	240 A	-	-	220 B	-
4	-	140 B	-	-	320 B	-	-	220 B	-
3	-	100 M	-	-	320 B	-	-	240 B	-
2	-	100 M	-	-	650 B	-	-	240 B	-
1	-	100 M	-	-	650 B	-	-	240 B	-

Tabella B.34 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y4.5 – D2

6St.M6 – Y6.75 – D2									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	-	120 A	-	-	240 B	-	-	220 B	-
5	-	140 B	-	-	240 B	-	-	220 B	-
4	-	120 M	-	-	280 M	-	-	200 M	-
3	-	140 M	-	-	280 M	-	-	200 M	-
2	-	140 M	-	-	900 M	-	-	220 M	-
1	-	140 M	-	-	900 M	-	-	220 M	-

Tabella B.35 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y6.75 – D2

6St.M9 – Y2 – D2									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	-	140 A	200 B	-	200 B	320 A	-	340 B	340 B
5	-	140 A	200 B	-	200 B	320 A	-	340 B	340 B
4	-	160 A	260 B	-	300 B	400 B	-	340 B	340 B
3	-	180 A	260 B	-	300 B	400 B	-	340 B	340 B
2	-	160 B	300 B	-	500 B	400 M	-	340 B	360 B
1	-	160 B	300 B	-	500 B	400 M	-	340 B	400 B

Tabella B.36 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y2 – D2

6St.M9 – Y3 – D2									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	-	140 A	-	-	220 B	-	-	340 B	-
5	-	160 A	-	-	220 B	-	-	340 B	-
4	-	160 B	-	-	360 B	-	-	340 B	-
3	-	180 B	-	-	360 B	-	-	340 B	-
2	-	140 M	-	-	800 B	-	-	360 B	-
1	-	140 M	-	-	800 B	-	-	360 B	-

Tabella B.37 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y3 – D2

6St.M9 – Y4, Y6, Y12 – D2									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabella B.38 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y4, Y6, Y12 – D2

9St.M6 - Y3 – D2									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
9	-	100 A	-	-	240 A	-	-	220 B	-
8	-	100 A	-	-	240 A	-	-	220 B	-
7	-	100 A	-	-	240 A	-	-	220 B	-
6	-	100 B	-	-	260 M	-	-	220 B	-
5	-	140 A	-	-	240 M	-	-	220 B	-
4	-	120 B	-	-	240 M	-	-	220 B	-
3	-	140 B	-	-	320 M	-	-	220 B	-
2	-	140 B	-	-	320 M	-	-	220 B	-
1	-	140 B	-	-	320 M	-	-	220 B	-

Tabella B.39 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M6 – Y3 – D2

9St.M9 – Y2 – D2									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
9	-	140 A	-	-	240 B	-	-	340 B	-
8	-	140 A	-	-	240 B	-	-	340 B	-
7	-	140 A	-	-	240 B	-	-	340 B	-
6	-	160 A	-	-	500 B	-	-	340 B	-
5	-	140 B	-	-	500 B	-	-	340 B	-
4	-	160 B	-	-	500 B	-	-	340 B	-
3	-	160 B	-	-	800 M	-	-	340 B	-
2	-	160 B	-	-	800 M	-	-	340 B	-
1	-	160 B	-	-	800 M	-	-	340 B	-

Tabella B.40 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M9 – Y2 – D2

9St.M9 – Y3 – D2									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
9	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabella B.41 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M9 – Y3 – D2

3St.M6 - Y3 – D3									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	100 B	100 A	120 B	260 B	200 B	220 B	220 B	220 B	220 B
2	100 M	100 A	140 B	260 B	200 B	220 B	220 B	220 B	220 B
1	100 M	100 A	160 B	260 B	200 B	220 B	240 B	220 B	220 B

Tabella B.42 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y3 – D3

3St.M6 - Y4.5 – D3									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	100 B	100 A	140 B	260 B	220 B	260 B	220 B	220 B	220 B
2	100 M	120 A	180 B	260 B	220 B	260 B	220 B	220 B	220 B
1	100 M	140 A	200 B	260 B	220 B	260 B	220 B	220 B	220 B

Tabella B.43 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y4.5 – D3

3St.M6 - Y6.75 – D3									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	100 B	100 B	180 B	260 B	280 B	300 B	220 B	220 B	220 B
2	100 M	100 M	240 B	260 B	280 B	300 B	220 B	220 B	220 B
1	100 M	100 M	260 B	260 B	280 B	300 B	220 B	220 B	220 B

Tabella B.44 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y6.75 – D3

3St.M6 - Y9 – D3									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	-	140 A	200 B	-	280 B	360 B	-	220 B	220 B
2	-	100 M	280 B	-	280 B	360 B	-	220 B	240 B
1	-	120 M	320 B	-	280 B	360 B	-	220 B	240 B

Tabella B.45 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y9 – D3

3St.M6 - Y13.5 – D3									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	-	120 M	200 M	-	450 B	300 M	-	220 B	220 B
2	-	140 M	240 M	-	450 B	300 M	-	240 B	280 B
1	-	160 M	280 M	-	450 B	300 M	-	260 B	300 B

Tabella B.46 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y13.5 – D3

3St.M9 - Y2 - D3									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	140 A	140 A	140 B	240 B	220 B	240 B	340 B	340 B	340 B
2	140 B	140 A	180 B	240 B	220 B	240 B	340 B	340 B	340 B
1	160 B	140 A	200 B	240 B	220 B	240 B	340 B	340 B	340 B

Tabella B.47 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y2 – D3

3St.M9 - Y3 - D3									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	140 A	140 A	160 B	240 B	240 B	280 B	340 B	340 B	340 B
2	140 B	160 A	220 B	240 B	240 B	280 B	340 B	340 B	340 B
1	160 B	140 B	240 B	240 B	240 B	280 B	340 B	340 B	340 B

Tabella B.48 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y3 – D3

3St.M6 - Y4 - D3									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	140 A	140 A	200 B	240 B	260 B	300 B	340 B	340 B	340 B
2	160 B	180 A	220 M	240 B	260 B	300 B	340 B	340 B	360 B
1	160 B	160 B	220 M	240 B	260 B	300 B	340 B	340 B	400 B

Tabella B.49 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y4 – D3

3St.M9 - Y6 - D3									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	140 B	140 B	240 B	280 B	280 B	260 M	340 B	340 B	340 B
2	120 M	120 M	260 M	280 B	280 B	260 M	340 B	340 B	340 B
1	140 M	140 M	260 M	280 B	280 B	260 M	340 B	360 B	360 B

Tabella B.50 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y6 – D3

3St.M9 - Y12 - D3									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	-	160 M	-	-	300 M	-	-	450 B	-
2	-	220 M	-	-	300 M	-	-	450 B	-
1	-	240 M	-	-	300 M	-	-	500 B	-

Tabella B.51 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y12 – D3

6St.M6 - Y3 - D3									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	-	100 A	120 B	-	200 A	240 A	-	220 B	220 B
5	-	100 A	160 B	-	200 A	240 A	-	220 B	220 B
4	-	120 A	200 B	-	240 B	240 M	-	220 B	220 B
3	-	140 A	220 B	-	240 B	240 M	-	220 B	240 B
2	-	120 B	220 B	-	300 B	300 M	-	220 B	240 B
1	-	140 B	240 B	-	300 B	300 M	-	220 B	260 B

Tabella B.52 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y3 – D3

6St.M6 – Y4.5 – D3									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	-	100 A	-	-	220 A	-	-	220 B	-
5	-	140 A	-	-	220 A	-	-	220 B	-
4	-	140 B	-	-	280 B	-	-	220 B	-
3	-	100 M	-	-	280 B	-	-	220 B	-
2	-	100 M	-	-	400 B	-	-	220 B	-
1	-	100 M	-	-	400 B	-	-	220 B	-

Tabella B.53 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y4.5 – D3

6St.M6 – Y6.75 – D3									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	-	120 A	-	-	240 A	-	-	220 B	-
5	-	140 B	-	-	240 A	-	-	220 B	-
4	-	120 M	-	-	240 M	-	-	220 B	-
3	-	140 M	-	-	240 M	-	-	220 B	-
2	-	140 M	-	-	300 M	-	-	220 B	-
1	-	140 M	-	-	300 M	-	-	240 B	-

Tabella B.54 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y6.75 – D3

6St.M6 – Y9 – D3 NESSUNA SOLUZIONE PER Y13.5 (EC8/PA/EL)									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	-	120 B	-	-	260 A	-	-	220 B	-
5	-	180 B	-	-	260 A	-	-	240 B	-
4	-	140 M	-	-	280 M	-	-	280 B	-
3	-	160 M	-	-	280 M	-	-	300 B	-
2	-	180 M	-	-	700 M	-	-	320 B	-
1	-	180 M	-	-	700 M	-	-	340 B	-

Tabella B.55 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y9 – D3

6St.M9 – Y2 – D3									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	-	140 A	200 B	-	180 B	320 A	-	340 B	340 B
5	-	140 A	200 B	-	180 B	320 A	-	340 B	340 B
4	-	160 A	260 B	-	260 B	400 B	-	340 B	340 B
3	-	180 A	260 B	-	260 B	400 B	-	340 B	340 B
2	-	160 B	300 B	-	360 B	400 M	-	340 B	360 B
1	-	160 B	300 B	-	360 B	400 M	-	340 B	400 B

Tabella B.56 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y2 – D3

6St.M9 – Y3 – D3									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	-	140 A	-	-	200 B	-	-	340 B	-
5	-	160 A	-	-	200 B	-	-	340 B	-
4	-	160 B	-	-	300 B	-	-	340 B	-
3	-	180 B	-	-	300 B	-	-	340 B	-
2	-	140 M	-	-	450 B	-	-	340 B	-
1	-	140 M	-	-	450 B	-	-	340 B	-

Tabella B.57 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y3 – D3

6St.M9 – Y4 – D3									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	-	140 A	-	-	220 B	-	-	450 B	-
5	-	160 B	-	-	220 B	-	-	450 B	-
4	-	140 M	-	-	340 B	-	-	450 B	-
3	-	160 M	-	-	340 B	-	-	450 B	-
2	-	160 M	-	-	650 B	-	-	450 B	-
1	-	160 M	-	-	650 B	-	-	450 B	-

Tabella B.58 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y4 – D3

9St.M6 - Y3 - D3									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
9	-	100 A	-	-	220 A	-	-	220 B	-
8	-	100 A	-	-	220 A	-	-	220 B	-
7	-	100 A	-	-	220 A	-	-	220 B	-
6	-	100 B	-	-	300 B	-	-	220 B	-
5	-	140 A	-	-	300 B	-	-	220 B	-
4	-	120 B	-	-	300 B	-	-	220 B	-
3	-	140 B	-	-	500 B	-	-	220 B	-
2	-	140 B	-	-	500 B	-	-	220 B	-
1	-	140 B	-	-	500 B	-	-	220 B	-

Tabella B.59 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M6 – Y3 – D3

9St.M6 – Y4.5 – D3									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
9	-	100 A	-	-	260 A	-	-	220 B	-
8	-	100 B	-	-	260 A	-	-	220 B	-
7	-	120 B	-	-	260 A	-	-	220 B	-
6	-	140 B	-	-	260 M	-	-	220 B	-
5	-	100 M	-	-	260 M	-	-	220 B	-
4	-	100 M	-	-	260 M	-	-	220 B	-
3	-	120 M	-	-	340 M	-	-	220 B	-
2	-	120 M	-	-	340 M	-	-	220 B	-
1	-	120 M	-	-	340 M	-	-	220 B	-

Tabella B.60 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M6 – Y4.5 – D3

9St.M9 – Y2 – D3									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
9	-	140 A	-	-	220 B	-	-	340 B	-
8	-	140 A	-	-	220 B	-	-	340 B	-
7	-	140 A	-	-	220 B	-	-	340 B	-
6	-	160 A	-	-	340 B	-	-	340 B	-
5	-	140 B	-	-	340 B	-	-	340 B	-
4	-	160 B	-	-	340 B	-	-	340 B	-
3	-	160 B	-	-	650 B	-	-	340 B	-
2	-	160 B	-	-	650 B	-	-	340 B	-
1	-	160 B	-	-	650 B	-	-	340 B	-

Tabella B.61 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M9 – Y2 – D3

9St.M9 – Y3 – D3									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
9	-	140 A	-	-	240 B	-	-	340 B	-
8	-	140 A	-	-	240 B	-	-	340 B	-
7	-	140 B	-	-	240 B	-	-	340 B	-
6	-	160 B	-	-	450 B	-	-	340 B	-
5	-	120 M	-	-	450 B	-	-	340 B	-
4	-	140 M	-	-	450 B	-	-	340 B	-
3	-	140 M	-	-	700 M	-	-	340 B	-
2	-	140 M	-	-	700 M	-	-	340 B	-
1	-	140 M	-	-	700 M	-	-	340 B	-

Tabella B.62 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M9 – Y3 – D3

3St.M6 - Y3 - D4									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	100 A	100 A	120 B	220 B	200 B	220 B	220 B	220 B	220 B
2	100 B	100 A	140 B	220 B	200 B	220 B	220 B	220 B	220 B
1	120 B	100 A	160 B	220 B	200 B	220 B	220 B	220 B	220 B

Tabella B.63 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y3 – D4

3St.M6 - Y4.5 - D4									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	100 A	100 A	140 B	220 B	220 B	260 B	220 B	220 B	220 B
2	100 B	120 A	180 B	220 B	220 B	260 B	220 B	220 B	220 B
1	120 B	120 A	200 B	220 B	220 B	260 B	220 B	220 B	220 B

Tabella B.64 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y4.5 – D4

3St.M6 - Y6.75 - D4									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	100 B	100 B	180 B	240 B	260 B	300 B	220 B	220 B	220 B
2	120 B	140 A	240 B	240 B	260 B	300 B	220 B	220 B	220 B
1	120 B	140 A	260 B	240 B	260 B	300 B	220 B	220 B	220 B

Tabella B.65 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y6.75 – D4

3St.M6 - Y9 - D4									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	120 A	120 A	200 B	260 B	260 B	360 B	220 B	220 B	220 B
2	120 B	140 B	280 B	260 B	260 B	360 B	220 B	220 B	240 B
1	140 B	160 A	320 B	260 B	260 B	360 B	220 B	220 B	240 B

Tabella B.66 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y9 – D4

3St.M6 - Y13.5 - D4									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	120 B	140 A	200 M	360 B	360 B	300 M	220 B	220 B	220 B
2	120 M	160 B	240 M	360 B	360 B	300 M	220 B	220 B	280 B
1	120 M	120 M	280 M	360 B	360 B	300 M	240 B	240 B	300 B

Tabella B.67 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y13.5 – D4

3St.M9 - Y2 - D4									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	140 A	140 A	120 B	240 B	220 B	260 B	340 B	340 B	340 B
2	140 B	140 A	140 B	240 B	220 B	260 B	340 B	340 B	340 B
1	160 B	140 A	160 B	240 B	220 B	260 B	340 B	340 B	340 B

Tabella B.68 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y2 – D4

3St.M9 – Y4 – D4									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	140 A	140 A	140 B	240 B	240 B	280 B	340 B	340 B	340 B
2	140 B	160 A	180 B	240 B	240 B	280 B	340 B	340 B	340 B
1	160 B	140 B	200 B	240 B	240 B	280 B	340 B	340 B	340 B

Tabella B.69 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y3 – D4

3St.M6 - Y4 – D4									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	140 A	140 A	160 B	240 B	240 B	320 B	340 B	340 B	340 B
2	160 B	180 A	200 B	240 B	240 B	320 B	340 B	340 B	340 B
1	160 B	160 B	240 B	240 B	240 B	320 B	340 B	340 B	340 B

Tabella B.70 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y4 – D4

3St.M9 - Y6 – D4									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	140 B	160 A	200 B	280 B	280 B	400 B	340 B	340 B	340 B
2	120 M	180 A	260 B	280 B	280 B	400 B	340 B	340 B	340 B
1	140 M	160 B	300 B	280 B	280 B	400 B	340 B	340 B	360 B

Tabella B.71 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y6 – D4

3St.M9 - Y12 – D4									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	140 M	140 M	220 M	500 B	500 B	900 M	450 B	450 B	450 B
2	160 M	180 M	280 M	500 B	500 B	900 M	450 B	450 B	450 M
1	180 M	180 M	300 M	500 B	500 B	900 M	450 B	450 B	450 M

Tabella B.72 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y12 – D4

6St.M6 - Y3 - D4									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	100 A	100 A	120 B	220 A	200 A	220 A	220 B	220 B	220 B
5	120 A	100 A	160 B	220 A	200 A	220 A	220 B	220 B	220 B
4	120 B	120 A	200 B	220 M	240 B	240 M	220 B	220 B	220 B
3	120 B	140 A	220 B	220 M	240 B	240 M	220 B	220 B	220 B
2	140 B	120 B	220 B	260 M	300 B	280 M	220 B	220 B	220 B
1	140 B	140 A	240 B	260 M	300 B	280 M	220 B	220 B	220 B

Tabella B.73 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y3 – D4

6St.M6 – Y4.5 – D4									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	100 A	100 A	140 B	220 A	220 A	240 A	220 B	220 B	220 B
5	120 A	120 A	200 B	220 A	220 A	240 A	220 B	220 B	220 B
4	120 B	120 B	240 B	320 A	260 B	260 M	220 B	220 B	220 B
3	120 B	140 A	280 B	320 A	260 B	260 M	220 B	220 B	220 B
2	140 B	120 B	300 B	500 A	360 B	340 M	220 B	220 B	240 B
1	140 B	100 M	300 B	500 A	360 B	340 M	220 B	220 B	240 B

Tabella B.74 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y4.5 – D4

6St.M6 – Y6.75 – D4									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	-	120 A	-	-	240 A	-	-	220 B	-
5	-	140 A	-	-	240 A	-	-	220 B	-
4	-	100 M	-	-	340 B	-	-	220 B	-
3	-	120 M	-	-	340 B	-	-	220 B	-
2	-	120 M	-	-	650 B	-	-	220 B	-
1	-	160 B	-	-	650 B	-	-	220 B	-

Tabella B.75 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y6.75 – D4

6St.M9 – Y2 – D4									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	140 A	140 A	200 B	220 B	200 B	220 B	340 B	340 B	340 B
5	140 B	140 A	200 B	220 B	200 B	220 B	340 B	340 B	340 B
4	160 B	140 B	260 B	300 B	280 B	320 B	340 B	340 B	340 B
3	140 M	140 B	260 B	300 B	280 B	320 B	340 B	340 B	340 B
2	140 M	160 B	300 B	500 B	360 B	500 B	340 B	340 B	360 B
1	140 M	160 A	300 B	500 B	360 B	500 B	340 B	340 B	450 B

Tabella B.76 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y2 – D4

6St.M9 – Y3 – D4									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	140 A	140 A	120 M	200 B	200 B	260 B	340 B	340 B	340 B
5	140 B	160 A	180 M	200 B	200 B	260 B	340 B	340 B	340 B
4	160 B	160 A	220 M	300 B	300 B	500 B	340 B	340 B	340 B
3	140 M	160 B	240 M	300 B	300 B	500 B	340 B	340 B	340 B
2	140 M	180 B	240 M	500 B	450 B	900 M	340 B	340 B	340 B
1	140 M	180 B	240 M	500 B	450 B	900 M	340 B	340 B	340 B

Tabella B.77 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y3 – D4

6St.M9 – Y4 – D4									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	140 A	140 A	-	220 B	220 B	-	340 B	450 B	-
5	160 A	160 A	-	220 B	220 B	-	340 B	450 B	-
4	140 M	180 B	-	320 B	340 B	-	340 B	450 B	-
3	140 M	140 M	-	320 B	340 B	-	340 B	450 B	-
2	180 B	180 B	-	600 B	650 B	-	340 B	450 B	-
1	160 M	180 B	-	600 B	650 B	-	340 B	450 B	-

Tabella B.78 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y4 – D4

6St.M9 – Y6 – D4									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	140 B	140 B	-	240 B	240 B	-	340 B	340 B	-
5	140 M	180 B	-	240 B	240 B	-	340 B	340 B	-
4	160 M	200 B	-	400 B	450 B	-	340 B	340 B	-
3	160 M	180 M	-	400 B	450 B	-	340 B	340 B	-
2	160 M	220 B	-	600 M	800 M	-	340 B	360 B	-
1	160 M	160 M	-	600 M	800 M	-	340 B	400 B	-

Tabella B.79 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y6, – D4

9St.M6 - Y3 - D4									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
9		100 A	100 A		220 A	240 A		220 B	240 A
8		100 A	140 B		220 A	240 A		220 B	240 A
7		100 A	180 B		220 A	240 A		220 B	240 A
6		100 B	200 B		280 B	360 B		220 B	240 A
5		100 B	220 B		280 B	360 B		220 B	240 A
4		120 B	220 B		280 B	360 B		220 B	240 A
3		140 A	240 B		400 B	1000 M		220 B	240 A
2		120 A	240 B		400 B	1000 M		220 B	240 A
1		120 B	240 B		400 B	1000 M		220 B	240 A

Tabella B.80 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M6 – Y3 – D4

9St.M6 – Y4.5 – D4									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
9	-	100 A	-	-	260 A	-	-	220 B	-
8	-	100 B	-	-	260 A	-	-	220 B	-
7	-	120 B	-	-	260 A	-	-	220 B	-
6	-	120 B	-	-	260 M	-	-	220 B	-
5	-	140 A	-	-	260 M	-	-	220 B	-
4	-	120 B	-	-	260 M	-	-	220 B	-
3	-	160 A	-	-	340 M	-	-	220 B	-
2	-	160 A	-	-	340 M	-	-	220 B	-
1	-	160 A	-	-	340 M	-	-	220 B	-

Tabella B.81 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M6 – Y4.5 – D4

9St.M9 – Y2 – D4									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
9	-	140 A	140 A	-	220 B	260 A	-	340 B	340 B
8	-	140 A	160 B	-	220 B	260 A	-	340 B	340 B
7	-	140 A	200 B	-	220 B	260 A	-	340 B	340 B
6	-	140 A	160 M	-	340 B	500 A	-	340 B	340 B
5	-	140 B	180 M	-	340 B	500 A	-	340 B	340 B
4	-	140 B	200 M	-	340 B	500 A	-	340 B	340 B
3	-	140 B	220 M	-	600 B	900 M	-	340 B	340 B
2	-	180 A	220 M	-	600 B	900 M	-	340 B	340 B
1	-	160 B	220 M	-	600 B	900 M	-	340 B	340 B

Tabella B.82 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M9 – Y2 – D4

9St.M9 – Y3 – D4									
Livello	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
9	-	140 A			240 B			340 B	-
8	-	140 A			240 B			340 B	-
7	-	140 B			240 B			340 B	-
6	-	160 B			450 B			340 B	-
5	-	160 B			450 B			340 B	-
4	-	180 B			450 B			340 B	-
3	-	180 B			600 M			340 B	-
2	-	160 B			600 M			340 B	-
1	-	160 B			600 M			340 B	-

Tabella B.83 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M9 – Y3 – D4

3St.M6 - Y3 - D5									
	DIAGONALI			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	D139,7s2,6	D139,7s2,6	D168,3s5	220A	220A	260A	220B	220B	240A
2	D139,7s4	D139,7s4	D168,3s10	220A	220A	260A	220B	220B	240A
1	D139,7s5	D139,7s5	D168,3s12,5	220A	220A	260A	220B	220B	240A

Tabella B.84 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y3 – D5

3St.M6 - Y4.5 - D5									
	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	D139,7s4	D139,7s4	D193,7s8	240A	240A	260B	220B	220B	240A
2	D139,7s6,3	D139,7s6,3	D193,7s12,5	240A	240A	260B	220B	220B	220B
1	D139,7s7,1	D139,7s7,1	D193,7s16	240A	240A	260B	220B	220B	220B

Tabella B.85 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y4.5 – D5

3St.M6 - Y6.75 - D5									
	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	D139,7s6,3	D139,7s6,3	D323,9s6,3	280A	280A	300B	220B	220B	220B
2	D139,7s10	D139,7s10	D323,9s10	280A	280A	300B	220B	220B	240A
1	D139,7s12,5	D139,7s12,5	D323,9s12,5	280A	280A	300B	220B	220B	260A

Tabella B.86 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y6.75 – D5

3St.M6 - Y9 - D5									
	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	D168,3s6,3	D168,3s6,3	D406,4s6,3	300A	320A	360B	220B	220B	220B
2	D168,3s10	D168,3s10	D406,4s12,5	300A	320A	360B	220B	220B	240B
1	D168,3s12,5	D168,3s12,5	D406,4s12,5	300A	320A	360B	220B	220B	300A

Tabella B.87 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M6 – Y9 – D5

3St.M6 - Y13.5 - D5									
	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3		D193,7s8	D406,4s10		260M	300M		240A	220B
2		D193,7s16	D406,4s16		260M	300M		220B	280B
1		D193,7s16	D406,4s20		260M	300M		240B	300B

3St.M9 - Y2 – D5									
	DIAGONALI			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	D168,3s3,2	D168,3s3,2	D193,7s6,3	240A	240A	340A	340B	340B	340B
2	D168,3s4,5	D168,3s4,5	D193,7s12,5	240A	240A	340A	340B	340B	340B
1	D168,3s6,3	D168,3s6,3	D193,7s12,5	240A	240A	340A	340B	340B	340B

Tabella B.88 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y2 – D5

3St.M9 – Y4 – D5									
	DIAGONALI			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	D168,3s4	D168,3s4	D219,1s8	260A	260A	340A	340B	340B	340B
2	D168,3s7,1	D168,3s7,1	D219,1s16	260A	260A	340A	340B	340B	340B
1	D168,3s8	D168,3s8	D219,1s20	260A	260A	340A	340B	340B	340B

Tabella B.89 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y3 – D5

3St.M6 - Y4 – D5									
	DIAGONALI			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	D168,3s6,3	D168,3s6,3	D323,9s7,1	300A	300A	340B	340B	340B	340B
2	D168,3s10	D168,3s10	D323,9s12,5	300A	300A	340B	340B	340B	340B
1	D168,3s12,5	D168,3s12,5	D323,9s16	300A	300A	340B	340B	340B	340 B

Tabella B.90 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y4 – D5

3St.M9 - Y6 – D5									
	DIAGONALI			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	D168,3s8	D168,3s8	D406,4s8,8	320A	340A	400B	340B	340B	340B
2	D193,7s12,5	D193,7s12,5	D406,4s16	320A	340A	400B	340B	340B	340B
1	D193,7s16	D193,7s16	D406,4s20	320A	340A	400B	340B	340B	400B

Tabella B.91 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y6 – D5

3St.M9 - Y12 – D5									
	DIAGONALI			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
3	-	D 219,1 s 12,5	-	-	500 B	-	-	450 B	-
2	-	D 244,5 s 20	-	-	500 B	-	-	450 B	-
1	-	D 273 s 20	-	-	500 B	-	-	450 B	-

Tabella B.92 Sezioni degli elementi strutturali: 3St.M9 – Y12 – D5

6St.M6 - Y3 - D5									
	DIAGONALI			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	D139,7s2,6	D139,7s2,6	D219,1s5	220A	240A	220A	220B	220B	240A
5	D139,7s5	D139,7s5	D219,1s8	220A	240A	220A	220B	220B	240A
4	D139,7s6,3	D139,7s6,3	D219,1s12,5	260A	280A	240M	220B	220B	240A
3	D139,7s8	D139,7s8	D219,1s12,5	260A	280A	240M	220B	220B	240A
2	D139,7s10	D139,7s10	D219,1s16	300B	300B	280M	220B	220B	240A
1	D139,7s10	D139,7s10	D219,1s16	300B	300B	280M	220B	220B	240A

Tabella B.93 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y3 – D5

6St.M6 – Y4.5 – D5									
	DIAGONALI			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	D114,3s5	D114,3s5	D244,5s6,3	220A	220A	260A	220B	220B	240A
5	D168,3s6,3	D168,3s6,3	D244,5s12,5	220A	220A	260A	220B	220B	240A
4	D168,3s8	D168,3s8	D244,5s16	300A	340A	320M	220B	220B	240A
3	D168,3s10	D168,3s10	D244,5s20	300A	340A	320M	220B	220B	220B
2	D168,3s12,5	D168,3s12,5	D244,5s20	360B	450B	340M	220B	220B	240B
1	D168,3s12,5	D168,3s12,5	D244,5s20	360B	450B	340M	220B	220B	240B

Tabella B.94 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y4.5 – D5

6St.M6 – Y6.75 – D5									
	DIAGONALI			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	-	D 168,3 s 4,5	-	-	220 B	-	-	240 A	-
5	-	D 168,3 s 10	-	-	220 B	-	-	240 A	-
4	-	D 168,3 s 12,5	-	-	240 M	-	-	240 A	-
3	-	D 193,7 s 12,5	-	-	240 M	-	-	260 A	-
2	-	D 193,7 s 16	-	-	300 M	-	-	260 A	-
1	-	D 193,7 s 16	-	-	300 M	-	-	280 A	-

Tabella B.95 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y6.75 – D5

6St.M6 – Y9 - D5									
	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	-	D 219,1 s 5	-	-	260 A	-	-	240 A	-
5	-	D 219,1 s 10	-	-	260 A	-	-	240 A	-
4	-	D 219,1 s 12,5	-	-	260 M	-	-	260 A	-
3	-	D 219,1 s 16	-	-	260 M	-	-	280 A	-
2	-	D 219,1 s 16	-	-	340 M	-	-	280 A	-
1	-	D 219,1 s 20	-	-	340 M	-	-	300 A	-

Tabella B.96 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M6 – Y9 – D5

6St.M9 – Y2 – D5									
	DIAGONALI			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	D168,3s3,2	D168,3s3,2	D219,1s5,9	220A	260A	240A	340B	340B	240B
5	D168,3s5	D168,3s5	D219,1s12,5	220A	260A	240A	340B	340B	260B
4	D168,3s7,1	D168,3s7,1	D219,1s16	280A	300A	240M	340B	340B	260B
3	D168,3s10	D168,3s10	D244,5s16	280A	300A	240M	340B	340B	280B
2	D168,3s10	D168,3s10	D244,5s20	320B	450A	300M	340B	340B	280B
1	D168,3s10	D168,3s10	D244,5s20	320B	450A	300M	340B	340B	300B

Tabella B.97 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y2 – D5

6St.M9 – Y3 – D5									
	DIAGONALI			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	D168,3s4,5	D168,3s4,5	D273s7,1	240A	240A	260A	340B	340B	280B
5	D168,3s8	D168,3s8	D273s12,5	240A	240A	260A	340B	340B	280B
4	D168,3s12,5	D168,3s12,5	D323,9s16	280B	300B	300M	340B	340B	300B
3	D193,7s12,5	D193,7s12,5	D323,9s20	280B	300B	300M	340B	340B	320B
2	D193,7s12,5	D193,7s12,5	D323,9s20	280M	300M	400M	340B	340B	340B
1	D193,7s16	D193,7s16	D323,9s25	280M	300M	400M	340B	340B	360B

Tabella B.98 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y3 – D5

6St.M9 – Y4 – D5									
	DIAGONALI			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6	D 193,7 s 5,4	D 193,7 s 5,4		240 A	240 A		340 B	450 B	
5	D 193,7 s 10	D 193,7 s 10		240 A	240 A		340 B	450 B	
4	D 193,7 s 12,5	D 193,7 s 12,5		400 A	240 M		340 B	450 B	
3	D 193,7 s 16	D 193,7 s 16		400 A	240 M		340 B	450 B	
2	D 219,1 s 16	D 219,1 s 16		550 B	320 M		340 B	450 B	
1	D 219,1 s 16	D 219,1 s 16		550 B	320 M		340 B	450 B	

Tabella B.99 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y4 – D5

6St.M9 – Y6 – D5									
	DIAGONALI			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
6		D 244,5 s 6,3			300 A			340 B	
5		D 244,5 s 12,5			300 A			340 B	
4		D 244,5 s 16			650 A			360 B	
3		D 273 s 16			650 A			360 B	
2		D 273 s 20			1000 M			400 B	
1		D 273 s 20			1000 M			400 B	

Tabella B.100 Sezioni degli elementi strutturali: 6St.M9 – Y6, – D5

9St.M6 - Y3 – D5									
	DIAGONALI			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
9	D114,3s2,6	D114,3s2,6	D219,1s4	220A	220A	240A	220B	220B	240A
8	D114,3s5	D114,3s5	D219,1s6,3	220A	220A	240A	220B	220B	240A
7	D139,7s6,3	D114,3s6,3	D219,1s10	220A	220A	240A	220B	220B	240A
6	D139,7s7,1	D114,3s8	D219,1s12,5	280B	300B	450A	220B	220B	240A
5	D139,7s8	D114,3s10	D219,1s12,5	280B	300B	450A	220B	220B	240A
4	D139,7s10	D139,7s10	D219,1s16	280B	300B	450A	220B	220B	240A
3	D139,7s10	D139,7s10	D219,1s16	450B	500B	1000M	220B	220B	240A
2	D139,7s10	D139,7s10	D219,1s16	450B	500B	1000M	220B	220B	240A
1	D139,7s12,5	D139,7s10	D219,1s20	450B	500B	1000M	220B	220B	240A

Tabella B.101 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M6 – Y3 – D5

9St.M6 – Y4.5 – D5									
	DIAGONALI			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
9	D 139,7 s 3,2	D 139,7 s 3,2		220 B	240 A		220 B	220 B	-
8	D 139,7 s 6,3	D 139,7 s 6,3		220 B	240 A		220 B	220 B	-
7	D 139,7 s 8	D 139,7 s 8		220 B	240 A		220 B	220 B	-
6	D 139,7 s 10	D 139,7 s 10		240 M	260 M		220 B	220 B	-
5	D 168,3 s 10	D 168,3 s 10		240 M	260 M		220 B	220 B	-
4	D 168,3 s 12,5	D 168,3 s 12,5		240 M	260 M		220 B	220 B	-
3	D 168,3 s 12,5	D 168,3 s 12,5		300 M	340 M		220 B	220 B	-
2	D 168,3 s 12,5	D 168,3 s 12,5		300 M	340 M		220 B	220 B	-
1	D 168,3 s 12,5	D 168,3 s 12,5		300 M	340 M		220 B	220 B	-

Tabella B.102 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M6 – Y4.5 – D5

9St.M9 – Y2 – D5									
	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
9	D168,3s3,2	D168,3s3,2	D219,1s5	260A	240A	240B	340B	340B	240B
8	D168,3s6,3	D168,3s4	D219,1s10	260A	240A	240B	340B	340B	240B
7	D168,3s10	D168,3s6,3	D219,1s12,5	260A	240A	240B	340B	340B	260B
6	D168,3s12,5	D168,3s7,1	D219,1s16	260M	400A	280M	340B	340B	260B
5	D193,7s12,5	D168,3s10	D244,5s16	260M	400A	280M	340B	340B	280B
4	D193,7s12,5	D168,3s10	D273s16	260M	400A	280M	340B	340B	300B
3	D193,7s16	D168,3s10	D273s20	340M	600B	550M	340B	340B	300B
2	D219,1s12,5	D168,3s12,5	D273s20	340M	600B	550M	340B	340B	300B
1	D219,1s12,5	D168,3s12,5	D273s20	340M	600B	550M	340B	340B	300B

Tabella B.103 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M9 – Y2 – D5

9St.M9 – Y3 – D5									
	DIAGONALI HE			COLONNE HE			TRAVI HE		
	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.	EC8	P.A.	EL.
9	-	D 168,3 s 3,2	-	-	240 A	-	-	340 B	-
8	-	D 168,3 s 4	-	-	240 A	-	-	340 B	-
7	-	D 168,3 s 6,3	-	-	240 A	-	-	340 B	-
6	-	D 168,3 s 7,1	-	-	400 A	-	-	340 B	-
5	-	D 168,3 s 10	-	-	400 A	-	-	340 B	-
4	-	D 168,3 s 10	-	-	400 A	-	-	340 B	-
3	-	D 168,3 s 10	-	-	600 B	-	-	340 B	-
2	-	D 168,3 s 12,5	-	-	600 B	-	-	340 B	-
1	-	D 168,3 s 12,5	-	-	600 B	-	-	340 B	-

Tabella B.104 Sezioni degli elementi strutturali: 9St.M9 – Y3 – D5

C. APPENDICE 3: BRB - DIMENSIONAMENTO PER CARICHI ORIZZONTALI

In questa sezione si riporta la sintesi, in forma tabellare, dei progetti degli edifici con controventi ad instabilità impedita.

3St.M9 - Y2			
Livello	Diagonali	Colonne HE	Travi HE
3	20X15mm	HE 120 M	HE 340 B
2	35X15mm	HE 140 M	HE 340 B
1	40X15mm	HE 160 M	HE 340 B

Tabella C.1 Sezioni degli elementi strutturali BRB 3St.M9 – Y2

3St.M9 - Y3			
Livello	Diagonali	Colonne HE	Travi HE
3	35X15mm	HE 120 M	HE 340 B
2	50X15mm	HE 140 M	HE 340 B
1	65X15mm	HE 160 M	HE 340 B

Tabella C.2 Sezioni degli elementi strutturali BRB 3St.M9 – Y3

3St.M9 - Y4			
Livello	Diagonali	Colonne HE	Travi HE
3	40X15mm	HE 120 M	HE 340 B
2	65X15mm	HE 140 M	HE 340 B
1	80X15mm	HE 160 M	HE 340 B

Tabella C.3 Sezioni degli elementi strutturali BRB 3St.M9 – Y4

3St.M9 - Y6			
Livello	Diagonali	Colonne HE	Travi HE
3	65x15mm	HE 120 M	HE 340 B
2	75x20mm	HE 140 M	HE 340 B
1	90x20mm	HE 180 M	HE 340 B

Tabella C.4 Sezioni degli elementi strutturali BRB 3St.M9 – Y6

3St.M9 - Y12			
Livello	Diagonali	Colonne HE	Travi HE
3	100x20mm	HE 140 M	HE 340 B
2	100x30mm	HE 180 M	HE 340 B
1	125x30mm	HE 220 M	HE 340 B

Tabella C.5 Sezioni degli elementi strutturali BRB 3St.M9 – Y12

6St.M9 - Y2			
Livello	Diagonali	Colonne HE	Travi HE
6	25x15mm	HE 120 M	HE 340 B
5	40x15mm	HE 140 M	HE 340 B
4	50x15mm	HE 160 M	HE 340 B
3	60x15mm	HE 180 M	HE 340 B
2	65x15mm	HE 200 M	HE 340 B
1	70x15mm	HE 220 M	HE 340 B

Tabella C.6 Sezioni degli elementi strutturali BRB 6St.M9 – Y2

6St.M9 - Y3			
Livello	Diagonali	Colonne HE	Travi HE
6	35x15mm	HE 120 M	HE 340 B
5	60x15mm	HE 140 M	HE 340 B
4	75x15mm	HE 180 M	HE 340 B
3	90x15mm	HE 200 M	HE 340 B
2	70x20mm	HE 220 M	HE 340 B
1	75x20mm	HE 240 M	HE 340 B

Tabella C.7 Sezioni degli elementi strutturali BRB 6St.M9 – Y3

6St.M9 - Y4			
Livello	Diagonali	Colonne HE	Travi HE
6	45x15mm	HE 120 M	HE 340 B
5	75x15mm	HE 140 M	HE 340 B
4	75x20mm	HE 180 M	HE 340 B
3	85x20mm	HE 200 M	HE 340 B
2	95x20mm	HE 220 M	HE 340 B
1	100x20mm	HE 240 M	HE 340 B

Tabella C.8 Sezioni degli elementi strutturali BRB 6St.M9 – Y4

6St.M9 - Y6			
Livello	Diagonali	Colonne HE	Travi HE
6	65x15mm	HE 120 M	HE 340 B
5	85x20mm	HE 160 M	HE 340 B
4	115x20mm	HE 200 M	HE 340 B
3	105x25mm	HE 220 M	HE 340 B
2	115x25mm	HE 240 M	HE 340 B
1	120x25mm	HE 260 M	HE 340 B

Tabella C.9 Sezioni degli elementi strutturali BRB 6St.M9 – Y6

6St.M9 - Y12			
Livello	Diagonali	Colonne HE	Travi HE
6	100x20mm	HE 140 M	HE 340 B
5	135x25mm	HE 180 M	HE 340 B
4	150x30mm	HE 220 M	HE 240 M
3	175x30mm	HE 260 M	HE 240 M
2	165x35mm	HE 300 M	HE 260 M
1	175x35mm	HE 320 M	HE 280 M

Tabella C.10 Sezioni degli elementi strutturali BRB 6St.M9 – Y12

9St.M9 - Y2			
Livello	Diagonali	Colonne HE	Travi HE
9	30x10mm	HE 120 M	HE 340 B
8	45x10mm	HE 140 M	HE 340 B
7	45x15mm	HE 160 M	HE 340 B
6	50x15mm	HE 180 M	HE 340 B
5	60x15mm	HE 200 M	HE 340 B
4	65x15mm	HE 220 M	HE 340 B
3	70x15mm	HE 220 M	HE 340 B
2	75x15mm	HE 240 M	HE 340 B
1	80x15mm	HE 240 M	HE 340 B

Tabella C.11 Sezioni degli elementi strutturali BRB 9St.M9 – Y2

9St.M9 - Y3			
Livello	Diagonali	Colonne HE	Travi HE
9	40x10mm	HE 120 M	HE 340 B
8	65x10mm	HE 140 M	HE 340 B
7	60x15mm	HE 160 M	HE 340 B
6	75x15mm	HE 180 M	HE 340 B
5	85x15mm	HE 200 M	HE 340 B
4	95x15mm	HE 220 M	HE 340 B
3	80x20mm	HE 240 M	HE 340 B
2	80x20mm	HE 240 M	HE 340 B
1	85x20mm	HE 260 M	HE 340 B

Tabella C.12 Sezioni degli elementi strutturali BRB 9St.M9 – Y3

9St.M9 - Y4			
Livello	Diagonali	Colonne HE	Travi HE
9	50x10mm	HE 120 M	HE 340 B
8	90x10mm	HE 140 M	HE 340 B
7	80x15mm	HE 160 M	HE 340 B
6	75x20mm	HE 180 M	HE 340 B
5	85x20mm	HE 200 M	HE 340 B
4	95x20mm	HE 240 M	HE 340 B
3	105x20mm	HE 240 M	HE 340 B
2	110x20mm	HE 260 M	HE 340 B
1	110x20mm	HE 280 M	HE 340 B

Tabella C.13 Sezioni degli elementi strutturali BRB 9St.M9 – Y4

9St.M9 - Y6			
Livello	Diagonali	Colonne HE	Travi HE
9	50x15mm	HE 120 M	HE 340 B
8	90x15mm	HE 140 M	HE 340 B
7	90x20mm	HE 160 M	HE 340 B
6	110x20mm	HE 200 M	HE 340 B
5	105x25mm	HE 220 M	HE 340 B
4	115x25mm	HE 240 M	HE 340 B
3	125x25mm	HE 260 M	HE 340 B
2	130x25mm	HE 280 M	HE 340 B
1	130x25mm	HE 300 M	HE 340 B

Tabella C.14 Sezioni degli elementi strutturali BRB 9St.M9 – Y6