



Investește în oameni !

FONDUL SOCIAL EUROPEAN

Proiect cofinanțat din Fondul Social European prin Programul Operațional Sectorial pentru Dezvoltarea Resurselor Umane 2007 – 2013

Axa prioritară 1: „Educația și formarea profesională în sprijinul creșterii economice și dezvoltării societății bazate pe cunoaștere”

Domeniul major de intervenție 1.5 "Programe doctorale și post-doctorale în sprijinul cercetării"

Titlul proiectului: „Q-D-DOC- Creșterea calității studiilor doctorale în științe inginerești pentru sprijinirea dezvoltării societății bazate pe cunoaștere”

Contract : POSDRU/107/1.5/S/78534

Beneficiar: Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca

FACULTATEA DE CONSTRUCȚII

Ing. Delia SUCIU

TEZĂ DE DOCTORAT

STRUCTURI METALICE MULTIETAJATE ECHIPATE CU MASĂ ADĂUGATĂ. O ABORDARE ENERGETICĂ

Conducător științific,

Prof.dr.ing Pavel ALEXA

Cuprins

Lista figurilor.....	iv
Lista tabelelor.....	15
Lista cu abrevieri și notații.....	15
Cap. 1 Introducere	xv
1.1 Conceptul de stare energetică.....	18
1.2 Obiectivul principal și obiectivele secundare ale tezei.....	8
1.3 Metodologia adoptată.....	9
1.4 Actualitatea temei abordate.....	12
1.5 Scurte rezumate ale capitolelor	21
Cap. 2 Vibrațiile sistemelor cu masă adăugată.....	24
2.1 Sisteme cu un grad de libertate	24
2.1.1 Fundamente teoretice.....	24
2.1.2 Studii numerice	27
2.2 Sisteme cu n grade de libertate	36
2.2.1 Fundamente teoretice.....	36
2.2.2 Studii numerice	41
Cap. 3 Răspunsul seismic tradițional al structurilor echipate cu masă adăugată pasivă.....	48
3.1 Probleme curente ale proiectării structurilor echipate cu PTMD.....	48
3.2 Tehnici pentru stabilirea parametrilor specifici sistemelor PTMD	49
3.3 Studii numerice asupra răspunsului seismic al structurilor echipate cu PTMD	50
3.4 Amortizarea adăugată versus echipare cu sistem PTMD.....	75
Cap. 4 Starea energetică a structurilor metalice multietajate cu masă adăugată.....	81
4.1 Efectul masei adăugate asupra componentelor energetice ale răspunsului seismic	83
4.1.1 Abordarea energetică a răspunsului seismic. Fundamente teoretice.....	83
4.1.2 Influența masei adăugate asupra stării energetice. Studii numerice	88
4.2. Criteriu energetic de performanțe seismice. Asigurarea capacității de absorbție energetică prin PTMD.....	135
4.2.1 Criterii de performanțe seismice existente.....	136
4.2.2 Criteriul energetic propus	142
4.3 Echipare cu sistem PTMD versus amortizare adăugată.....	146
Cap. 5 Concluzii.....	151
5.1 Concluzii privind realizarea obiectivelor	151
5.2 Contribuții originale	152
5.3 Direcții de cercetare viitoare	156
Bibliografie	158

Lista figurilor

Cap. 1 Subcapitolul 1.1

Fig. 1.1.1 Variația energiilor E_i , E_d în timp.....	4
Fig. 1.1.2 Deplasări laterale de nivel.....	4
Fig. 1.1.3 Energia înmagazinată	4
Fig. 1.1.4 Variația energiilor E_i și E_d în timp pentru amortizări diferite.....	5
Fig. 1.1.5 Variația energiilor E_i și E_d în timp – structura de referință vs structura echipată cu PTMD.....	7
Fig. 1.1.6 Sistem cu masă adăugată	7

Cap. 1 Subcapitolul 1.3

Fig. 1.3.1 Structurile analizate.....	10
Fig. 1.3.2 Structură echipată cu sistem PTMD.....	11
Fig. 1.3.3 Accelerograme considerate.....	11

Cap. 1 Subcapitolul 1.4

Fig. 1.4.1 Schema sistemului pasiv cu masă adăugată (PTMD).....	13
Fig. 1.4.2 Trecut și prezent în studiul sistemelor cu masă adăugată.....	16
Fig. 1.4.3 Statistică aplicații ale sistemului PTMD la clădiri civile.....	17
Fig. 1.4.4 Chiba Port Tower.....	18
Fig. 1.4.5 Chiba Port Tower tuned mass damper.....	18
Fig. 1.4.6 Taipei World Financial Center.....	19
Fig. 1.4.7 Hotelul Burj al-Arab, Dubai și sistemul TMD.....	19
Fig. 1.4.8 Palatul Victoria, București și sistemul cu masă adăugată	20

Cap. 2 Subcapitolul 2.1

Fig. 2.1.1 Sistem cu un grad de libertate echipat cu sistem PTMD și acționat de forța dinamică $F(t)$	24
Fig. 2.1.2 Modelul mecanic al sistemului cu un grad de libertate echipat cu sistem PTMD.....	25
Fig. 2.1.3 Schema forțelor pentru cazul sistemului cu un grad de libertate echipat cu sistem PTMD.....	25
Fig. 2.1.4 Sistem cu un grad de libertate echipat cu sistem PTMD sub acțiunea seismică $\ddot{u}_g(t)$	26
Fig. 2.1.5 Modelul mecanic al sistemului cu un grad de libertate și sistem PTMD acționat de seism.....	26
Fig. 2.1.6 Schema forțelor pentru cazul sistemului cu un gdl și sistem PTMD acționat seismic.....	26
Fig. 2.1.7 Cadrul portal (REF).....	28

Fig. 2.1.8 Acțiunile seismice.....	28
Fig. 2.1.9 Perioada fundamentală de vibrație	29
Fig. 2.1.10 Creșterea ΔT_1 a perioadei fundamentale de vibrație	29
Fig. 2.1.11 Variația deplasărilor laterale în timp.....	30
Fig. 2.1.12 Variația accelerațiilor laterale în timp.....	30
Fig. 2.1.13 Variația deplasării laterale maxime.....	30
Fig. 2.1.14 Variația accelerației laterale maxime.....	31
Fig. 2.1.15 Variația forțelor tăietoare de bază în timp.....	31
Fig. 2.1.16 Forța tăietoare de bază vs deplasarea laterală.....	31
Fig. 2.1.17 Variația forței tăietoare de bază maxime.....	32
Fig. 2.1.18 Variația deplasărilor laterale în timp.....	32
Fig. 2.1.19 Variația accelerațiilor laterale în timp.....	32
Fig. 2.1.20 Variația deplasării laterale maxime.....	32
Fig. 2.1.21 Variația accelerației laterale maxime.....	33
Fig.2.1.22 Variația forțelor tăietoare de bază în timp.....	33
Fig. 2.1.23 Forța tăietoare de bază vs deplasarea laterală.....	33
Fig. 2.1.24 Variația forței tăietoare de bază maxime.....	34
Fig. 2.1.25 Variația deplasărilor laterale în timp.....	34
Fig. 2.1.26 Variația accelerațiilor laterale în timp.....	34
Fig. 2.1.27 Variația deplasării laterale maxime.....	35
Fig. 2.1.28 Variația accelerației laterale maxime.....	35
Fig. 2.1.29 Variația forțelor tăietoare de bază în timp.....	35
Fig. 2.1.30 Forța tăietoare de bază vs deplasarea laterală.....	35
Fig. 2.1.31 Variația forței tăietoare de bază maxime.....	36

Cap. 2 Subcapitolul 2.2

Fig. 2.2.1 Sistem cu n grade de libertate echipat cu sistem PTMD și acționat de forțele dinamice $F(t)$	36
Fig. 2.2.2 Modelul mecanic al sistemului cu n grade de libertate echipat cu sistem PTMD.....	37
Fig. 2.2.3 Schema forțelor sistemului cu n grade de libertate echipat cu sistem PTMD.....	37
Fig. 2.2.4 Sistem cu n grade de libertate și sistem PTMD sub acțiunea seismică $\ddot{u}_g(t)$	39
Fig. 2.2.5 Modelul mecanic al sistemului cu n grade de libertate și sistem PTMD sub acțiunea seismică $\ddot{u}_g(t)$	39
2.2.6 Schema forțelor pentru sistemul cu n grade de libertate echipat cu PTMD sub acțiunea seismică $\ddot{u}_g(t)$	39
Fig. 2.2.7 Cadrul cu două niveluri (REF).....	41
Fig. 2.2.8 Perioada fundamentală de vibrație	41

Fig. 2.2.9 Creșterea ΔT_1 a perioadei fundamentale de vibrație	41
Fig. 2.2.10 Variația deplasărilor laterale în timp.....	42
Fig. 2.2.11 Variația accelerațiilor laterale în timp.....	42
Fig. 2.2.12 Variația deplasării laterale maxime.....	42
Fig. 2.2.13 Variația accelerației laterale maxime.....	42
Fig. 2.2.14 Variația forțelor tăietoare de bază în timp.....	43
Fig. 2.2.15 Variația forței tăietoare de bază maxime.....	43
Fig. 2.2.16 Variația deplasărilor laterale în timp.....	44
Fig. 2.2.17 Variația accelerațiilor laterale în timp.....	44
Fig. 2.2.18 Variația deplasării laterale maxime.....	44
Fig. 2.2.19 Variația accelerației laterale maxime.....	44
Fig. 2.2.20 Variația forțelor tăietoare de bază în timp.....	45
Fig. 2.2.21 Variația forței tăietoare de bază maxime.....	45
Fig. 2.2.22 Variația deplasărilor laterale în timp.....	45
Fig. 2.2.23 Variația accelerațiilor laterale în timp.....	45
Fig. 2.2.24 Variația deplasării laterale maxime.....	46
Fig. 2.2.25 Variația accelerației laterale maxime.....	46
Fig. 2.2.26 Variația forțelor tăietoare de bază în timp.....	46
Fig. 2.2.27 Variația forței tăietoare de bază maxime.....	47

Cap. 3 Subcapitolul 3.3

Fig. 3.3.1 Structura cu 5 niveluri (de referință).....	51
Fig. 3.3.2 Structura cu 5 niveluri echipată cu sistem PTMD.....	51
Fig. 3.3.3 Structura cu 10 niveluri (de referință).....	51
Fig. 3.3.4 Structura cu 10 niveluri echipată cu sistem PTMD.....	51
Fig. 3.3.5 Structura cu 15 niveluri (de referință).....	52
Fig. 3.3.6 Structura cu 15 niveluri echipată cu sistem PTMD.....	52
Fig. 3.3.7 Acțiunile seismice considerate.....	52
Fig. 3.3.8 Variația perioadei fundamentale de vibrație în cazul structurii cu 5 niveluri.....	54
Fig. 3.3.9 Variația perioadei fundamentale de vibrație în cazul structurii cu 10 niveluri.....	54
Fig. 3.3.10 Variația perioadei fundamentale de vibrație în cazul structurii cu 15 niveluri.....	54
Fig. 3.3.11 Creșteri ale perioadei fundamentale T_1	55
Fig. 3.3.12 Variația deplasărilor laterale în timp.....	56
Fig. 3.3.13 Variația deplasării laterale maxime.....	56

Fig. 3.3.14 Variația accelerațiilor laterale în timp.....	56
Fig. 3.3.15 Variația accelerației laterale maxime.....	57
Fig. 3.3.16 Variația forțelor tăietoare seismice de bază în timp.....	57
Fig. 3.3.17 Variația forței tăietoare seismice de bază maxime.....	57
Fig. 3.3.18 Variația deplasărilor laterale în timp.....	58
Fig. 3.3.19 Variația deplasării laterale maxime.....	58
Fig. 3.3.20 Variația accelerațiilor laterale în timp.....	59
Fig. 3.3.21 Variația accelerației laterale maxime.....	59
Fig. 3.3.22 Variația forțelor tăietoare seismice de bază în timp.....	59
Fig. 3.3.23 Variația forței tăietoare seismice de bază maxime.....	60
Fig. 3.3.24 Variația deplasărilor laterale în timp.....	60
Fig. 3.3.25 Variația deplasării laterale maxime.....	60
Fig. 3.3.26 Variația accelerațiilor laterale în timp.....	61
Fig. 3.3.27 Variația accelerației laterale maxime.....	61
Fig. 3.3.28 Variația forțelor tăietoare seismice de bază în timp.....	61
Fig. 3.3.29 Variația forței tăietoare seismice de bază maxime.....	62
Fig. 3.3.30 Variația deplasărilor laterale în timp.....	62
Fig. 3.3.31 Variația deplasării laterale maxime.....	63
Fig. 3.3.32 Variația accelerațiilor laterale în timp.....	63
Fig. 3.3.33 Variația accelerației laterale maxime.....	63
Fig. 3.3.34 Variația forțelor tăietoare seismice de bază în timp.....	64
Fig. 3.3.35 Variația forței tăietoare seismice de bază maxime.....	64
Fig. 3.3.36 Variația deplasărilor laterale în timp.....	65
Fig. 3.3.37 Variația deplasării laterale maxime.....	65
Fig. 3.3.38 Variația accelerațiilor laterale în timp.....	65
Fig. 3.3.39 Variația accelerației laterale maxime.....	66
Fig. 3.3.40 Variația forțelor tăietoare seismice de bază în timp.....	66
Fig. 3.3.41 Variația forței tăietoare seismice de bază maxime.....	66
Fig. 3.3.42 Variația deplasărilor laterale în timp.....	67
Fig. 3.3.43 Variația deplasării laterale maxime.....	67
Fig. 3.3.44 Variația accelerațiilor laterale în timp.....	68
Fig. 3.3.45 Variația accelerației laterale maxime.....	68
Fig. 3.3.46 Variația forțelor tăietoare seismice de bază în timp.....	68
Fig. 3.3.47 Variația forței tăietoare seismice de bază maxime.....	69

Fig. 3.3.48 Variația deplasărilor laterale în timp.....	69
Fig. 3.3.49 Variația deplasării laterale maxime.....	70
Fig. 3.3.50 Variația accelerațiilor laterale în timp.....	70
Fig. 3.3.51 Variația accelerației laterale maxime.....	70
Fig. 3.3.52 Variația forțelor tăietoare seismice de bază în timp.....	70
Fig. 3.3.53 Variația forței tăietoare seismice de bază maxime.....	71
Fig. 3.3.54 Variația deplasărilor laterale în timp.....	71
Fig. 3.3.55 Variația deplasării laterale maxime.....	72
Fig. 3.3.56 Variația accelerațiilor laterale în timp.....	72
Fig. 3.3.57 Variația accelerației laterale maxime.....	72
Fig. 3.3.58 Variația forțelor tăietoare seismice de bază în timp.....	73
Fig. 3.3.59 Variația forței tăietoare seismice de bază maxime.....	73
Fig. 3.3.60 Variația deplasărilor laterale în timp.....	73
Fig. 3.3.61 Variația deplasării laterale maxime.....	74
Fig. 3.3.62 Variația accelerațiilor laterale în timp.....	74
Fig. 3.3.63 Variația accelerației laterale maxime.....	74
Fig. 3.3.64 Variația forțelor tăietoare seismice de bază în timp.....	75
Fig. 3.3.65 Variația forței tăietoare seismice de bază maxime.....	75

Cap. 3 Subcapitolul 3.4

Fig. 3.4.1 Acțiunea seismică Vrancea 1977.....	76
Fig. 3.4.2 Acțiunea seismică Loma Prieta 1989.....	77
Fig. 3.4.3 Acțiunea seismică Kocaeli 1999.....	77
Fig. 3.4.4 Acțiunea seismică Vrancea 1977.....	78
Fig. 3.4.5 Acțiunea seismică Loma Prieta 1989.....	78
Fig. 3.4.6 Acțiunea seismică Kocaeli 1999.....	78
Fig. 3.4.7 Acțiunea seismică Vrancea 1977.....	79
Fig. 3.4.8 Acțiunea seismică Loma Prieta 1989.....	79
Fig. 3.4.9 Acțiunea seismică Kocaeli 1999.....	80

Cap. 4 Subcapitolul 4.1

Fig. 4.1.1 Modelul dinamic al structurii cu n grade de libertate.....	84
Fig. 4.1.2 Statica și cinematica induse seismic.....	85
Fig. 4.1.3 Statica și cinematica relative.....	85

Fig. 4.1.4 Structura de referință.....	88
Fig. 4.1.5 Structura echipată cu sistem PTMD.....	88
Fig. 4.1.6 Energia seismică de input în cazul structurii cu 5 niveluri.....	92
Fig. 4.1.7 Energia seismică de input în cazul structurii cu 5 niveluri acționată de cutremurul Vrancea 1977.....	92
Fig. 4.1.8 Energia seismică de input în cazul structurii cu 5 niveluri acționată de cutremurul Loma Prieta 1989.....	93
Fig. 4.1.9 Energia seismică de input în cazul structurii cu 5 niveluri acționată de cutremurul Kocaeli 1999.....	93
Fig. 4.1.10 Energia seismică de input maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$	94
Fig. 4.1.11 Deplasări maxime pentru $\mu = (0 \div 10)\%$	94
Fig. 4.1.12 Energia seismică de input maximă și deplasarea maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$	95
Fig. 4.1.13 Energia seismică de input maximă și deplasarea maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$ - Vrancea '77.....	95
Fig. 4.1.14 Energia seismică de input maximă și deplasarea maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$ - Loma Prieta '89.....	96
Fig. 4.1.15 Energia seismică de input maximă și deplasarea maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$ - Kocaeli '99.....	96
Fig. 4.1.16 Energia seismică de input în cazul structurii cu 10 niveluri.....	98
Fig. 4.1.17 Energia seismică de input în cazul structurii cu 10 niveluri acționată de cutremurul Vrancea 1977.....	98
Fig. 4.1.18 Energia seismică de input în cazul structurii cu 10 niveluri acționată de cutremurul Loma Prieta 1989.....	99
Fig. 4.1.19 Energia seismică de input în cazul structurii cu 10 niveluri acționată de cutremurul Kocaeli 1999.....	99
Fig. 4.1.20 Energia seismică de input maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$	100
Fig. 4.1.21 Deplasări maxime pentru $\mu = (0 \div 10)\%$	100
Fig. 4.1.22 Energia seismică de input maximă și deplasarea maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$	101
Fig. 4.1.23 Energia seismică de input maximă și deplasarea maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$ - Vrancea '77.....	101
Fig. 4.1.24 Energia seismică de input maximă și deplasarea maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$ - Loma Prieta '89.....	102
Fig. 4.1.25 Energia seismică de input maximă și deplasarea maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$ - Kocaeli '99.....	102
Fig. 4.1.26 Energia seismică de input în cazul structurii cu 15 niveluri.....	104
Fig. 4.1.27 Energia seismică de input în cazul structurii cu 15 niveluri acționată de cutremurul Vrancea 1977.....	104
Fig. 4.1.28 Energia seismică de input în cazul structurii cu 15 niveluri acționată de cutremurul Loma Prieta 1989.....	105
Fig. 4.1.29 Energia seismică de input în cazul structurii cu 15 niveluri acționată de cutremurul Kocaeli 1999.....	105
Fig. 4.1.30 Energia seismică de input maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$	106
Fig. 4.1.31 Deplasări maxime pentru $\mu = (0 \div 10)\%$	106
Fig. 4.1.32 Energia seismică de input maximă și deplasarea maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$	107
Fig. 4.1.33 Energia seismică de input maximă și deplasarea maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$ - Vrancea '77.....	107
Fig. 4.1.34 Energia seismică de input maximă și deplasarea maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$ - Loma Prieta '89.....	107
Fig. 4.1.35 Energia seismică de input maximă și deplasarea maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$ - Kocaeli '99.....	108
Fig. 4.1.36 E_k – 5 niveluri – Vrancea '77.....	108
Fig. 4.1.37 E_s – 5 niveluri – Vrancea '77.....	108

Fig. 4.1.38 E_k – 5 niveluri – Kocaeli '99.....	109
Fig. 4.1.39 E_s – 5 niveluri – Kocaeli '99.....	109
Fig. 4.1.40 ($E_k + E_s$) – 5 niveluri – Vrancea '77.....	109
Fig. 4.1.41 ($E_k + E_s$) – 5 niveluri – Kocaeli '99.....	109
Fig. 4.1.42 E_k – 10 niveluri – Vrancea '77.....	109
Fig. 4.1.43 E_s – 10 niveluri – Vrancea '77.....	109
Fig. 4.1.44 E_k – 10 niveluri – Loma Prieta '89.....	109
Fig. 4.1.45 E_s – 10 niveluri – Loma Prieta '89.....	109
Fig. 4.1.46 ($E_k + E_s$) – 10 niveluri – Vrancea '77.....	110
Fig. 4.1.47 ($E_k + E_s$) – 10 niveluri – Loma Prieta '89.....	110
Fig. 4.1.48 E_i, E_d – Structura de referință - Vrancea '77.....	112
Fig. 4.1.49 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=2\%$ - Vrancea '77.....	112
Fig. 4.1.50 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=6\%$ - Vrancea '77.....	112
Fig. 4.1.51 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=10\%$ - Vrancea '77.....	112
Fig. 4.1.52 E_i, E_d – Structura de referință - Loma Prieta '89	112
Fig. 4.1.53 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=2\%$ - Loma Prieta '89.....	112
Fig. 4.1.54 E_i, E_d – Structura echipată $\mu=6\%$ - Loma Prieta '89	113
Fig. 4.1.55 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=10\%$ - Loma Prieta '89.....	113
Fig. 4.1.56 E_i, E_d – Structura de referință - Kocaeli '99	113
Fig. 4.1.57 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=2\%$ - Kocaeli '99.....	113
Fig. 4.1.58 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=6\%$ - Kocaeli '99.....	113
Fig. 4.1.59 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=10\%$ - Kocaeli '99.....	113
Fig. 4.1.60 E_i, E_d – Structura de referință - Vrancea '77.....	114
Fig. 4.1.61 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=2\%$ - Vrancea '77.....	114
Fig. 4.1.62 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=6\%$ - Vrancea '77.....	114
Fig. 4.1.63 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=10\%$ - Vrancea '77.....	114
Fig. 4.1.64 E_i, E_d – Structura de referință - Loma Prieta '89.....	114
Fig. 4.1.65 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=2\%$ - Loma Prieta '89.....	114
Fig. 4.1.66 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=6\%$ - Loma Prieta '89.....	115
Fig. 4.1.67 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=10\%$ - Loma Prieta '89.....	115
Fig. 4.1.68 E_i, E_d – Structura de referință - Kocaeli '99.....	115
Fig. 4.1.69 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=2\%$ - Kocaeli '99.....	115
Fig. 4.1.70 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=6\%$ - Kocaeli '99.....	115
Fig. 4.1.71 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=10\%$ - Kocaeli '99.....	115

Fig. 4.1.72 E_i, E_d – Structura de referință - Vrancea '77.....	116
Fig. 4.1.73 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=2\%$ - Vrancea '77.....	116
Fig. 4.1.74 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=6\%$ - Vrancea '77.....	116
Fig. 4.1.75 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=10\%$ - Vrancea '77.....	116
Fig. 4.1.76 E_i, E_d – Structura de referință - Loma Prieta '89.....	116
Fig. 4.1.77 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=2\%$ - Loma Prieta '89.....	116
Fig. 4.1.78 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=6\%$ - Loma Prieta '89.....	117
Fig. 4.1.79 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=10\%$ - Loma Prieta '89.....	117
Fig. 4.1.80 E_i, E_d – Structura de referință - Kocaeli '99.....	117
Fig. 4.1.81 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=2\%$ - Kocaeli '99.....	117
Fig. 4.1.82 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=6\%$ - Kocaeli '99.....	117
Fig. 4.1.83 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=10\%$ - Kocaeli '99.....	117
Fig. 4.1.84 REF vs $\mu = 2\%$ - Vrancea '77.....	118
Fig. 4.1.85 REF vs $\mu = 6\%$ - Vrancea '77.....	118
Fig. 4.1.86 REF vs $\mu = 4\%$ - Loma Prieta '89.....	119
Fig. 4.1.87 REF vs $\mu = 8\%$ - Loma Prieta '89.....	119
Fig. 4.1.88 REF vs $\mu = 2\%$ - Kocaeli '99.....	119
Fig. 4.1.89 REF vs $\mu = 10\%$ - Kocaeli '99.....	119
Fig. 4.1.90 Variația necesarului maxim de capacitate energetică.....	120
Fig. 4.1.91 Structura echipată cu $\mu=2\%$	120
Fig. 4.1.92 Structura echipată cu $\mu=6\%$	120
Fig. 4.1.93 Structura echipată cu $\mu=10\%$	120
Fig. 4.1.94 Variația necesarului maxim de capacitate energetică.....	120
Fig. 4.1.95 Structura echipată cu $\mu=2\%$	120
Fig. 4.1.96 Structura echipată cu $\mu=6\%$	121
Fig. 4.1.97 Structura echipată cu $\mu=10\%$	121
Fig. 4.1.98 Variația necesarului maxim de capacitate energetică.....	121
Fig. 4.1.99 Structura echipată cu $\mu=2\%$	121
Fig. 4.1.100 Structura echipată cu $\mu=6\%$	121
Fig. 4.1.101 Structura echipată cu $\mu=10\%$	121
Fig. 4.1.102 Capacitatea de absorbție energetică și deplasarea maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$	122
Fig. 4.1.103 Capacitatea de absorbție energetică și deplasarea maximă – Vrancea 77.....	122
Fig. 4.1.104 Capacitatea de absorbție energetică și deplasarea maximă – Loma Prieta '89.....	123
Fig. 4.1.105 Capacitatea de absorbție energetică și deplasarea maximă – Kocaeli 99.....	123

Fig. 4.1.106 REF vs $\mu=2\%$ Vrancea '77.....	123
Fig. 4.1.107 REF vs $\mu=8\%$ Vrancea '77.....	123
Fig. 4.1.108 REF vs $\mu=4\%$ Loma Prieta '89.....	124
Fig. 4.1.109 REF vs $\mu=10\%$ Loma Prieta '89.....	124
Fig. 4.1.110 REF vs $\mu=2\%$ Kocaeli '99.....	124
Fig. 4.1.111 REF vs $\mu=6\%$ Kocaeli '99.....	124
Fig. 4.1.112 Variația necesarului maxim de capacitate energetică.....	124
Fig. 4.1.113 Structura echipată cu $\mu=2\%$	124
Fig. 4.1.114 Structura echipată cu $\mu=6\%$	125
Fig. 4.1.115 Structura echipată cu $\mu=10\%$	125
Fig. 4.1.116 Variația necesarului maxim de capacitate energetică.....	125
Fig. 4.1.117 Structura echipată cu $\mu=2\%$	125
Fig. 4.1.118 Structura echipată cu $\mu=6\%$	125
Fig. 4.1.119 Structura echipată cu $\mu=10\%$	125
Fig. 4.1.120 Variația necesarului maxim de capacitate energetică.....	125
Fig. 4.1.121 Structura echipată cu $\mu=2\%$	125
Fig. 4.1.122 Structura echipată cu $\mu=6\%$	126
Fig. 4.1.123 Structura echipată cu $\mu=10\%$	126
Fig. 4.1.124 Capacitatea de absorbție energetică și deplasarea maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$	126
Fig. 4.1.125 Capacitatea de absorbție energetică și deplasarea maximă – Vrancea '77.....	126
Fig. 4.1.126 Capacitatea de absorbție energetică și deplasarea maximă – Loma Prieta '89.....	127
Fig. 4.1.127 Capacitatea de absorbție energetică și deplasarea maximă – Kocaeli '99.....	127
Fig. 4.1.128 REF vs $\mu=2\%$ Vrancea '77.....	127
Fig. 4.1.129 REF vs $\mu=10\%$ Vrancea '77.....	127
Fig. 4.1.130 REF vs $\mu=2\%$ Loma Prieta '89.....	128
Fig. 4.1.131 REF vs $\mu=8\%$ Loma Prieta '89.....	128
Fig. 4.1.132 REF vs $\mu=2\%$ Kocaeli '99.....	128
Fig. 4.1.133 REF vs $\mu=6\%$ Kocaeli '99.....	128
Fig. 4.1.134 Variația necesarului maxim de capacitate energetică.....	128
Fig. 4.1.135 Structura echipată cu $\mu=2\%$	128
Fig. 4.1.136 Structura echipată cu $\mu=6\%$	129
Fig. 4.1.137 Structura echipată cu $\mu=10\%$	129
Fig. 4.1.138 Variația necesarului maxim de capacitate energetică.....	129
Fig. 4.1.139 Structura echipată cu $\mu=2\%$	129

Fig. 4.1.140 Structura echipată cu $\mu=6\%$	129
Fig. 4.1.141 Structura echipată cu $\mu=10\%$	129
Fig. 4.1.142 Variația necesarului maxim de capacitate energetică.....	129
Fig. 4.1.143 Structura echipată cu $\mu=2\%$	129
Fig. 4.1.144 Structura echipată cu $\mu=6\%$	130
Fig. 4.1.145 Structura echipată cu $\mu=10\%$	130
Fig. 4.1.146 Capacitatea de absorbție energetică și deplasarea maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$	130
Fig. 4.1.147 Capacitatea de absorbție energetică și deplasarea maximă – Vrancea '77.....	130
Fig. 4.1.148 Capacitatea de absorbție energetică și deplasarea maximă – Loma Prieta '89.....	131
Fig. 4.1.149 Capacitatea de absorbție energetică și deplasarea maximă – Kocaeli '99.....	131
Fig. 4.1.150 ($E_i - E_d$) – structura cu 5 niveluri – Loma Prieta '89.....	132
Fig. 4.1.151 ($E_i - E_d$) – structura cu 5 niveluri – Kocaeli '99.....	132
Fig. 4.1.152 ($E_i - E_d$) – structura cu 10 niveluri – Vrancea '77.....	132
Fig. 4.1.153 ($E_i - E_d$) – structura cu 10 niveluri – Loma Prieta '89.....	132
Fig. 4.1.154 ($E_i - E_d$) – structura cu 15 niveluri – Vrancea '77.....	132
Fig. 4.1.155 ($E_i - E_d$) – structura cu 15 niveluri – Kocaeli '99.....	132
Fig. 4.1.156 Cutremurul Vrancea 1977 scalat la diferite intensități seismice.....	133
Fig. 4.1.157 Structura de referință.....	133
Fig. 4.1.158 Structura echipată cu masă adăugată $\mu=2\%$	133
Fig. 4.1.159 Structura echipată cu masă adăugată $\mu=6\%$	133
Fig. 4.1.160 Structura echipată cu masă adăugată $\mu=10\%$	133
Fig. 4.1.161 Cutremurul Loma Prieta 1989 scalat la diferite intensități seismice.....	134
Fig. 4.1.162 Structura de referință.....	134
Fig. 4.1.163 Structura echipată cu masă adăugată $\mu=2\%$	134
Fig. 4.1.164 Structura echipată cu masă adăugată $\mu=6\%$	134
Fig. 4.1.165 Structura echipată cu masă adăugată $\mu=10\%$	134

Cap. 4 Subcapitolul 4.2

Fig. 4.2.1 Criteriul de performanță (în deplasări relative de nivel) conform Fema 273.....	136
Fig. 4.2.2 Criteriul de performanță propus.....	142
Fig. 4.2.3 E_d/E_i – Vrancea 1977 – $a_g = 0,2g$ (structura cu 5 niveluri).....	143
Fig. 4.2.4 E_d/E_i – Kocaeli 1999 – $a_g = 0,35g$ (structura cu 5 niveluri).....	143
Fig. 4.2.5 E_d/E_i – Loma Prieta 1989 – $a_g = 0,6g$ (structura cu 5 niveluri).....	143
Fig. 4.2.6 E_d/E_i la intensitatea seismică maximă (structura cu 5 niveluri).....	143

Fig. 4.2.7 E_d/E_i după momentul de intensitate maximă (structura cu 5 niveluri).....	143
Fig. 4.2.8 E_d/E_i – Vrancea 1977 – $a_g = 0,2g$ (structura cu 10 niveluri).....	144
Fig. 4.2.9 E_d/E_i – Kocaeli 1999 – $a_g = 0,35g$ (structura cu 10 niveluri).....	144
Fig. 4.2.10 E_d/E_i – Loma Prieta 1989 – $a_g = 0,6g$ (structura cu 10 niveluri).....	144
Fig. 4.2.11 E_d/E_i la intensitatea seismică maximă (structura cu 10 niveluri).....	145
Fig. 4.2.12 E_d/E_i după momentul de intensitate maximă (structura cu 10 niveluri).....	145
Fig. 4.2.13 E_d/E_i – Vrancea 1977 – $a_g = 0,2g$ (structura cu 15 niveluri).....	145
Fig. 4.2.14 E_d/E_i – Kocaeli 1999 – $a_g = 0,35g$ (structura cu 15 niveluri).....	145
Fig. 4.2.15 E_d/E_i – Loma Prieta 1989 – $a_g = 0,6g$ (structura cu 15 niveluri).....	145
Fig. 4.2.16 E_d/E_i la intensitatea seismică maximă (structura cu 15 niveluri).....	146
Fig. 4.2.17 E_d/E_i după momentul de intensitate maximă (structura cu 15 niveluri).....	146

Cap. 4 Subcapitolul 4.3

Fig. 4.3.1 ($E_i - E_d$) – Vrancea 1977 (structura cu 5 niveluri).....	147
Fig. 4.3.2 E_d/E_i – Vrancea 1977 (structura cu 5 niveluri).....	147
Fig. 4.3.3 ($E_i - E_d$) – Loma Prieta 1989 (structura cu 5 niveluri).....	147
Fig. 4.3.4 E_d/E_i – Loma Prieta 1989 (structura cu 5 niveluri).....	147
Fig. 4.3.5 ($E_i - E_d$) – Kocaeli 1999 (structura cu 5 niveluri).....	148
Fig. 4.3.6 E_d/E_i – Kocaeli 1999 (structura cu 5 niveluri).....	148
Fig. 4.3.7 ($E_i - E_d$) – Vrancea 1977 (structura cu 10 niveluri).....	148
Fig. 4.3.8 E_d/E_i – Vrancea 1977 (structura cu 10 niveluri).....	148
Fig. 4.3.9 ($E_i - E_d$) – Loma Prieta 1989 (structura cu 10 niveluri).....	148
Fig. 4.3.10 E_d/E_i – Loma Prieta 1989 (structura cu 10 niveluri).....	148
Fig. 4.3.11 ($E_i - E_d$) – Kocaeli 1999 (structura cu 10 niveluri).....	149
Fig. 4.3.12 E_d/E_i – Kocaeli 1999 (structura cu 10 niveluri).....	149
Fig. 4.3.13 ($E_i - E_d$) – Vrancea 1977 (structura cu 15 niveluri).....	149
Fig. 4.3.14 E_d/E_i – Vrancea 1977 (structura cu 15 niveluri).....	149
Fig. 4.3.15 ($E_i - E_d$) – Loma Prieta 1989 (structura cu 15 niveluri).....	149
Fig. 4.3.16 E_d/E_i – Loma Prieta 1989 (structura cu 15 niveluri).....	149
Fig. 4.3.17 ($E_i - E_d$) – Kocaeli 1999 (structura cu 15 niveluri).....	150
Fig. 4.3.18 E_d/E_i – Kocaeli 1999 (structura cu 15 niveluri).....	150

Lista tabelelor

Tabel 1 Caracteristicile cutremurelor	29
Tabel 2 Perioada fundamentală de vibrație T_1 (cadru portal).....	29
Tabel 3 Perioada fundamentală de vibrație T_1 (cadru cu două niveluri).....	41
Tabel 4 Caracteristicile acțiunilor seismice	53
Tabel 5 Perioadele fundamentale de vibrație a structurilor analizate.....	53
Tabel 6 Gradarea perioadelor T_1 și T_c (cadru cu cinci niveluri)	90
Tabel 7 Gradarea perioadelor T_1 și T_c (cadru cu zece niveluri).....	97
Tabel 8 Gradarea perioadelor T_1 și T_c (cadru cu cincisprezece niveluri).....	102
Tabel 9 Valori normate ale fracțiunii de amortizare critică ζ	111
Tabel 10 Intensitatea seismică descrisă conform SEAOC 2000.....	137
Tabel 11 Intensitatea seismică descrisă conform FEMA 273	138
Tabel 12 Intensitatea seismică descrisă conform EC 8	139
Tabel 13 Intensitatea seismică descrisă conform P 100 – 1 / 2013.....	140

Lista cu abrevieri și notații

Litere latine mici

a_g	Valoarea de vârf a accelerației seismice
c_d	Coeficientul de amortizare al conexiunii dintre structură și masa adăugată
f	Parametru de acord în calculul coeficienților de legătură ai masei adăugate
g	Accelerația gravitațională
k_d	Coeficientul elastic al legăturii dintre structură și masa adăugată
m	Masa totală a structurii
m_d	Masa adăugată
r	Vectorul coeficienților de influență

t	Timpul
$u(t)$	Deplasarea asociată masei m
$\mathbf{u}(t)$	Vectorul deplasărilor de nivel absolute
$u_g(t)$	Deplasarea de corp rigid a bazei de rezemare
$u_i(t)$	Deplasarea relativă elastică
$\mathbf{u}_i(t)$	Vectorul deplasărilor relative de nivel
$\dot{u}(t)$	Viteza asociată masei m
$\dot{\mathbf{u}}(t)$	Vectorul vitezelor
$\ddot{u}(t)$	Accelerația asociată masei m
$\ddot{\mathbf{u}}(t)$	Vectorul accelerațiilor
$\ddot{u}_g(t)$	Accelerația terenului
$x(t)$	Deplasarea relativă a masei adăugate m_d față de masa m
$\dot{x}(t)$	Viteza asociată masei m_d
$\ddot{x}(t)$	Accelerația asociată masei m_d
$\mathbf{y}(t)$	Vectorul deplasărilor generalizate ale sistemului echipat cu PTMD
$\dot{\mathbf{y}}(t)$	Vectorul vitezelor generalizate ale sistemului echipat cu PTMD
$\ddot{\mathbf{y}}(t)$	Vectorul accelerațiilor generalizate ale sistemului echipat cu PTMD

Litere latine mari

E_{abs}	Capacitatea de absorbție energetică
E_i	Energia seismică de input
E_d	Capacitatea de absorbție energetică disipată prin amortizare inerentă și/sau adăugată
E_{ds}	Capacitatea structurii propriu-zise de absorbție și disipare energetică (cazul structurii echipate)
E_{dm}	Capacitatea sistemului de protecție (masă adăugată) de absorbție și disipare energetică

E_h	Capacitatea de absorbție energetică disipată prin deformații plastice
E_k	Energia cinetică
E_s	Energia de deformație elastică
E_{st}	Cantitatea de energie înmagazinată
$F(t)$	Forța dinamică
$\mathbf{F}(t)$	Vectorul acțiunilor dinamice
$[M]$	Matricea maselor sistemului de referință
\mathbf{M}	Matricea inerțială asociată vectorului $\mathbf{u}(t)$
\mathbf{K}_u	Matricea de rigiditate (condensată) asociată gradelor de libertate $\mathbf{u}(t)$
\mathbf{C}	Matricea de amortizare liniar vâscoasă asociată vectorului $\dot{\mathbf{u}}(t)$
\mathbf{M}^+	Matricea de inerție asociată structurii echipate cu sistem PTMD
\mathbf{K}^+	Matricea de rigiditate asociată structurii echipate cu sistem PTMD
\mathbf{C}^+	Matricea de amortizare liniar vâscoasă asociată structurii echipate cu sistem PTMD
T_1	Perioada proprie fundamentală de vibrație a structurii
T_c	Perioada de colț

Simboluri grecești

θ_p	Vectorul rotirilor plastice
μ	Raportul maselor
ζ	Fracțiunea de amortizare critică a sistemului de referință
Δ	Creșterea procentuală a perioadelor
ω	Frecvența circulară a sistemului de referință
ξ	Parametru de acord al amortizării sistemului PTMD
Φ_1	Vectorul propriu normalizat
Φ	Amplitudinea modului de vibrație acordat cu sistemul PTMD

Abrevieri

ASCE	American Society of Civil Engineers
ATMD	Active Tuned Mass Damper
EC3	Eurocod 3
EC8	Eurocod 8
ESDEP	European Steel Design Educational Program
FEMA	Federal Emergency Management Agency
GDL	Grad de libertate
HMD	Hybrid Mass Damper
INCERC	Institutului Național de Cercetare - Dezvoltare în Construcții
MTMD	Multiple Tuned Mass Dampers
NEHRP	National Earthquake Hazards Reduction Program
PTMD	Passive Tuned Mass Damper (sistem de protecție seismică cu masă adăugată pasivă)
REF	Structura de referință (neechipată cu sistem de protecție seismică)
SATMD	Semi-Active Tuned Mass Damper
SEAOC	Structural Engineers Association of California
SLS	Starea limită de serviciu
SLU	Starea limită ultimă
TLD	Tuned Liquid Damper
TMD	Tuned Mass Damper
TUCEB	Technical University of Civil Engineering Bucharest
USA	Statele Unite ale Americii

Cap. 1 Introducere

Conceperea structurilor amplasate în zone seismice a atins un nivel aproape spectaculos atât prin geometria însăși a clădirilor cât și prin echiparea acestora cu sisteme de protecție seismică. Pentru privitori, spectaculozitatea rezidă în geometria – mai ales pe verticală a construcțiilor. Cunoscătorii știu că îndrăzneala geometrică este asigurată prin sisteme de protecție împotriva cutremurului care, uneori, transformă construcția sau părți ale acesteia dintr-un sistem redundant într-un adevărat mecanism. A devenit un loc comun referirea la sistemele de protecție seismică ca sisteme de disipare a energiei seismice. În toate aceste cazuri, protecția seismică înseamnă, într-adevăr, disiparea energiei seismice de input, dar în mult mai puține cazuri, referirea implică mecanismele analitice de transformare și disipare în structură a energiei seismice de input. Modelarea analitică a sistemului structură – energie seismică este un sub-domeniu al protecției seismice moderne care nu constituie o necesitate pentru utilizatorii acestor echipamente. Și totuși, conceptul de *răspuns seismic* nu poate fi abordat și, cu atât mai puțin calculat, fără modelarea analitică a sistemului seism – structură. Calculul răspunsului seismic, are, astăzi, o îndelungată istorie care implică o adevărată tradiție în ceea ce privește exprimarea răspunsului seismic în parametrii statici (forțe, eforturi) și cinematici (deplasări). Cercetarea întreprinsă și finalizată prin teza de doctorat propune o abordare energetică a răspunsului seismic al structurilor echipate cu sisteme de protecție pasive de tip masă adăugată (PTMD – passive tuned mass damper). Așa cum parametrii statici și cinematici definesc – în mod tradițional – răspunsul seismic, acesta poate fi abordat și în termeni de energie. Abordarea energetică a răspunsului seismic implică definirea și utilizarea unor concepte și parametri specifici și, în primul rând, definirea și dezvoltarea *conceptului de stare energetică*. După mai bine de o jumătate de secol de la prima referire la starea energetică [1] a structurilor acționate seismic, conceptele energetice asociate răspunsului seismic constituie o frontieră în analiza și proiectarea acestor structuri.

1.1 Conceptul de stare energetică

Protecția seismică a construcțiilor are o istorie care este, probabil, tot atât de lungă ca și însăși istoria construcțiilor. Cum altfel decât prin protecție seismică au supraviețuit faimoasele construcții din Europa ale antichității și ale Evului Mediu atâtea secole? În celebrele History ale lui Herodot se menționează explicit protecția seismică a Templului zeiței Artemis din Efes: o succesiune de straturi alcătuite din saci umpluți cu lână peste care s-au așezat blocurile din piatră ale fundației. O izolare a bazei de rezemare avant la lettre. Dar nu toate clădirile, mai mult sau mai puțin faimoase, au o protecție seismică atât de explicit evidențiată. În cea mai mare parte a istoriei construcțiilor care au supraviețuit unui lung șir de cutremure, protecția seismică este „conținută” implicit în conceperea structurii construcțiilor. Într-adevăr, concepția structurală și dimensionarea în secțiune au constituit și încă mai constituie – alături de selectarea adecvată a amplasamentului – două „șanțuri” de apărare a construcțiilor împotriva cutremurelor. De multe ori însă, alegerea corectă a amplasamentului, concepția structurală adecvată și dimensiunile suficiente ale secțiunilor transversale ale elementelor structurale s-au dovedit insuficiente la acțiunea unor cutremure. Sunt mai puțin de o sută de ani de când protecția seismică a construcțiilor a reînceput să includă forme explicite, cum sunt: masele adăugate, izolatorii în bază sau amortizorii inserați în structură. Astfel de sisteme - exterioare structurii tradiționale propriu-zise - sunt, de fapt, mecanisme care, prin gradele de libertate care li se alocă, se substituie secțiunilor structurale concepute pentru o comportare postelastice. Aceste sisteme moderne de protecție seismică permit formarea unor mecanisme locale sau chiar globale prin care se disipează o cantitate mare a energiei seismice de input. Cvasitotalitatea referirilor la aceste „șanțuri” moderne de protecție seismică le înglobează în conceptul de *sisteme de disipare a energiei*

seismice [2]–[5]. Conceptul de disipare a energiei seismice constituie, într-adevăr, un concept modern prin eficiența mecanică (de disipare a energiei seismice de input), prin simplitatea tehnologică și prin costurile reduse (raportate la cheltuielile totale de investiții și întreținere). Aceeași literatură de specialitate care include aceste tehnologii sub denumirea de *sisteme de disipare a energiei seismice de input* este relativ săracă în abordarea acestei energii ca atare. Adică, astfel de sisteme de protecție seismică sunt numite de disipare a energiei dar, abordările teoretice și eficiența lor se referă, aproape exclusiv, la reducerea valorilor unor parametri tradiționali ai răspunsului seismic - mai ales deplasări laterale și nicidecum la energie [6]–[8]. De la prima abordare a conceptului de capacitate de absorbție energetică a unei structuri acționate seismic [1] au trecut aproximativ 30 de ani până la exprimarea analitică [9] a energiei seismice de input și a componentelor sale structurale (energia cinetică, energia de deformație elastică, energia disipată prin amortizare). Din 1990 se constată o dezvoltare largă și profundă a conceptelor asociate atât energiei seismice de input cât și o rigurozitate în exprimarea și calculul parametrilor asociați acesteia [10]–[13]. Dezvoltarea conceptelor energetice și asocierea lor la starea mecanică tradițională (statică și cinematică) a structurilor au culminat cu propunerea acestora în proiectarea structurilor amplasate în zone seismice [14]–[16]. Regula care guvernează proiectarea pe baze energetice a structurilor are o formă literală, dar este profund matematizată: capacitatea E_{abs} de absorbție energetică a structurii proiectate trebuie să fie mai mare decât energia seismică de input asociată structurii și amplasamentului acesteia.

$$E_{abs} \geq E_i \quad (1.1)$$

Capacitatea E_{abs} de absorbție energetică a unei structuri este dată de capacitatea structurii de a disipa energia de input seismic. Exprimarea ecuației de bilanț energetic evidențiază forma în care energia seismică „intră” în structură [17], [18]:

$$E_i = E_k + E_s + E_d + E_h \quad (1.2)$$

în care: E_k este energia cinetică, E_s este energia de deformație elastică, E_d este capacitatea de absorbție energetică disipată prin amortizare inerentă și/sau adăugată, iar E_h este capacitatea de absorbție energetică disipată prin deformații plastice. Satisfacerea relației (1.1) necesită fie acceptarea comportării postelastice (pentru a obține un E_h cât mai mare), fie echiparea structurii cu sisteme de absorbție a energiei seismice de input. Capacitatea de absorbție a structurii este dată de componentele E_d și E_h . Energia mecanică tradițională E_{st} este compusă din energia cinetică E_k și energia de deformare elastică E_s . O lungă perioadă de timp proiectarea și analiza structurilor a fost dominată de îndeplinirea cerințelor asociate stării mecanice a structurilor: starea statică (de eforturi) și starea cinematică (de deplasări și deformații). Starea de stabilitate (locală și generală) poate fi asociată acestei stări mecanice, mai ales că atât starea cinematică cât și cea de stabilitate sunt direct relaționate cu rigiditatea structurii. S-a constatat că satisfacerea condițiilor de eforturi, de deplasări și de deformații nu asigură întotdeauna supraviețuirea unei structuri acționate seismic. Este necesară, de asemenea și îndeplinirea stării de ductilitate. Starea de ductilitate – recent introdusă în practica proiectării structurilor [19]–[21] – înseamnă, de fapt, a asigura (prin proiectare) posibilitatea producerii deformațiilor plastice care au o capacitate mare de disipare a energiei seismice de input. Asigurarea stării de ductilitate a structurii proiectate se realizează prin prevederi specifice de dimensionare în secțiune și de dirijare a zonelor potențial-plastice înspre locații predefinite ale structurii. Includerea în normele de proiectare a prevederilor asociate stării de ductilitate conduce la structuri (proiectate) care au, deci, asigurate starea mecanică și starea de ductilitate. Trebuie menționat că satisfacerea stării de ductilitate înseamnă acceptarea producerii mecanismelor plastice, adică a deteriorării unor elemente nestructurale și chiar structurale. Alterarea stării de integritate a structurii, dar și activitatea post-seism implicată de reabilitarea componentelor avariate este costul care trebuie plătit pentru că

structura nu a avut o capacitate suficientă de absorbție a energiei de input seismic în condiții de comportare elastică. Referirea la starea de ductilitate este o modalitate indirectă de apel la capacitatea de absorbție energetică a structurii. Cu alte cuvinte, satisfacerea relației (1.1) înseamnă, implicit, îndeplinirea condițiilor asociate stării de ductilitate. În același timp, asigurarea stării de ductilitate poate fi „externalizată”. Adică, producerea zonelor plastice poate fi extrasă din structură și dirijată către mecanisme/echipamente special concepute pentru a disipa energia seismică de input. Oricare ar fi soluția tehnică adoptată în proiectare (plastificarea unor secțiuni, echipamente de disipare a energiei seismice), starea de ductilitate nu exprimă în întregime capacitatea unei structuri de a supraviețui în condiții dinainte impuse unui cutremur dat. Este necesar un concept mai cuprinzător și, în același timp, mai sintetic, care să dea posibilitatea unei evaluări globale și locale a comportării structurii proiectate la acțiunea unui cutremur viitor. Acest concept este *starea energetică* a structurii. Cuprinderea și caracterul sintetic al stării energetice poate fi subliniat și evidențiind natura parametrilor asociați stării mecanice și stării de ductilitate. Starea mecanică este exprimată prin parametri „directi” cum sunt cei statici (eforturile unitare și secționale), cei cinematici (deplasări, rotații, deformații specifice) și gradul de amortizare (inerentă și adăugată). Starea de ductilitate este, la rândul ei, vizualizată prin deformații (mai ales rotații) asociate mecanismului postelastice format. Energia, în schimb, este, prin chiar exprimarea sa cantitativă, o mărime sintetică ce procesează simultan parametrul specifici stării mecanice, proprietăților de rigiditate ale structurii, proprietăților inerțiale ale structurii precum și parametrii specifici asociați acțiunii seismice și amplasamentului. Abordarea energetică a răspunsului seismic este o cale simplă și directă de relaționare a structurii cu specificitatea seismică a amplasamentului. Simplitatea și caracterul nemijlocit al relației structură – cutremur via energie conferă abordării energetice un rol de „oglină” care reflectă răspunsul structurii acționate seismic. Și, în același timp, exprimă șansele structurii de a supraviețui acțiunii seismice, dar, și domeniul (elastic, postelastice) în care structura proiectată se va comporta la incidența cutremurului de proiectare. Criteriul evaluării comportării structurii sub acțiunea seismică nu poate rămâne închisat în prea mult utilizata referire la deplasările laterale (absolute și relative). Echivalarea răspunsului seismic al unei structuri multietajate cu starea cinematică de legănare laterală este, într-adevăr, importantă, dar îngustă. Popularitatea răspunsului seismic în deplasări laterale se datorează nu numai înțelegerii limitate a răspunsului seismic ci și a insistenței normelor de proiectare asupra necesității și importanței unor limite superioare ale acestor deplasări, dar simpla limitare a valorilor deplasărilor laterale induse de acțiunea seismică structurii multietajate poate constitui o capcană pentru inginerul proiectant de structuri având în vedere posibilitatea relativ simplă și rapidă de rezolvare prin creșterea rigidității laterale. O astfel de rezolvare (creșterea rigidității laterale) are un efect complex și, în același timp, contradictoriu: rigiditățile laterale mari induc – nu numai deplasări laterale reduse ci – și accelerații mari, adică perioade de vibrație mici și, implicit, forțe seismice de bază (static echivalente de nivel) mari. Leșirea din această condiționare atât pozitivă (rigiditate mare – deplasări laterale mici) cât și negativă (rigiditate mare – forțe seismice mari) se poate realiza prin implicarea conceptului de *stare energetică* alături de stările tradiționale mecanică și de ductilitate. Evaluarea capacității de absorbție a energiei seismice nu elimină opțiunea pentru analiza clasică a stării de eforturi și deformații, dar creează posibilitatea cunoașterii *a priori* a domeniului (elastic, postelastice) de manifestare a răspunsului seismic. Eficacitatea și versatilitatea instrumentului energetic de precizie a răspunsului seismic al structurii proiectate sunt atât de pregnante încât poate fi evaluată starea (de avariere, de exemplu) post-seism – prin indici de avariere - a structurii acționate de cutremurul de proiectare [22]–[25]. Aceleași caracteristici de eficacitate și versatilitate a abordării energetice permit o relaționare specifică a structurii cu cutremurul de proiectare prin evidențierea simultană atât a energiei

seismice de input E_i cât și a capacității de absorbție energetică a structurii ($E_d + E_n$). Nici o altă abordare (de tip stare mecanică, stare de ductilitate) nu evidențiază atât de simplu și clar specificitatea cutremurului în relația acțiune seismică - răspuns seismic precum abordarea energetică (Fig. 1.1.1).

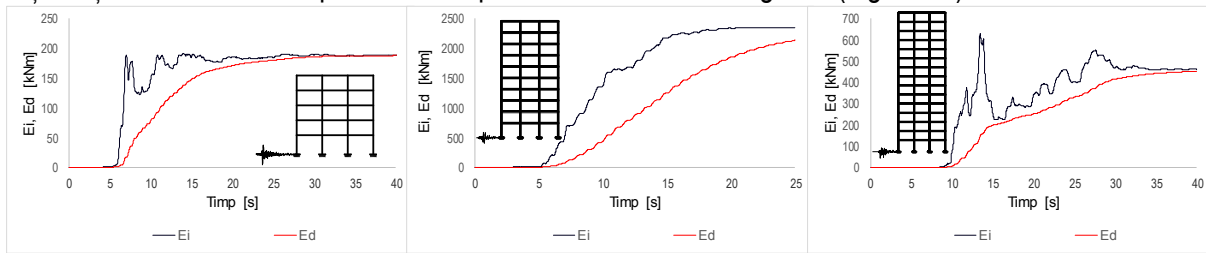


Fig. 1.1.1 Variația energiilor E_i , E_d în timp

În ce constau aceste caracteristici de simplitate și claritate ale abordării energetice? Răspunsul la această întrebare constă în sublinierea faptului că starea mecanică (statică, cinematică, de stabilitate) și starea de ductilitate a unei structuri se exprimă prin parametri vectoriali. De exemplu prin vectorul u al deplasărilor laterale de nivel absolute, prin vectorul u_r al deplasărilor relative de nivel (Fig. 1.1.2), vectorul θ_p al rotirilor plastice. Starea energetică se exprimă, în schimb, prin mărimi scalare (energii) care procesează parametrii vectoriali (Fig. 1.1.3).

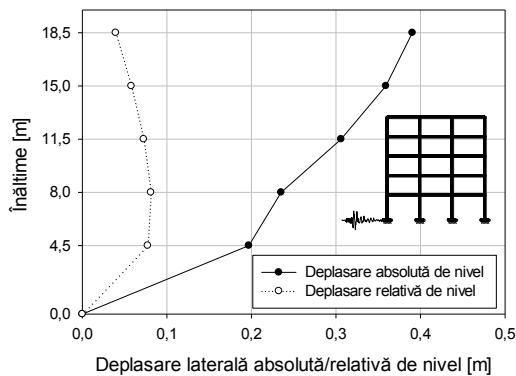


Fig. 1.1.2 Deplasări laterale de nivel

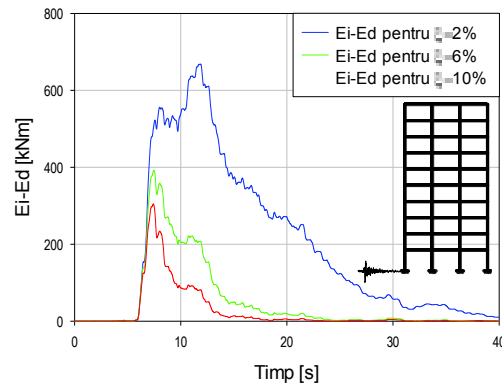


Fig. 1.1.3 Energia înmagazinată

Exprimarea în termeni energetici (Fig. 1.1.3) arată simplu energia înmagazinată ($E_i - E_d$) în fiecare moment t al acțiunii seismice. Energia înmagazinată este cea care generează starea de mișcare vibratorie. Atenuarea stării vibratorii poate fi lăsată în seama structurii (care va dezvolta mișcări ale maselor și, posibil, incursiuni în domeniul postelastice) sau poate fi „preluată” de echipamente care generează amortizare adăugată. Prin amortizare adăugată, se înțelege – în acest caz – amortizare adăugată echivalentă. Această subliniere este necesară deoarece unele echipamente, generic numite de absorbție a energiei seismice, sunt concepute ca atare (amortizorii) sau sub forma de izolatori seismici, mase adăugate. Cercetarea întreprinsă și finalizată în teza de doctorat se referă la protecția seismică prin mase adăugate pasive PTMD. Prin masa adăugată „scutim” structura de cerința de a disipa (ea însăși) energie transferând o parte din energia care trebuie disipată masei adiționale. Rezultă că structura poate rămâne în domeniul elastic nemaifiind necesară formarea zonelor plastice pentru disiparea energiei. Ecuația (1.2) de bilanț energetic devine în domeniul elastic:

$$E_i = E_k + E_s + E_d \quad (1.3)$$

Din nou, E_d este cantitatea de energie absorbită de structură. Capacitatea de absorbție a energiei seismice înseamnă, deci, capacitatea structurii de a disipa energia seismică. Cantitatea de energie ($E_k + E_s$) nu este

absorbită, dar nici cumulată cum sunt energiile de input E_i și energia absorbită E_d . Variația și dependența capacității E_d de absorbție a energiei seismice de energia E_i indusă structurii de seism este relevantă atât ca valoare, cât, mai ales ca moment de manifestare în timpul acțiunii seismice (Fig. 1.1.4).

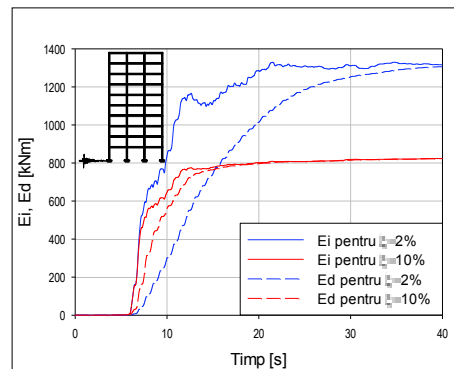


Fig. 1.1.4 Variația energiilor în timp pentru $\zeta=2\%$ și $\zeta=10\%$ în cazul structurii cu 10 niveluri acționată de cutremurul Vrancea '77

Utilizarea conceptului de stare energetică evidențiază atât necesarul de capacitate de absorbție energetică în orice moment al acțiunii seismice (diagramele cu albastru din Fig.1.1.4) cât și „îndeplinirea” cantitativă și la timp (în intervalul de vârf al acțiunii seismice) a acestui necesar (diagramele cu roșu din Fig.1.1.4).

În mod tradițional, prin conceperea și dimensionarea structurii, acesteia i se asigură o astfel de capacitate E_d prin prevederea unor zone disipative. Energia seismică disipată prin deformări plastice (E_h) deși constituie – din punct de vedere al cantității de energie disipate – o componentă importantă în ecuația de bilanț energetic, prețul plătit de structură (deformări ireversibile care necesită reabilitări structurale post-seism) este mare. Zonele plastice disipează, într-adevăr, energie prin solicitarea lor în domeniul postelastice. Mai popular, prin formarea așa ziselor articulații plastice. Multe studii și chiar norme de proiectare au ca obiect conferirea de ductilitate structurilor amplasate în zone seismice [26]–[28]. Starea de ductilitate a fost – la rândul ei - o frontieră în analiza și proiectarea structurilor acționate seismic care a fost recent depășită. Starea de ductilitate a obținut un statut egal cu mai vechile stări de rezistență (SLU) și de deformații (SLS) și este starea care asigură supraviețuirea structurii acționate seismic. Într-un astfel de context se poate formula următoarea întrebare: Ce se întâmplă cu o structură corect concepută și dimensionată care a supraviețuit cutremurului chiar prin formarea unor zone plastice, așa cum a fost prevăzut? Avariile structurale și nestructurale trebuie, totuși, tratate după cutremur. Structura trebuie „pregătită” pentru următorul cutremur, dacă nu pentru ocuparea post-seism a clădirii! Ideală ar fi, pentru toți factorii implicați (investitor, proiectant, utilizator), situația în care structura să supraviețuiască cutremurului fără a apela la formarea zonelor plastice, adică, sub acțiunea cutremurului să se comporte, exclusiv, în domeniul elastic.

Protecția seismică pasivă poate asigura o astfel de comportare în domeniul elastic sub acțiunea cutremurului. În cazul protecției seismice prin masă adăugată pasivă (PTMD), capacitatea E_d de absorbție energetică a structurii echipate, este formată din capacitatea E_{ds} a structurii propriu-zise și capacitatea E_{dm} de absorbție a energiei conferită structurii de masa adăugată. Adică:

$$E_d = E_{ds} + E_{dm} \quad (1.4)$$

În acest caz, ecuația (1.3) de bilanț energetic în domeniul elastic devine:

$$E_i = E_k + E_s + E_{ds} + E_{dm} \quad (1.5)$$

Este simplu de văzut că transferarea unei cote părți E_{dm} din E_d de la structură la sistemul de protecție seismică PTMD va reduce „sarcina energetică” a structurii la cantitatea $E_{ds} < E_d$ astfel încât structura să fie solicitată numai în domeniul elastic. Transferul cotei părți E_{dm} de *capacitate de absorbție energetică* de la structură la sistemul de protecție pasivă PTMD a devenit, recent, obiectivul unor studii în domeniul proiectării structurilor echipate cu astfel de sisteme de protecție [29]–[31].

Capacitatea de absorbție energetică versus nivelul de performanță seismică. Proiectarea pe bază de performanțe a structurilor amplasate în zone seismice constituie, probabil, ultima frontieră în domeniul activității de proiectare a structurilor de construcții. Conceptul de performanță seismică a unei structuri are, din punct de vedere al exprimării, o formă duală: aspectul descriptiv (nivelul de performanță) – pe de o parte și implicațiile în termeni de răspuns seismic (criteriul de performanță) – pe de altă parte. O structură care are asigurat, prin proiectarea adecvată, un nivel de performanță de tip *immediate occupancy* [32], [33] trebuie să aibă o comportare exclusiv în domeniul elastic. În termeni de răspuns seismic, comportarea exclusiv elastică implică, de exemplu, deplasări (laterale) relative de nivel mici. Satisfacerea unor astfel de prevederi poate fi asigurată printr-o capacitate de absorbție energetică ridicată a structurii proiectate. În același timp, satisfacerea prevederilor restrictive de tipul deplasări relative de nivel înseamnă rigiditate laterală mare. Structurile cu rigiditate laterală mare au – ca regulă – perioade de vibrație mici, ceea ce înseamnă forțe seismice de nivel mari. Tabloul consecințelor unei structuri cu rigiditate laterală mare este mai amplu, dar, aici este suficient și, în același timp, relevant să se evidențieze dificultatea asigurării comportării în domeniul exclusiv elastic. O rezolvare adecvată atât din punct de vedere al răspunsului seismic cât și din punct de vedere economic o constituie echiparea structurii cu sisteme de protecție seismică. Sistemele cu masă adăugată constituie o astfel de soluție. Dacă soluția PTMD în sine nu mai constituie o noutate, abordarea energetică a răspunsului seismic al structurilor echipate cu PTMD – propusă în teza de doctorat – poate constitui o contribuție modestă la proiectarea bazată pe performanțe seismice a structurilor de construcții. Conceptul de *capacitate de absorbție energetică* facilitează, într-o mare măsură, verificarea abilității structurii de a se comporta în domeniul elastic. Într-o altfel de exprimare, este dificil (și ne-economic) a „lăsa” exclusiv structurii sarcina de a absorbi energia seismică de input E_i . Mult mai simplu și economic este o diviziune a sarcinilor: structura să îndeplinească prevederile asociate stării de eforturi (SLU), iar echipamentul PTMD să „preia” îndeplinirea prevederilor asociate stării de deplasări (SLS). În termeni de energie, o astfel de diviziune, dar și eficiența echipamentului PTMD sunt simplu de vizualizat prin compararea diagramelor energiei seismice de input E_i și a capacității de absorbție energetică E_d . Astfel, în cazul structurii neechipate cu sistem PTMD (structura de referință), capacitatea de absorbție energetică E_d (Fig. 1.1.5a) este asigurată exclusiv de structură, iar în intervalul de timp al maximului de acțiune seismică, această capacitate este mult sub E_i . În cazul structurii echipate cu un sistem adecvat PTMD, se rezolvă două probleme: capacitatea de absorbție energetică $E_d = E_{ds} + E_{dm}$ este mult mai mare (Fig. 1.1.5b), iar „sarcina” care revine structurii (E_{ds}) este mult mai mică. Exprimarea în termeni de energie și, mai ales folosirea conceptului de capacitate de absorbție energetică constituie, într-adevăr, o modalitate simplă și versatilă de verificare a nivelului de performanță seismică.

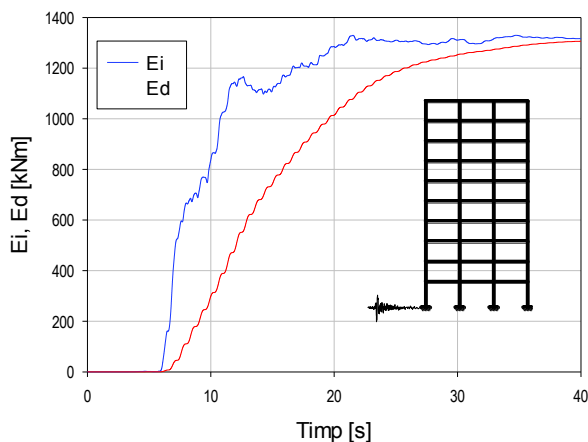


Fig. 1.1.5a Structura de referință

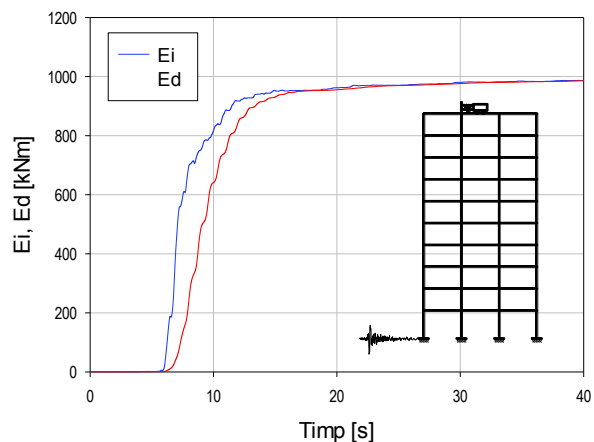


Fig. 1.1.5b Structura cu PTMD 4%

Fig. 1.1.5 Variația energiilor E_i , E_d în cazul structurii cu 10 niveluri sub acțiunea cutremurului Vrancea '77

O structură cu masă adăugată (Fig. 1.1.6) poate părea, din punct de vedere tehnic, o realizare spectaculoasă. De aceea este necesară și o pledoarie pentru sistemul PTMD care să evidențieze componenta economică a acestei soluții de protecție seismică.

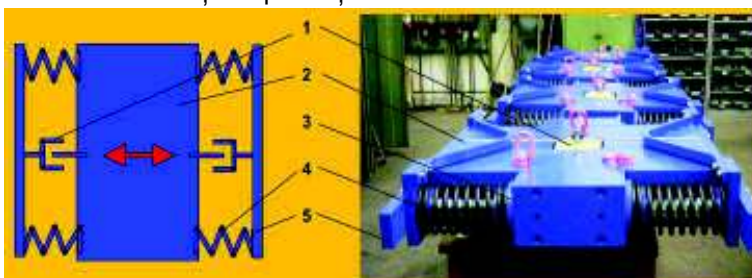


Fig. 1.1.6 Sistem cu masă adăugată [34]

Trecerea de la tehnic la economic în explicarea mecanismului PTMD de protecție seismică este simplă: nu este economic a crește E_d prin creșterea nivelului de ductilitate (ceea ce implică deformări plastice) ci, din contră, E_d trebuie „reduc” prin transferarea cotei părți E_{dm} către sistemul de protecție pasivă. În acest fel se asigură atât capacitatea necesară E_d a structurii echipate cât și evitarea deformărilor plastice în elementele structurale și/sau nestructurale.

Protecția pasivă generată de un sistem PTMD este, probabil, cea mai simplă și direct de perceput vizual. Masa adăugată poate fi acordată (prin proiectare adecvată) astfel încât mișcarea ei să fie în contrafază cu mișcarea masei/maselor primare. O astfel de mișcare în contrafază cu mișcarea structurii este, cel mai simplu de vizualizat printr-un sistem de tip pendul. Indiferent dacă masa adăugată este montată în sistem clasic sau în sistem pendul, efectul cel mai vizibil este reducerea răspunsului seismic în deplasări laterale. Comportarea unei structurii cu masă adăugată la solicitări seismice este, în mare măsură, dependentă de acțiunea seismică. Această dependență a condus la dezvoltarea sistemelor de control activ cu masă adăugată. Controlul activ este dificil de realizat atât din punct de vedere tehnologic cât și financiar. În același timp, structura propriu-zisă este concepută și dimensionată corespunzător seismicității amplasamentului, adică, pentru un anumit cutremur de proiectare. Aceasta constrângere – proiectarea structurii la cutremurul specific amplasamentului – îmbinată cu dificultățile tehnologice și financiare ale unui

control activ au generat sistemul pasiv cu masă adăugată (PTMD). Un astfel de sistem este conceput și dimensionat, ca și structura propriu-zisă, pentru reducerea răspunsului seismic indus de cutremurul de proiectare specific amplasamentului. Cercetarea întreprinsă și sintetizată în teza de doctorat se referă la aceste sisteme pasive cu masă adăugată. Este de așteptat ca o astfel de cercetare să se refere la eficiența sistemelor PTMD în reducerea răspunsului seismic. Teza propune o abordare a acestei eficiențe în termeni de energie (energie seismică de input, capacitate de absorbție energetică, etc) mult mai cuprinzătoare decât abordarea tradițională prin deplasări laterale. Masa adăugată joacă, în sistemele PTMD, rolul de absorbitor de energie. Prin echiparea structurilor cu sisteme PTMD se realizează reducerea globală a răspunsului seismic. În contextul abordării energetice sunt evidențiate două dintre obiectivele activității de concepere și proiectare a structurilor multietajate amplasate în zone seismice și anume: transferul unei cote părți din necesarul de capacitate de absorbție energetică de la structură la masa adăugată și asigurarea comportării structurii în domeniul elastic.

1.2 Obiectivul principal și obiectivele secundare ale tezei

Abordarea energetică a răspunsului seismic al structurilor echipate cu PTMD este contextul în care sunt conturate obiectivele cercetării întreprinse. Sistemele PTMD, ca și celelalte echipamente mecanice/hidraulice de protecție seismică a structurilor sunt referite ca sisteme de disipare a energiei. Totuși, în marea majoritate a cazurilor, aceste sisteme sunt analizate prin prisma reducerii componentelor răspunsului seismic de tip deplasări laterale, forță tăietoare seismică de bază, forțe seismice de nivel static echivalente. De puține ori, efectul acestor sisteme de protecție seismică se referă propriu-zis la energia seismică de input și componentele sale. Asocierea sistemelor de disipare a energiei seismice cu însăși energia seismică de input constituie platforma de studiu a tezei de doctorat și, în același timp, contextul analitic în care pot fi definite obiectivele cercetării întreprinse. Obiectivul general dinaintea stabilit al cercetării – numit în continuare *obiectiv principal* – este chiar abordarea energetică a reducerii răspunsului seismic al structurilor echipate cu sisteme PTMD. Un sistem PTMD care echipează o construcție este, atât prin el însuși cât și prin vizibilitatea nemijlocită (de reducere a deplasărilor laterale induse seismic) a efectului lui de legănare, spectaculos și neobișnuit. În nici un caz, un astfel de sistem nu dezvăluie aspecte asociate energiei seismice de input și componentelor structurale ale acesteia. Este necesară o extinsă și profundă investigație analitică pentru ca sistemul – numit generic de disipare a energiei seismice – să fie abordat din chiar punctul de vedere energetic. Formularea abordării energetice necesită și oferă posibilitatea definirii și soluționării unui set de obiective secundare. *Un prim astfel de obiectiv secundar este studiul capacității de absorbție energetică a structurilor echipate cu PTMD.* Așa cum s-a menționat mai sus, este important ca necesarul de capacitate de absorbție energetică să fie transferat de la structură la sistemul PTMD. Un astfel de transfer poate asigura comportarea structurii exclusiv în domeniul elastic. Odată ce abordarea energetică este obiectivul principal, analiza transferului de capacitate de absorbție energetică de la structură la sistemul PTMD devine necesară.

Literatura de specialitate definește un domeniu general acceptat în care variază câțiva parametri de comportare a sistemului PTMD [35]–[39]. Trei astfel de parametri se detașează atât prin dese referiri cât și prin cvasi-unanimitatea acceptării domeniului lor de valori:

- masa adăugată m_d ca procentaj din masa totală m a structurii

- coeficientul elastic k_d al legăturii dintre structură și PTMD
- coeficientul de amortizare c_d al conexiunii dintre structură și PTMD.

Referitor la raportul maselor $\mu = m_d/m$, literatura de specialitate recomandă un domeniu relativ larg de valori [40]–[44]. În acest context, *un al doilea obiectiv secundar este studiul influenței parametrilor μ , k_d și c_d asupra energiei seismice de input E_i și a componentelor sale structurale.*

Același interval larg (de la 2% la 10 %) pentru μ a generat o preocupare extinsă a cercetătorilor din domeniu pentru optimizarea acestui parametru [45]–[49]. Criteriile utilizate sunt de minimizare a parametrilor cinetici asociați răspunsului seismic (deplasarea laterală la vârful structurii în cele mai multe cazuri). Abordarea energetică permite o optimizare a parametrului μ din punct de vedere al capacității de absorbție energetică a structurii echipate cu PTMD.

Acest studiu de relaționare a parametrului μ cu capacitatea de absorbție energetică constituie cel de-al treilea obiectiv secundar al cercetării întreprinse.

Reducerea răspunsului seismic al structurilor multietajate prin amortizare adăugată a devenit o practică uzuală și larg aplicată pentru protecția seismică a structurilor [2], [50]–[53]. În acest context, autorul tezei consideră utilă *o comparație a eficienței sistemelor PTMD și a amortizării adăugate din punct de vedere al reducerii deplasărilor laterale induse seismic.* Prezentarea rezultatelor numerice ale eficienței celor două sisteme (PTMD și amortizare adăugată) permite o percepție mai directă a efectului PTMD și *constituie cel de-al patrulea obiectiv secundar al tezei.* Rezultatele numerice calculate și prezentate sunt mai cuprinzătoare decât cei doi parametri pivoți ai analizelor seismice de tip time-history (deplasări laterale și respectiv capacitate de absorbție energetică). Astfel, teza face referiri la forța tăietoare seismică de bază – un parametru important al activității de proiectare, la perioadele proprii de vibrație și la accelerații laterale de nivel – un parametru important al costurilor de mentenanță.

1.3 Metodologia adoptată

Obiectivele (pricipal și secundare) stabilite în cercetarea de doctorat și prezentate în subcapitolul 1.2 definesc o arie tematică care cuprinde trei subdomenii distincte ale ingineriei structurale:

- Răspunsul seismic al structurilor metalice multietajate
- Abordarea energetică a răspunsului seismic
- Structuri metalice multietajate cu masă adăugată pasivă.

Pentru rezolvarea obiectivelor menționate în contextul acestui domeniu complex de studiere a răspunsului seismic, autorul tezei a adoptat în cercetarea întreprinsă următoarea metodologie:

- Introducere în analiza dinamică a structurilor cu masă adăugată. Se studiază structuri cu un grad de libertate și masă adăugată, iar apoi structuri cu număr finit de grade de libertate și masă adăugată. Studiile includ modelele dinamice, modelele analitice, ecuațiile diferențiale ale mișcării de vibrație și răspunsurile seismice asociate unui set de trei cutremure, respectiv: Imperial Valley 1940 înregistrat la stația El Centro - USA, Focșani 1986 înregistrat la stația INCERC București - România și Vrancea 1990 înregistrat la stația INCERC București - România. Formulările teoretice sunt exprimate în forme matriceale, ceea ce a permis definirea și utilizarea *matricelor structurale extinse* de inerție \mathbf{M}^+ , de rigiditate \mathbf{K}^+ și de amortizare liniar vâscoasă \mathbf{C}^+ asociate structurilor echipate cu PTMD. Rezultatele numerice prezentate evidențiază efectul masei adăugate pasive

m_d și a parametrilor de rigiditate k_d și de amortizare c_d asupra perioadelor de vibrație și a răspunsului seismic.

- REFERITOR LA STRUCTURI ȘI ECHIPAREA LOR CU SISTEME PTMD

1. Metodologia implică stabilirea a două seturi de structuri care urmează a fi analizate:

- Un set de structuri de referință ne-echipate cu sisteme de tip PTMD (Fig 1.3.1)
- Un set de structuri echipate cu sisteme PTMD. Acest al doilea set de structuri cuprinde, la rândul său, un subset în care masa adăugată m_d are următoarele valori (raportate la masa totală m a structurii de referință): $m_d=0,02 \cdot m$; $m_d=0,04 \cdot m$; $m_d=0,06 \cdot m$; $m_d=0,08 \cdot m$; $m_d=0,1 \cdot m$.

Structurile sunt cadre metalice cu noduri rigide, de tip multietajat, având regimul de înălțime 5 niveluri, 10 niveluri și, respectiv 15 niveluri. Acestea au câte trei deschideri, fiecare de 6m. Înălțimea parterului este de 4,5m, iar înălțimea nivelurilor curente este de 3,5m (Fig 1.3.1). Structurile au fost proiectate conform prevederilor Normativului P100-1/2006 [54] și a Eurocodurilor EC3 [55] și EC8 [56] astfel încât să îndeplinească condițiile stării de rezistență SLU și a stării de deformații SLS asociate unui amplasament seismic caracterizat prin valoarea de vârf a accelerației seismice $a_g=0,24g$ și perioada de colț $T_c=1,6$ s.

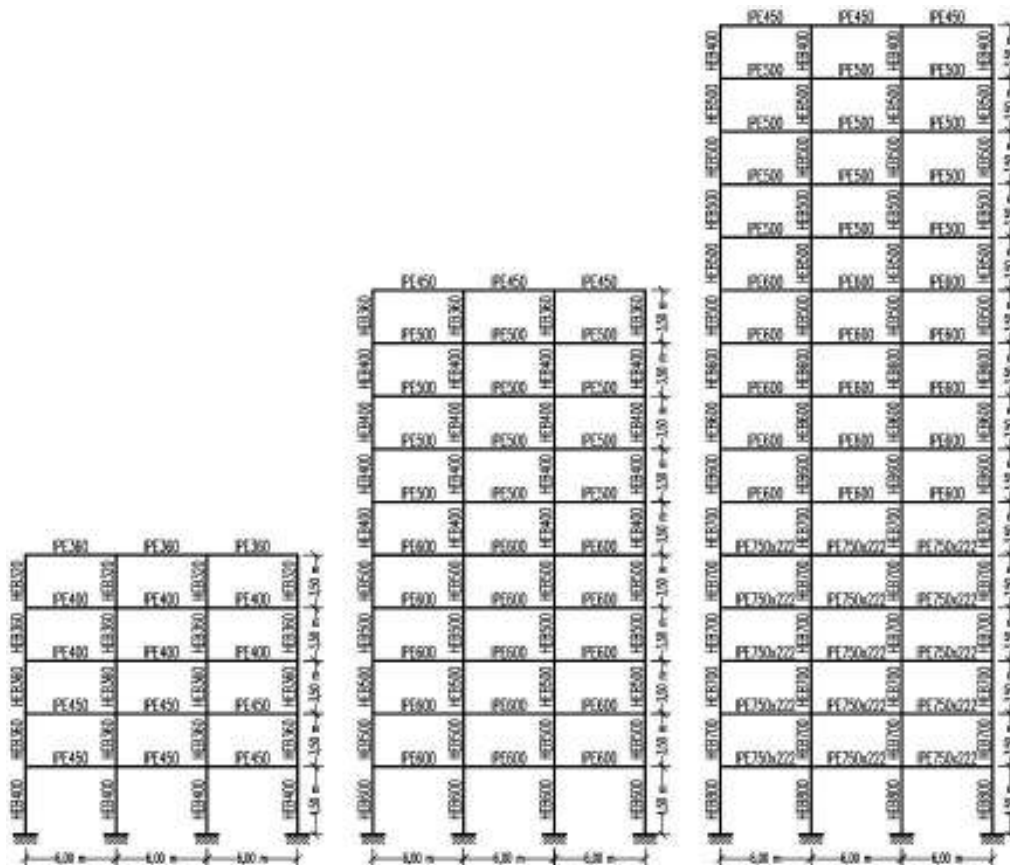
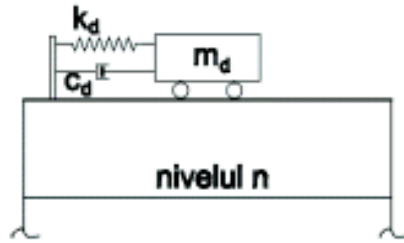


Fig. 1.3.1 Structurile analizate

2. Fiecare subset de structuri este analizat în condițiile unei amortizări (liniar vâscoase) inerente având fracțiunea de amortizare critică $\zeta=2\%$ și patru niveluri de amortizare adăugată definite prin fracțiunile asociate de amortizare critică de 4%, 6%, 8% și 10%.



3. Subsetul de structuri echipate cu PTMD este, de asemenea, analizat într-o gamă largă în ceea ce privește coeficientul de rigiditate k_d (elastic liniară) și coeficientul de amortizare (liniar vâscoasă) c_d al conexiunii dintre masa adăugată m_d și structura propriu-zisă (Fig. 1.3.2).

Valorile acestor coeficienți sunt calculate în conformitate cu recomandările din lucrări fundamentale [37], [40] ale literaturii de specialitate și care sunt adoptate într-un mare număr de alte lucrări din acest domeniu [8], [57]–[60].

Fig. 1.3.2 Structură echipată cu sistem PTMD

- REFERITOR LA ACȚIUNILE SEISMICE

Au fost selectate trei acțiuni seismice înregistrate (Fig. 1.3.3):

1. Cutremurul Vrancea 1977 (sursa INCERC București, România) având perioada predominantă $T=1,16s$
2. Cutremurul Loma Prieta 1989 (sursa Emeryville, USA) având perioada predominantă $T=1,18s$
3. Cutremurul Kocaeli 1999 (sursa Yarimca, Turcia) având perioada predominantă $T=1,40s$.

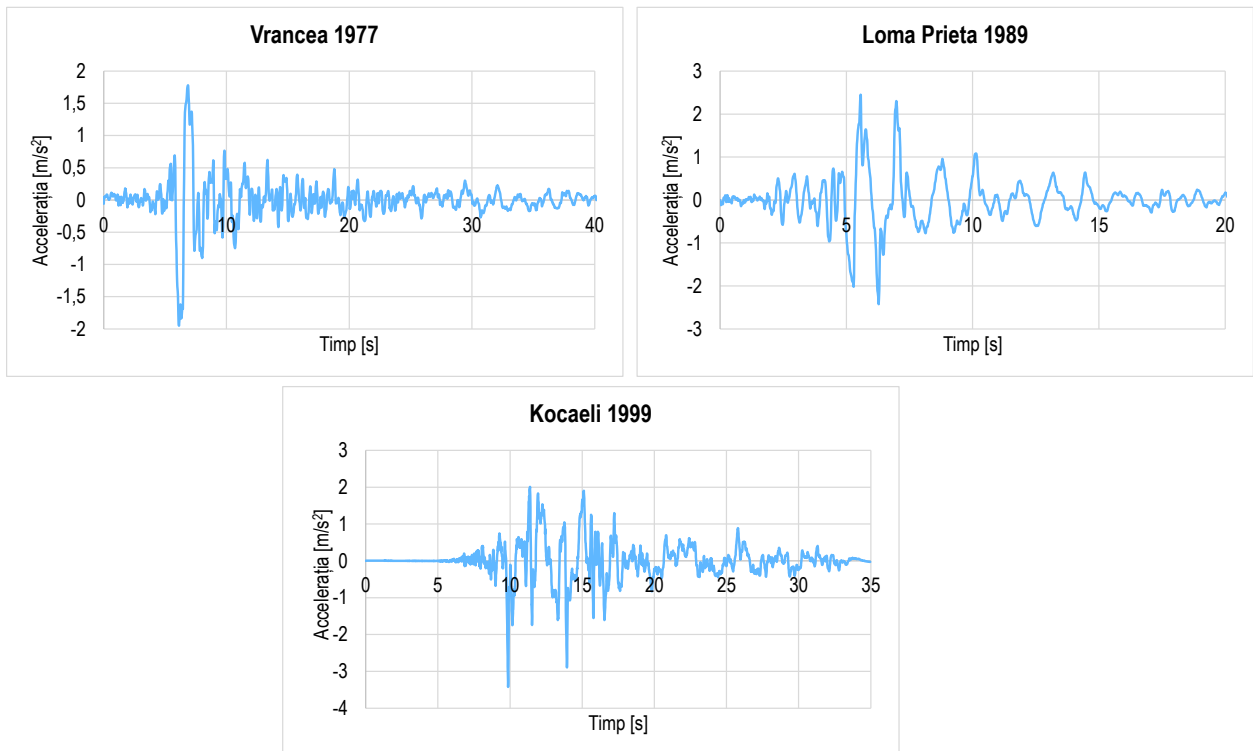


Fig. 1.3.3 Accelerograme considerate

Aceste trei acțiuni seismice au fost selectate pentru perioadele lor mari și în același timp apropiate de perioadele fundamentale T_1 ale structurilor de referință.

- REFERITOR LA ABORDAREA ENERGETICĂ A RĂSPUNSULUI SEISMIC

O simplă trecere în revistă a obiectivelor evidențiază faptul că aproape toate obiectivele sunt asociate abordării energetice a răspunsului seismic. În acest context, autorul tezei a considerat necesar să prezinte conceptele necesare introducerii și dezvoltării acestei abordări energetice. Plecând de la ecuația de bilanț energetic a unei structuri acționată seismic, se trece la prezentarea componentelor structurale (energie cinetică E_k , energie de deformație elastică E_s) ale energiei de input seismic E_i și apoi la dezvoltarea conceptului de capacitate de absorbție energetică E_d . Prezentarea și dezvoltarea acestor concepte a necesitat studierea și sintetizarea unui număr mare de lucrări recente din acest domeniu.

- REFERITOR LA FUNDAMENTELE TEORETICE ALE DINAMICII SISTEMELOR CU PTMD

Autorul a considerat necesar să prezinte – într-un mod concis – modelele mecanice, dinamice și analitice ale sistemelor cu masă adăugată pasivă PTMD. Prezentarea face referiri atât la sistemele cu un grad de libertate (SDOF) cât și la sistemele cu număr finit n de grade de libertate (MDOF) echipate cu masă adăugată. Plecând de la modelul dinamic se trece la schema forțelor asociată principiului lui d'Alembert și apoi la ecuațiile diferențiale de echilibru dinamic. Având în vedere – pe de o parte – obiectivele propuse și – pe de altă parte – faptul că rezolvarea ecuațiilor diferențiale astfel obținute nu mai constituie o problemă (și cu atât mai puțin o problemă a inginerilor structuriști), autorul prezintă câteva rezultate numerice asociate acestor ecuații.

- REFERITOR LA ANALIZELE STRUCTURALE ȘI PARAMETRII CALCULAȚI

Analizele structurale sunt de tip *time - history modal*, elastice și sunt întreprinse în programul SAP 2000 versiunea 15.1. Rezultatele analizelor efectuate se referă la răspunsul seismic atât în termeni tradiționali - deplasări laterale, accelerații laterale, forță seismică de bază - cât și la componente specifice abordării energetice. Rezultatele calculate sunt prezentate sub formă numerică și grafică și sunt urmate de comentarii și concluzii adecvate.

1.4 Actualitatea temei abordate

Cutremurele de pământ reprezintă fenomene extreme care se produc de regulă pe neașteptate și pot provoca numeroase victime și pagube materiale. La nivel global, în ultimii ani, numărul marilor catastrofe a crescut neconținut. În acest sens, eforturi susținute se fac atât în domeniul Seismologiei cât și în domeniul Ingineriei seismice pentru îmbunătățirea măsurilor de prevenire a cutremurelor și de protecție seismică. Pentru obținerea unui nivel acceptabil de performanță al clădirilor, în proiectarea convențională se utilizează capacitatea structurii de rezistență de a absorbi și disipa energie. Aceasta disipare de energie nu se poate produce însă fără admiterea unui anumit grad de degradare a structurii. În prezent, controlul vibrațiilor cauzate de cutremur sau vânt se face prin diferite metode: modificarea rigidității, a masei, a

amortizării sistemului structural sau prin intermediul unor dispozitive speciale cu rolul de a absorbi și/sau disipa energia indusă în structură de mișcarea seismică. Masa adăugată se încadrează în această ultimă categorie a dispozitivelor speciale de protecție structurală. Un sistem cu masă adăugată pasivă (PTMD – Passive Tuned Mass Damper) tipic, utilizabil în domeniul construcțiilor, constă dintr-o masă adițională m_d care are o mișcare relativă față de structura de care este conectată prin intermediul unui resort k_d și a unui disipator vâscos c_d , legate în paralel (Fig. 1.4.1).

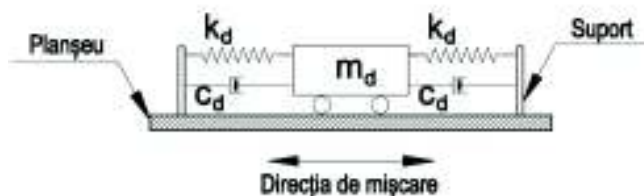


Fig. 1.4.1 Schema sistemului pasiv cu masă adăugată (PTMD)

Scurt istoric al dezvoltării sistemelor cu masă adăugată

Conceptul masei adăugate pentru aplicații structurale își are originile în sistemele absorbante ale vibrațiilor dinamice studiate încă din 1909 de către Hermann Frahm (pentru a reduce tangajul navelor maritime) [61]. Acesta studiază cazul sistemului cu un grad de libertate (neamortizat) supus la excitații armonice. Eficiența absorbitorului de vibrații propus de Frahm este limitată de faptul că nu are amortizare, acesta fiind utilizabil doar pentru situația în care frecvența proprie a absorbitorului este foarte apropiată de frecvența factorului perturbator. În caz contrar, performanța acestuia e mult redusă, iar la rezonanță (frecvența absorbitorului apropiată de cea a structurii) răspunsul structurii se amplifică. De atunci, mulți cercetători au studiat eficiența sistemelor cu masă adăugată pentru diferite acțiuni dinamice. În 1928, Ormondroyd și Den Hartog [62] au studiat mai întâi teoria disipatorilor de vibrații amortizate și neamortizate în absența amortizării în sistemul principal. Pentru a mări eficiența unui astfel de disipator, diminuând cât mai mult răspunsul structural, s-a încercat lărgirea gamei de frecvențe care pot fi acordate, prin introducerea unor resorturi cu comportament neliniar. Den Hartog (1940) completează aceste studii [63] și obține formule de calcul a parametrilor optimi ai masei adăugate. Criteriul utilizat este cel de minimizare a deplasărilor laterale în cazul sistemului de referință neamortizat acționat de o excitație armonică [35]. Amortizarea sistemului primar a fost ulterior luată în calcul de Bishop și Welbourn (1952) [64]. Pentru a îmbunătăți performanța TMD-urilor, Snowdon (1959) a cercetat comportarea unui disipator de tip solid [65]. S-a demonstrat că un disipator care utilizează un material absorbant de energie având parametrul de rigiditate proporțional cu frecvența excitației și un coeficient de amortizare constant, poate reduce considerabil frecvența de rezonanță a sistemului principal. Dacă Den Hartog considera doar amortizarea vâscoasă a absorbitorului de vibrații, Snowdon (1960) a extins cercetarea pentru mai multe tipuri de amortizare [66]. Din acel moment disipatorii dinamici au fost dezvoltați și îmbunătățiți, având aplicabilitate în domeniul mecanic, pentru a reduce frecvența de rezonanță și vibrațiile mașinilor, compactoarelor, elicopterelor, automobilelor, dar și pentru îmbunătățirea răspunsului dinamic al structurilor înalte și a podurilor supuse acțiunii cutremurelor și vântului [67]. Însă comportarea și eficiența unui amortizor dinamic cu masă adițională în cadrul sistemelor amortizate cu mai multe grade de libertate supuse acțiunilor de mediu (vânt, cutremur) – care au conținut frecvențial divers – diferă de principiile teoretice prezentate mai sus, iar parametrii optimi ai masei adăugate sunt greu de obținut. Wirsching și Campbel (1973) [68], Ohno et al (1977) [69], Ioi și Ikeda

(1978) [70] consideră o amortizare foarte mică a sistemului de referință și calculează parametrii optimi folosind ca și criteriu minimizarea accelerațiilor. În 1979, Jagadish et al [71] propun ideea folosirii ultimului nivel al clădirii ca un TMD, absorbind vibrațiile celorlalte niveluri. Teoria sistemelor cu masă adăugată pasivă (PTMD – Passive Tuned Mass Damper) a fost mai apoi extinsă de Luft (1979) [72], Petersen (1980) [36], Sladek și Klingner (1980) [73], Ayorinde și Warburton (1980) [74], [75].

Chang și Soong (1980) propun sistemul cu masă adăugată activă (ATMD – Active Tuned Mass Damper) [76]. Prin acest tip de control mișcarea structurii, ca urmare a acțiunii seismice, este modificată prin intermediul unui sistem activat de o sursă de energie externă.

În 1983, Hrovat et al [77] propun sistemele semi-actice cu masă adăugată (SATMD – Semi-active Tuned Mass Damper). Acestea combină fiabilitatea sistemelor de control pasiv cu proprietățile de adaptare ale sistemului de control activ, utilizând surse relativ mici de energie din afara sistemului.

Iwanami și Seto (1984) propun sistemul cu două mase adăugate [78] și testează eficiența acestuia la acțiuni armonice. S-a constatat că eficiența sistemului convențional nu a fost îmbunătățită semnificativ. Studii realizate de Villaverde (1985) privind eficiența masei adăugate la acțiuni seismice arată că rezultatele cele mai bune sunt obținute atunci când fracțiunile de amortizare critică ale sistemului primar, și, respectiv, ale sistemului auxiliar sunt egale [79]. Pentru a atinge acest obiectiv, autorul propune două condiții. Una referitoare la calculul parametrului de amortizare a sistemului auxiliar, iar cealaltă condiție ar fi ca cele două sisteme să se afle în rezonanță. Rezultatele numerice arată însă că respectarea acestor două condiții nu este suficientă pentru a obține rezultate satisfăcătoare, mai ales în cazul maselor adiționale mari. Fujino et al (1985) cercetează suprimarea vibrațiilor podurilor cu ajutorul masei adăugate [80].

Conceptul sistemelor cu mase adăugate multiple (MTMD – Multiple Tuned Mass Dampers) este propus în anul 1988 de Allen Clark [81].

Kaneko și Mita (1991) studiază eficiența sistemului cu masă adăugată hibridă (HMD – Hybrid Mass Damper) pentru controlul modurilor superioare de vibrație [82]. Acest tip de control structural reprezintă o combinație între controlul pasiv și controlul activ. Deoarece o parte a obiectivului controlului vibrațiilor este preluată de sistemul pasiv, nivelul forțelor generate de sistemul activ este mai redus. Prin urmare, energia necesară pentru realizarea unui control hibrid este mai redusă decât în cazul unui control complet activ, fiind totuși mai mare decât cea utilizată în cazul sistemelor de control semi-activ.

În anul 1992, Setareh cercetează eficiența masei adăugate în controlul vibrațiilor produse de om [83]. Xu și Kwok (1992) studiază efectul masei adăugate în cazul unei structuri supuse acțiunii vântului ținând cont de interacțiunea structură – sol [84]. În anul 1993, Fujino și Abe [85] au dezvoltat o nouă metodă pentru calculul parametrilor optimi ai masei adăugate, având rezultate satisfăcătoare pentru raportul maselor μ mai mic decât 0,02 și pentru valori ale amortizării sistemului primar mai mici de 5÷10%. Abe și Fujino (1994) [86], Igusa și Xu (1994) [87], precum și Jangid și Datta (1994) [88] dezvoltă conceptul sistemelor cu mase adăugate multiple. Villaverde [39] studiază în 1994 trei tipuri de structuri supuse la nouă cutremure și stabilește dependența dintre cutremur și eficiența masei adăugate. Chopra (1995) subliniază și demonstrează eficiența masei adăugate acordate corespunzător și face referiri la anumite aplicații ale acestui tip de protecție structurală [89]. Kwok și Samali (1995) [90] studiază comportamentul structurilor

echipate cu sisteme PTMD și AMD și realizează experimente pentru verificarea rezultatelor teoretice. Se constată eficiența sistemelor în reducerea răspunsului dinamic al structurilor supuse acțiunii vântului și seismului. Feng și Mita (1995) propun o metodă de control a vibrațiilor produse de vânt și seism structurilor înalte care conțin anumite substructuri ce preiau rolul absorbitorului de vibrații clasic [91]. Tsai (1995) realizează studii privind efectul masei adăugate pe structuri cu izolatori în bază [92].

În 1996, Yeh et al [93] studiază comportarea sistemului TLD (Tuned Liquid Dampers).

Sadek et al (1996) [94] propun o altă metodă de calcul a parametrilor optimi ai masei adăugate pentru reducerea răspunsului seismic atât pentru structuri cu un singur grad de libertate cât și pentru structuri cu număr finit de grade de libertate dinamică. Rezultatele prezintă reduceri semnificative ale răspunsului seismic. Spre deosebire de metodele propuse anterior, această metodă este valabilă și pentru mase auxiliare mai mari de 0,5%.

În 1998, Villaverde dezvoltă ideea amplasării sistemului de izolare pe acoperișul clădirii [95]. Se constată că această sugestie este eficientă și poate să devină un mod atractiv de reducere a pagubelor produse de cutremur în elementele structurale și în cele nestructurale ale clădirii. Acesta mai studiază posibilitatea și eficiența utilizării ultimului nivel ca și masă adăugată pasivă, legătura între ultimul nivel și structură realizându-se prin intermediul unor izolatori elastomeri și amortizori vâscoși.

Masă adăugată cu rigiditate variabilă este propusă de Nagarajaiah în anul 2000 [96]. Lukkunaprasit și Wanitkorkul (2001) analizează comportamentul structurilor inelastice cu TMD supuse acțiunii seismice [97]. Pinkaew et al (2003) studiază eficiența masei adăugate în reducerea avariilor structurale [98].

Energia disipată de sistemul PTMD este pentru prima dată studiată în anul 2004 de Wong și Chee [99]. Miranda (2005) prezintă un nou model de calcul a parametrilor masei adăugate folosind principiul energetic [31]. Criteriul de optimizare folosit de acesta este maximizarea energiei absorbite și disipate de masa adăugată amplasată la ultimul nivel al sistemului cu două grade de libertate analizat. Rezultatele numerice sunt apropiate de cele obținute folosind metoda de calcul propusă de Sadek et al [94].

Gerges și Vickery (2005) optimizează masa adăugată de tip pendul [100]. Hoang și Warnitchai (2005) [101], Zuo și Nayfet (2005) [102] propun metode pentru optimizarea parametrilor sistemelor cu mase adăugate multiple. Rüdinger (2007) analizează sistemul TMD cu amortizare vâscoasă neliniară [103]. Ghindea (2008) studiază răspunsul structurilor cu un nivel dotate cu amortizori cu masă acordată în condițiile seismice din România [104].

În 2008, Wong extinde studiul energetic și asupra structurilor inelastice echipate cu masă adăugată [29]. Tulei et al (2009) studiază eficiența sistemului cu masă adăugată pentru o structură existentă cu cinci niveluri supusă acțiunii seismice și constată că metodele clasice de rigidizare a structurii sunt mai eficiente în acest caz [105]. Alexander și Schilder (2009) cercetează eficiența masei adăugate neliniare [106]. Wang et al (2009) propun o metodă de calcul a parametrilor masei adăugate ținând cont de cursa acesteia [48]. Wong și Johnson (2009) studiază energia seismică disipată în cazul structurilor inelastice cu mase adăugate multiple [107]. Lin et al. (2010) studiază masa adăugată neliniară semi-activă (SAF-TMD Semi-Active-Friction Tuned Mass Damper) [108]. Farfară și Ieremia (2012) realizează un studiu de caz pe o structură metalică prevăzută cu masă acordată de tip pendul pentru a studia eficiența acestei mase

auxiliare în îmbunătățirea răspunsului seismic [109]. Se constată ca amplitudinile deplasărilor și ale accelerațiilor scad cu 20-50% și eforturile din elemente sunt diminuate. În anul 2012, Farghaly [110], Greco și Marano [30], Mohebbi și Joghataie [111], propun diferite metode de optimizare a parametrilor masei adăugate.

Eason et al (2013) studiază controlul vibrațiilor prin legarea în serie a unei mase adăugate neliniare și a unei mase adăugate semi-active [112]. Lin și Wang [113], Mohebbi [114] propun noi metode de optimizare a parametrilor maselor adăugate multiple. Nagarajaiah et al (2014) [115], Sun et al (2014) [116], Xu et al (2014) [117] studiază masa adăugată activă, adaptivă.

Din analiza studiilor teoretice, precum și datorită realizărilor practice ale structurilor echipate cu masă adăugată, se constată că, pe plan internațional, preocuparea privind utilizarea acestor dispozitive inovative este veche, în timp ce pe plan național utilizarea acestora a început recent [118], [119].

Tematica abordată în cercetarea de doctorat se încadrează într-un domeniu activ al studiului comportării structurilor la acțiunea seismică. Au fost elaborate numeroase lucrări cu privire la protecția seismică prin masă adăugată (Figura 1.4.2 este reprezentarea grafică a studiilor teoretice referitoare la sistemul PTMD din anul 1990 până în prezent), iar un număr însemnat de sisteme PTMD au fost instalate în structuri pentru îmbunătățirea răspunsului seismic (Figura 1.4.3 prezintă o statistică a aplicațiilor acestui tip de sistem de protecție la clădiri civile).

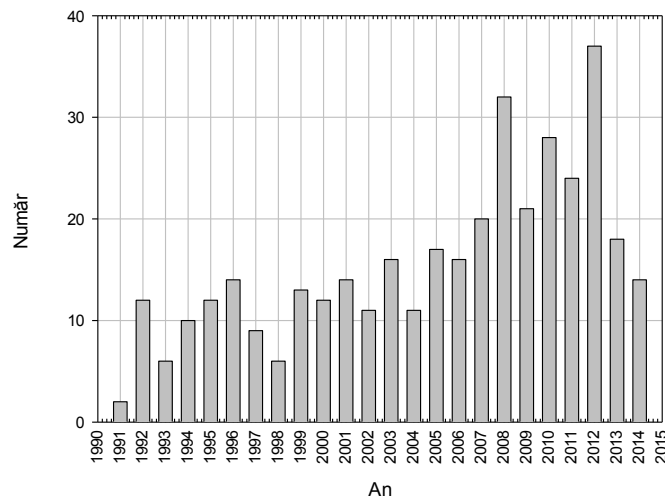


Fig. 1.4.2 Trecut și prezent în studiul sistemelor cu masă adăugată

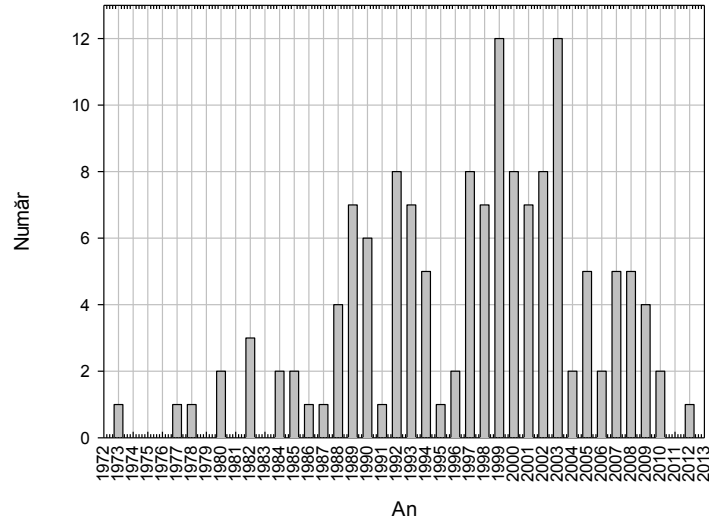


Fig. 1.4.3 Statistică aplicații ale sistemului PTMD la clădiri civile

Prima realizare practică a sistemului cu masă adăugată pasivă a fost în Toronto, Canada (1973) la *Canadian National Tower* (553 m) pentru reducerea vibrațiilor produse de vânt [120]. În acest caz au fost instalate două mase adăugate de câte nouă tone fiecare.

În Statele Unite ale Americii, prima aplicație de acest fel [121], s-a realizat la clădirea *John Hancock Tower* (1977) din Boston, Massachusetts (244 m). La extremitățile etajului 58 au fost instalate două mase adăugate de câte 300 tone (plumb în cutii de oțel) acționate hidraulic. Când clădirea se „clatină” sub acțiunea vântului, greutatea tind să rămână fixe în spațiu, permițând podelei să alunece sub ele, arcurile și amortizorii acționând asupra structurii din oțel, reducând vibrațiile [122]. A doua aplicație a fost la *Citigroup Center* din Manhattan (1978), sistemul secundar având o greutate din beton de 400 tone, acționată hidraulic pe două direcții perpendiculare între ele. Sistemul hidraulic care realizează suspensia este pornit automat când vibrațiile depășesc un anumit nivel. Oscilațiile masei adăugate preiau din energia vibrațiilor clădirii, realizând o reducere de până la 50% a amplitudinii acestora [123].

Turnul *Center Point* (305 m) din Sydney, Australia a fost prima structura în care a fost instalat un sistem Tuned Mass Damper de tip pendul (1980) [120].

Chiba Port Tower (125m) a fost primul turn din Japonia (1986) echipat cu sistem PTMD [124] pentru reducerea vibrațiilor produse de vânt și cutremur (Fig. 1.4.4, Fig. 1.4.5).



Fig. 1.4.4 Chiba Port Tower [125]



Fig. 1.4.5 Chiba Port Tower tuned mass damper [126]

Turnul Taipei 101 (509 m) este un zgârie-nori situat în Taiwan (Figura 1.4.6). Clădirea are 101 etaje și s-a clasat oficial ca cel mai înalt turn din lume din 2004 până la deschiderea Khalifa Burj din Dubai în 2010. Clădirea are un sistem structural alcătuit dintr-un nucleu central contravântuit, conectat de opt mega-stâlpi compoziți prin intermediul a unsprezece seturi de brațe rigide și este echipată împotriva cutremurelor, vântului sau taifunului cu un sistem de tip masă adăugată de formă sferică, situat la etajul 88, ce cântărește 660 de tone, suspendată pendular pe cabluri. Sistemul PTMD este înconjurat de o serie de opt amortizori vâscoși primari – pentru preluarea șocurilor datorate vântului – și o altă serie de amortizori vâscoși secundari – pentru preluarea șocurilor produse de mișcarea seismică. Această masă adăugată este cea mai mare din lume și prima folosită ca element arhitectural. În afară de masa pendulară, clădirea mai are încă două mase adăugate (de 4,5 tone fiecare), de translație, poziționate la ultimul nivel.

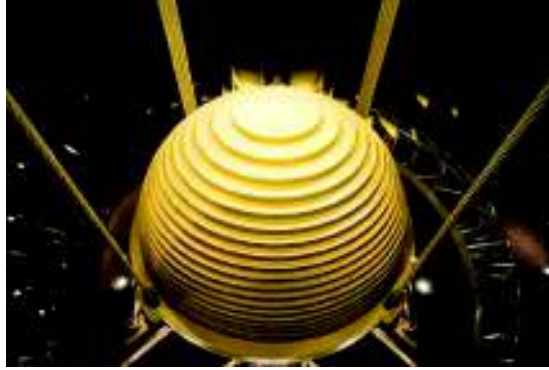


Fig. 1.4.6 Taipei World Financial Center [127]

O altă structură echipată cu sistem PTMD de tip pendul este *Crystal Tower* (157m) din Osaka, Japonia(1990). Aceasta este prevăzută cu două mase adăugate de 180t și, respectiv 360t [128].

Hotelul *Burj al-Arab* (1997), Dubai (321 m) are unsprezece mase adăugate, de cinci tone fiecare, pentru controlul vibrațiilor induse de vânt (Fig. 1.4.7). Opt sunt montate la înălțimea de 280m, în brațele exterioare din oțel, iar trei sunt plasate în vârful catargului antenei [129].



Fig. 1.4.7 Hotelul Burj al-Arab, Dubai și sistemul TMD [129]

Trump World Tower din New York (2001) are 90 de etaje, fiind cea mai înaltă clădire rezidențială din lume (262,4 m) până în anul 2011 când a fost depășită de Beekman Tower (267 m). La ultimul nivel este echipată cu sistem PTMD având masa de 600 tone.

Singapore Flyer (2008) are o înălțime de 165 m și este prevăzută cu sisteme TMD în fiecare braț [130]. A fost cea mai mare roată de acest fel, din lume, până în martie 2014 când s-a deschis High Roller (Las Vegas) de 167,6m. Și aceasta din urmă este prevăzută cu 13 mase adăugate pentru controlul vibrațiilor [131].

Turn TV (2008) în Măgura Odobești, România este prevăzută cu două mase adăugate de 300 kg și, respectiv 2850 kg [119].

Palatul Victoria, București, România (Fig. 1.4.8) a fost consolidat în anul 2011, iar protecția seismică utilizată în acest caz a fost rigidizarea structurală și sisteme cu masă adăugată amplasate pe acoperișul clădirii [132].

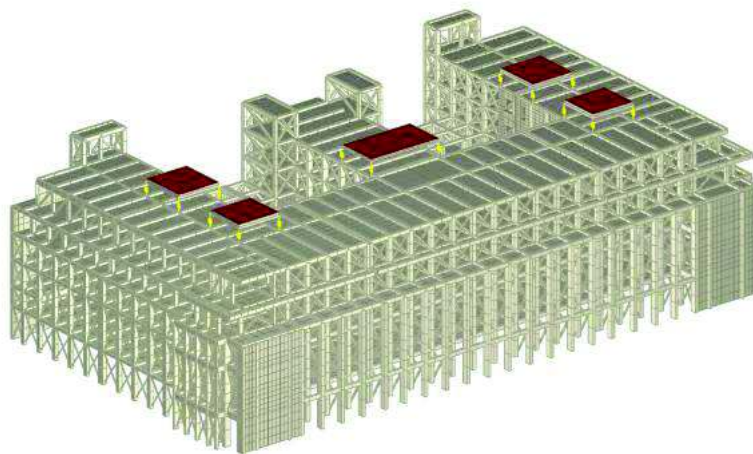


Fig. 1.4.8 Palatul Victoria, București și sistemul cu masă adăugată [135]

Sistemele cu masă adăugată au, însă, aplicații în multe alte domenii (pe lângă cele asociate structurilor de construcții):

- Pentru a reduce tangajul navelor maritime [61]
- Pentru a reduce vibrațiile podurilor (Londom Millenium Footbridge, de exemplu, este prevăzută cu peste cincizeci de mase adăugate [133])
- Pentru atenuarea vibrațiilor blocurilor de fundații ale compresoarelor cu piston
- Pentru controlul vibrațiilor ce apar la conductoarele electrice aeriene ale liniilor de înaltă tensiune (absorbitori Stockbridge)

- La mașini electrice
- La mașini unelte
- La bare de alezat [134]
- Pentru a controla mișcarea instabilă a parașutelor [135]
- Pentru controlul vibrațiilor turbinelor Francis [136].

Prin această prezentare – chiar în forma de enumerare de mai sus – autorul evidențiază, pe de o parte, interesul pentru „reducerea vibrațiilor” prin masă adăugată, și pe de altă parte relevanța abordării energetice a răspunsului dinamic / seismic al structurilor echipate cu sisteme PTMD.

1.5 Scurte rezumate ale capitolelor

Abordarea energetică a răspunsului seismic al structurilor multietajate nu constituie o noutate în sine. Nici protecția seismică prin sisteme PTMD nu este o tehnică străină în conceperea și dimensionarea structurilor amplasate în zone seismice. Îmbinarea celor două componente ale cercetării întreprinse (abordarea energetică și protecție seismică prin echipare cu sisteme PTMD) a condus la dezvoltările și rezultatele cuprinse în această teză. În continuare, sunt prezentate succint aceste dezvoltări.

Capitolul 1. Acest capitol este structurat în patru subcapitole distincte. În primul subcapitol este dezvoltat conceptul de stare energetică. Autorul tezei consideră că starea energetică trebuie să completeze mai cuprinzătoare starea mecanică și să stea alături – în definirea acesteia – de mai tradiționalele stări statică, cinematică, de stabilitate, de ductilitate. Prezentarea stării energetice este astfel concepută încât să se evidențieze atât puterea acesteia de relevare a răspunsului seismic cât și rolul complementar pe care starea energetică îl are în analiza seismică. Într-o exprimare metaforică, starea energetică poate fi comparată cu o pereche de ochelari prin care aspecte vechi „se văd altfel” și, în același timp „se văd” aspecte noi. Cu toate că subcapitolul nu aduce contribuții la domeniul abordat, autorul tezei a considerat necesară o familiarizare a celor interesați cu abordarea energetică a răspunsului seismic.

Subcapitolele următoare (1.2, 1.3 și 1.4) sunt concepute conform uzanțelor și prezintă grupat obiectivele cercetării întreprinse și incluse în teză. Obiectivele cercetării sunt grupate în două categorii: obiectivul principal și obiectivele secundare care – în opinia autorului – concură la realizarea obiectivului principal. Acesta, obiectivul principal, este chiar abordarea energetică a răspunsului seismic al structurilor echipate cu sisteme PTMD. Documentarea largă întreprinsă de autor dezvăluie o incidență rară a celor două aspecte care definesc cercetarea: structuri echipate cu sisteme PTMD și, respectiv abordarea energetică a răspunsului seismic. Următorul subcapitol prezintă metodologia pe care autorul a considerat-o adecvată să conducă la îndeplinirea obiectivelor stabilite. Metodologia constă – în principal – în analize seismice ale unor structuri metalice multietajate. Structurile analizate sunt grupate în două categorii: structuri de referință și structuri echipate cu sisteme PTMD. O componentă importantă a metodologiei constă în evidențierea răspunsului seismic al structurilor echipate cu sisteme PTMD versus răspunsul seismic al structurii de referință. Dintr-una alt punct de vedere, metodologia adoptată este structurată – în fiecare capitol – într-o primă parte în care sunt prezentate obiectivele capitolului respectiv urmate de partea a doua care dezvoltă propriu-zis capitolul și de partea a treia, finală, care evaluează îndeplinirea obiectivelor capitolului respectiv. Cel de-al patrulea subcapitol prezintă actualitatea temei abordate și interesul teoretic și practic față de protecția seismică prin echiparea cu sisteme PTMD. Autorul a considerat oportun și adecvat să prezinte chiar o statistică – în formă dinamică – a contribuțiilor teoretice (lucrări publicate) și a realizărilor practice (clădiri executate) asociate protecției seismice prin echipare cu sisteme PTMD. Statistica cuprinde numeric

lucrări apărute în perioada 1990 – 2013 într-un număr mare de publicații de specialitate și clădiri echipate cu sisteme PTMD executate în perioada 1970 – 2013.

Capitolul 2. Conform statisticii prezentate în capitolul precedent, structurile echipate cu sisteme PTMD au o istorie lungă și o aplicare practică aproape surprinzător de largă. Cu toate acestea, autorul a considerat necesară o prezentare a fundamentelor teoretice asociate vibrațiilor sistemelor echipate cu masă adăugată. Studiul teoretic cuprins în acest capitol este grupat în două părți: o primă parte referitoare la sistemele cu un grad de libertate și o a doua parte referitoare la sistemele cu număr finit de grade de libertate. Fiecare clasă de structuri este modelată mecanic și analitic și completată de câte un set de studii numerice. Modelele mecanice și analitice sunt abordate prin popularul Principiu a lui d'Alembert care conduce la bine cunoscutele ecuații diferențiale ale mișcării de vibrații. Studiile numerice sunt, de fapt, analize seismice ale sistemelor echipate cu masa adăugată. Rezultatele numerice obținute sunt focalizate înspre evidențierea efectelor masei adăugate asupra componentelor statice (forțe tăietoare seismice de bază), cinematice (deplasări laterale, accelerații laterale, perioade proprii de vibrație) ale structurilor multietajate echipate cu mase adăugate.

Capitolul 3. Numărul mare de abordări teoretice și de aplicații practice ale protecției seismice prin masa adăugată (evidențiate în Capitolul 1) implică existența unor procedee de analiză seismică bine fundamentate, cu rezultate având o acuratețe incontestabilă și larg răspândite în activitatea de proiectare a acestor structuri. Această situație, precum și necesitatea evidențierii aspectelor noi conținute în răspunsul seismic energetic al structurilor astfel echipate sunt cele două considerente care au condus la elaborarea acestui capitol. Ca urmare, Capitolul 3 conține, exclusiv, ceea ce autorul consideră *tradițional* în analiza seismică a structurilor multietajate echipate cu sisteme PTMD. Astfel, sunt prezentate rezultatele a cca. 90 de analize seismice efectuate considerând trei structuri de referință și trei structuri echipate cu sisteme PTMD și acționate de trei cutremure relevante și distincte prin caracteristicile lor. Din nou, rezultatele sunt prezentate într-o manieră comparativă pentru a evidenția efectele echipării cu masă adăugată. În acest context sunt prezentate și numeroasele preocupări și rezultate privind stabilirea a trei parametri care guvernează comportarea structurilor echipate cu masă adăugată:

- Coeficientul de rigiditate k_d specific legăturii elastice dintre masa adăugată și structura propriu-zisă
- Coeficientul de amortizare c_d care caracterizează această legătură
- Coeficientul de echipare μ care exprimă raportul dintre masa adițională m_d și masa totală m a structurii propriu-zise.

Analizele seismice efectuate pentru fiecare structură și fiecare cutremur sunt, de asemenea, conduse pentru cinci valori (2%, 4%, 6%, 8%, 10%) ale coeficientului de echipare μ . Deși tratează răspunsul tradițional al structurilor cu masă adăugată, autorul propune un procedeu de echivalare a masei adăugate cu un nivel de amortizare liniar vâscoasă. Procedeu propus folosește drept criteriu de echivalare doi parametri ai răspunsului seismic:

- Deplasarea laterală a ultimului nivel al structurii (componentă a răspunsului seismic care guvernează exprimarea efectului masei adăugate asupra acestui răspuns)
- Forța tăietoare seismică de bază (componenta statică a răspunsului seismic puternic dependentă de perioada de vibrație a structurii).

Capitolul 4. În acest capitol sunt cuprinse, dezvoltate și analizate numeric obiectivele asociate abordării energetice a răspunsului seismic. Capitolul debutează cu prezentarea fundamentelor teoretice ale abordării energetice a răspunsului seismic a structurilor multietajate. Modelul dinamic este cel clasic – sistem cu

număr finit de gade de libertate – deplasările laterale. Sunt prezentate componentele energetice care definesc starea energetică a acestor structuri: energia seismică de input, energia cinetică, energia de deformare elastică, capacitatea de absorbție energetică. În continuare este evidențiată, printr-un set de studii numerice, este evidențiată influența masei adăugate asupra stării energetice. Prin numărul de structuri, prin numărul de acțiuni seismice, prin diferitele grade de echipare cu masă adăugată și cu amortizare adăugată sunt efectuate cca. 90 de analize seismice care exprimă într-o manieră comparativă variația componentelor energetice menționate. Este evidențiată influența masei adăugate asupra acestor componente energetice. Prin rezultate numerice se prezintă influența gradului de echipare cu masă adăugată asupra deplasării laterale a ultimului nivel – componenta tradițională a răspunsului seismic al acestor structuri. Această influență este, apoi, comparată cu influența aceluiași grad de echipare asupra componentelor stării energetice. Aceste comparații urmăresc, în primul rând, să evidențieze capabilitatea și versatilitatea instrumentului energetic de analiză propus. Pornind de la necesitatea prevederii structurilor cu o capacitate de absorbție energetică cât mai mare, abordarea energetică permite optimizarea gradului de echipare cu masă adăugată folosind criteriile energetice. Un prim astfel de criteriu este minimizarea cantității energetice E_i – introdusă în structură de acțiunea seismică. Un al doilea criteriu energetic propus este maximizarea capacității de absorbție energetică E_d . Și această optimizare este abordată numeric. Alte studii numerice evidențiază calitativ și cantitativ aportul masei adăugate la constituirea capacității de absorbție energetică a structurii echipate. Pentru a evidenția aportul masei adăugate la conferirea capacității de absorbție energetică a structurii echipate și, în același timp scăderea aportului structurii propriu-zise au fost efectuate studii numerice comparative asupra cantității energetice ($E_i - E_d$) care generează starea de mișcare vibratorie și de deformare a structurii.

În acest capitol este, de asemenea, propus un criteriu energetic de evaluare a performanțelor seismice a structurilor metalice multietajate. Criteriul propus este asociat structurilor echipate cu sisteme PTMD, dar poate fi aplicat structurilor multietajate, în general. Criteriul propus este o extensie în domeniul energetic a mult mai popularului criteriu al deplasărilor relative de nivel. Înțelegerea criteriului energetic propus și acceptarea lui au necesitat o trecere în revistă a criteriilor existente (statice, de ductilitate, de stabilitate) și o detaliere a criteriului de performanță asociat deplasărilor relative de nivel. Este evidențiat faptul că stabilirea unor valori numerice asociate nivelurilor de performanțe seismice existente necesită un set larg de analize seismice. Capitolul se încheie cu o echivalare a efectului echipării cu un sistem PTMD cu efectul amortizării linear vâscoase adăugate. Echivalarea masa adăugată ↔ amortizare adăugată se bazează pe două criterii energetice: cantitatea de energie înmagazinată ($E_i - E_d$) și, respectiv raportul E_d/E_i . Rezultatele numerice obținute constituie un instrument util în activitatea inginerului proiectant și în decizia acestuia pentru masa adăugată versus amortizare adăugată. Opțiunea pentru masă adăugată se poate dovedi mai economică, dar este – cu siguranță – mai simplu de aplicat în cazul echipării cu sisteme de protecție seismică pasivă a construcțiilor existente.

Capitolul 5 are - prin cuprinderea sa – structura tradițională: evidențiază ceea ce autorul consideră că sunt contribuții la domeniul abordat precum și câteva obiective care nu au putut fi nici propuse nici rezolvate în teză. Din cele șase puncte considerate ca fiind contribuții personale, unul se referă la echivalarea masa adăugată ↔ amortizare adăugată pe baza deplasării laterale maxime, iar celelalte cinci sunt specific abordării energetice propuse în teză.

Direcțiile de cercetare viitoare accentuează posibilitatea implementării criteriului energetic de performanțe seismice propus și necesitatea, în acest context, a unui număr mare de analize seismice. Astfel de seturi largi de analize seismice sunt un instrument obișnuit în abordarea proiectării structurilor amplasate în zone

seismice. Numărul mare de analize seismice care cuprinde un set adecvat de parametri stă, de exemplu, la baza elaborării spectrelor seismice de proiectare.

Cap. 2 Vibrațiile sistemelor cu masă adăugată

Masa adăugată a constituit, încă de la începutul studiilor comportării sistemelor la acțiuni dinamice, un procedeu tehnic eficient de control a vibrațiilor acestor sisteme [35], [61]–[63], [65]. Odată cu dezvoltarea și aprofundarea acestei tehnologii de control a vibrațiilor s-au dezvoltat și modelele dinamice și analitice ale acestor sisteme. Un aspect al acestei dezvoltări constă în trecerea de la modelarea simplă ca sistem primar cu un grad de libertate la sisteme primare cu număr finit n de grade de libertate. Prezentarea, în continuare, a fundamentelor teoretice ale vibrațiilor structurilor echipate cu sisteme PTMD urmează această structură de studiu.

Obiectivele Capitolului 2 constau în prezentarea teoretică și numerică a răspunsului seismic al structurilor echipate cu sisteme PTMD. Cu toate că interesul teoretic și practic pentru astfel de structuri este însemnat (Fig. 1.4.2 și Fig. 1.4.3), autorul tezei consideră că o astfel de prezentare este utilă și necesară. Rezultatele numerice și comentariile asociate acestora sunt focalizate pe efectele echipării cu sisteme PTMD asupra componentelor tradiționale (perioade proprii de vibrație, deplasări laterale, accelerații laterale, forță tăietoare seismică de bază) ale răspunsului seismic. În cazul sistemelor cu un grad de libertate, rezultatele numerice includ și lucrul mecanic efectuat de forța seismică ce revine masei prin mișcarea vibratorie indusă seismic a acesteia.

Studiile teoretice și numerice sunt grupate în două cazuri: sisteme cu un grad de libertate și masă adăugată și sisteme cu număr finit de grade de libertate și masă adăugată.

2.1 Sisteme cu un grad de libertate

2.1.1 Fundamente teoretice

Modelul dinamic al unei structuri cu un grad de libertate echipată cu sistem PTMD (Fig. 2.1.1) este asociat unui cadru portal acționat de forța dinamică $F(t)$ pe direcția gradului de libertate u .

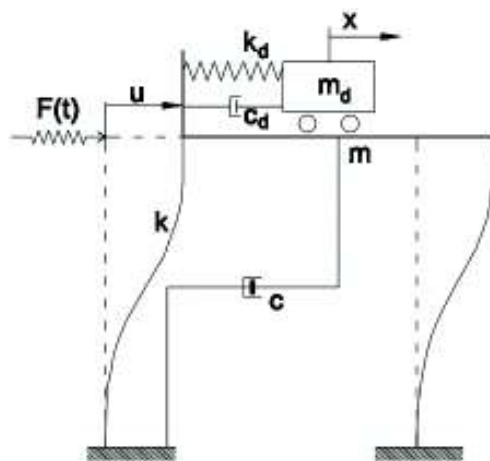


Fig. 2.1.1 Sistem cu 1gdl echipat cu sistem PTMD

Deplasarea u este asociată masei m , iar x este deplasarea relativă a masei adăugate m_d față de masa m . Modelul dinamic al sistemului cu un grad de libertate cu masă adăugată m_d este prezentat în Figura 2.1.2.

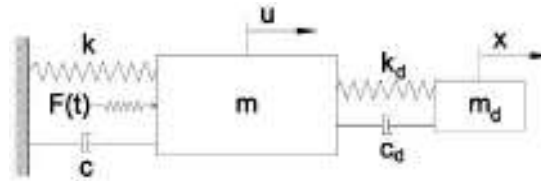


Fig. 2.1.2 Modelul mecanic al sistemului cu 1gdl echipat cu PTMD

Aplicând principiul lui d'Alembert modelului dinamic adoptat se obține schema forțelor (Fig. 2.1.3).

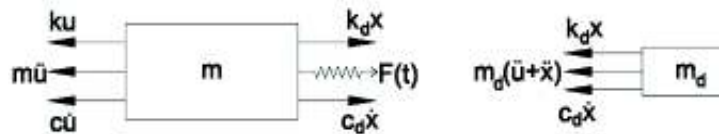


Fig. 2.1.3 Schema forțelor pentru cazul sistemului cu 1gdl echipat cu PTMD

Rezultă astfel ecuațiile de echilibru dinamic ale celor două mase:

$$\text{Masa } m: \quad m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) - c_d\dot{x}(t) - k_d x(t) = F(t) \quad (2.1a)$$

$$\text{Masa } m_d: \quad m_d(\ddot{u}(t) + \ddot{x}(t)) + c_d\dot{x}(t) + k_d x(t) = 0 \quad (2.1b)$$

În formă matriceală condensată, sistemul de ecuații diferențiale (2.1a, b) se poate scrie:

$$\mathbf{M}^+ \cdot \ddot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{C}^+ \cdot \dot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{K}^+ \cdot \mathbf{y}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (2.1c)$$

în care:

$$\mathbf{M}^+ = \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m_d \end{bmatrix} \quad \text{este matricea (2x2) inerțială a sistemului echipat cu PTMD}$$

$$\mathbf{C}^+ = \begin{bmatrix} c & -c_d \\ 0 & c_d \end{bmatrix} \quad \text{este matricea (2x2) de amortizare a sistemului echipat cu PTMD}$$

$$\mathbf{K}^+ = \begin{bmatrix} k & -k_d \\ 0 & k_d \end{bmatrix} \quad \text{este matricea (2x2) de rigiditate a sistemului echipat cu PTMD}$$

$$\mathbf{F} = \begin{bmatrix} F(t) \\ 0 \end{bmatrix} \quad \text{este vectorul forțelor dinamice care acționează sistemul}$$

$$\mathbf{y} = \begin{bmatrix} u(t) \\ x(t) \end{bmatrix} \quad \text{este vectorul deplasărilor generalizate ale sistemului echipat cu PTMD}$$

$$\dot{\mathbf{y}} = \begin{bmatrix} \dot{u}(t) \\ \dot{x}(t) \end{bmatrix} \quad \text{este vectorul vitezelor generalizate ale sistemului echipat cu PTMD}$$

$\ddot{\mathbf{y}} = \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}(t) \\ \ddot{\mathbf{x}}(t) \end{bmatrix}$ este vectorul accelerațiilor generalizate ale sistemului echipat cu PTMD.

Cazul acțiunii seismice

Sistemul cu un grad de libertate dinamică echipat cu masă adăugată pasivă și acționat de cutremur (prin accelerograma \ddot{u}_g) este prezentat în Figura 2.1.4.

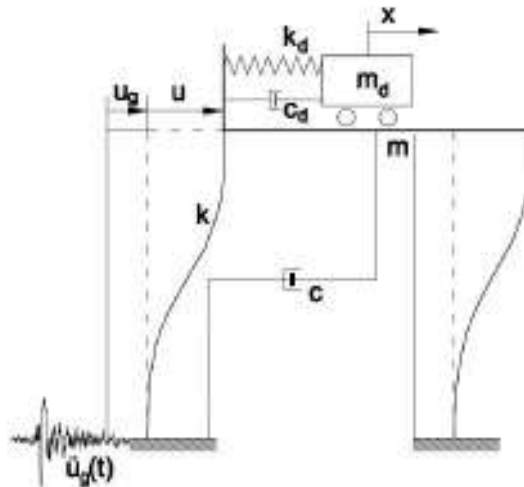


Fig. 2.1.4 Sistem cu 1gdl echipat cu PTMD sub acțiunea seismică $\ddot{u}_g(t)$

În cazul acțiunii seismice, efectul cinematic în deplasări implică atât translația de corp rigid $u_g(t)$ cât și deplasarea elastică $u(t)$ (Fig. 2.1.4). Astfel, deplasarea totală a masei m este (u_g+u) . Deși deplasarea de corp rigid $u_g(t)$ nu produce deformații elastice, mișcarea maselor este afectată de aceasta prin efectul său de inerție. Modelul mecanic asociat acestui caz este prezentat în Figura 2.1.5, iar schema forțelor este prezentată în Figura 2.1.6.

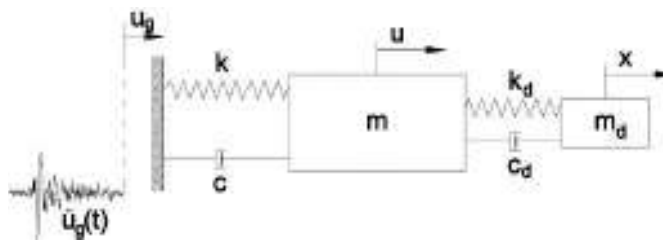


Fig. 2.1.5 Modelul mecanic al sistemului cu 1gdl și sistem PTMD acționat de seism

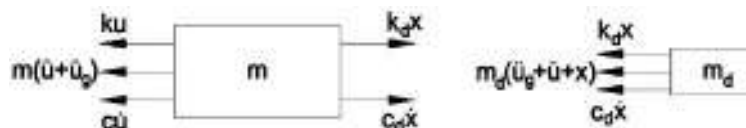


Fig. 2.1.6 Schema forțelor pentru cazul sistemului cu 1gdl și PTMD sub acțiunea seismică

Scriind ecuațiile de echilibru dinamic rezultă:

$$\text{Masa } m: \quad m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) - c_d\dot{x}(t) - k_d x(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (2.2a)$$

$$\text{Masa } m_d: \quad m_d(\ddot{u}(t) + \ddot{x}(t)) + c_d\dot{x}(t) + k_d x(t) = -m_d\ddot{u}_g(t) \quad (2.2b)$$

În formă matriceală condensată, sistemul de ecuații diferențiale (2.2a, b) devine:

$$\mathbf{M}^+ \cdot \ddot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{C}^+ \cdot \dot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{K}^+ \cdot \mathbf{y}(t) = -\mathbf{m}^+ \cdot \ddot{u}_g(t) \quad (2.2c)$$

în care:

$$\mathbf{M}^+ = \begin{bmatrix} m & 0 \\ m_d & m_d \end{bmatrix} \text{ este matricea (2x2) inerțială a sistemului echipat cu PTMD}$$

$$\mathbf{C}^+ = \begin{bmatrix} c & -c_d \\ 0 & c_d \end{bmatrix} \text{ este matricea (2x2) de amortizare a sistemului echipat cu PTMD}$$

$$\mathbf{K}^+ = \begin{bmatrix} k & -k_d \\ 0 & k_d \end{bmatrix} \text{ este matricea (2x2) de rigiditate a sistemului echipat cu PTMD}$$

$$\mathbf{m}^+ = \begin{bmatrix} m \\ m_d \end{bmatrix} \text{ este vectorul de inerție al sistemului echipat cu PTMD}$$

$$\mathbf{y} = \begin{bmatrix} u(t) \\ x(t) \end{bmatrix} \text{ este vectorul deplasărilor generalizate ale sistemului echipat cu PTMD}$$

$$\dot{\mathbf{y}} = \begin{bmatrix} \dot{u}(t) \\ \dot{x}(t) \end{bmatrix} \text{ este vectorul vitezelor generalizate ale sistemului echipat cu PTMD}$$

$$\ddot{\mathbf{y}} = \begin{bmatrix} \ddot{u}(t) \\ \ddot{x}(t) \end{bmatrix} \text{ este vectorul accelerațiilor generalizate ale sistemului echipat cu PTMD.}$$

2.1.2 Studii numerice

Literatura de specialitate abundă în rezolvări analitice și numerice ale sistemului de ecuații diferențiale (2.2) în funcțiile $u(t)$ și, respectiv $x(t)$. Majoritatea acestor metode, inclusiv o bună parte a celor instalate în produsele de tip soft, adoptă rezolvări numerice. În continuare, sunt prezentate câteva rezultate numerice obținute pentru un sistem (cadru metalic portal) cu un grad de libertate echipat cu sistem PTMD. Cadru neechipat (Fig. 2.1.7) este menționat, în cele ce urmează ca sistem de referință (REF). Frațiunea de amortizare critică ζ a acestuia este de 2%. Analizele au fost conduse pentru un set de valori ale masei adăugate m_d exprimate ca procentaje din masa m a structurii: $m_d=2\% \cdot m$, $m_d=4\% \cdot m$, $m_d=6\% \cdot m$, $m_d=8\% \cdot m$ și $m_d=10\% \cdot m$.

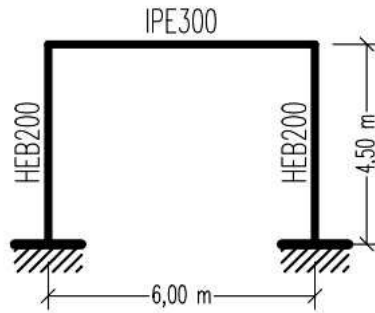


Fig. 2.1.7 Cadru portal (REF)

Încărcările considerate pentru acest studiu sunt de cele gravitaționale (1000 daN/m^2) și cele seismice: Imperial Valley 1940 înregistrat la stația El Centro, USA; Focșani 1986 înregistrat la stația Incerc București, România și Vrancea 1990 înregistrat la stația Incerc București, România (Fig.2.1.8). Cutremurele Focșani 1986 și Vrancea 1990 au fost scalate la valoarea de vârf a accelerației de $0,24g$. Aceste acțiuni seismice au fost selectate datorită perioadelor predominante T_c apropiate de perioada fundamentală T_1 ($0,6\text{sec}$) a vibrațiilor structurii de referință (Tabel 1).

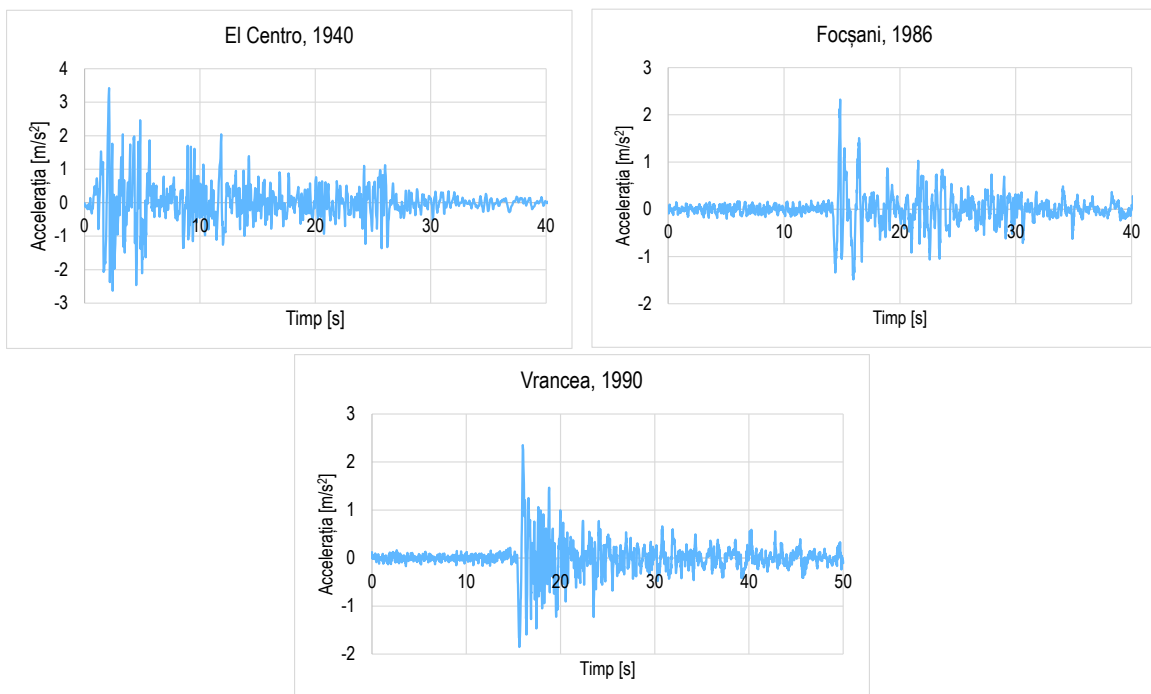


Fig. 2.1.8 Acțiunile seismice

Programul folosit pentru determinarea caracteristicilor accelerogramelor utilizate în acest studiu (Tabel 1) este SeismoSpect [137].

Tabel 1 Caracteristicile cutremurelor

Cutremur	Data	Stația de înregistrare	Perioada predominantă T_c [s]	Accelerația maximă [g]
Imperial Valley (USA)	18 mai 1940	El Centro - Los Angeles	0,56	0,35
Focșani (România)	31 august 1986	Incerc - București	0,50	0,24
Vrancea (România)	30 mai 1990	Incerc - București	0,66	0,24

Rezultatele numerice se referă la deplasarea laterală $u(t)$, accelerația laterală $\ddot{u}(t)$ și forța tăietoare seismică de bază (Fig. 2.1.11 ÷ 2.1.28) prezentate comparativ pentru structura de referință și pentru structura echipată cu sistem PTMD pentru a evidenția modificările în acești parametri cinematici induse de masa adăugată. De asemenea, în Tabelul 2 și în Figurile 2.1.9, 2.1.10 sunt evidențiate perioadele proprii fundamentale de vibrație ale structurilor analizate.

Tabel 2 Perioada fundamentală de vibrație T_1 [s]

Structura analizată	Structura de referință	Structura echipată cu sistem PTMD				
	REF	$\mu = 2\%$	$\mu = 4\%$	$\mu = 6\%$	$\mu = 8\%$	$\mu = 10\%$
Cadru portal	0,606	0,663	0,691	0,715	0,737	0,757

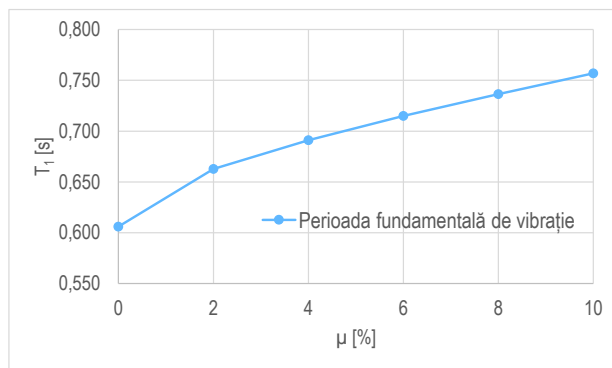


Fig. 2.1.9 Perioada fundamentală de vibrație [s]

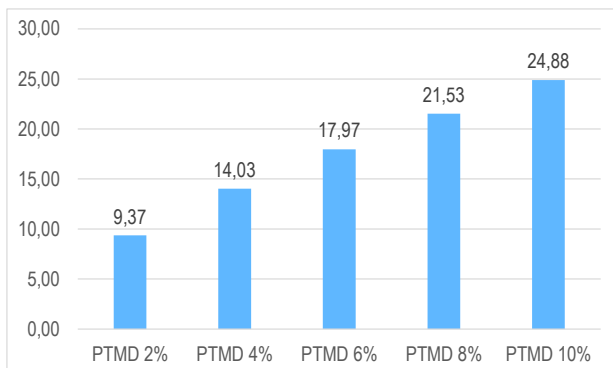
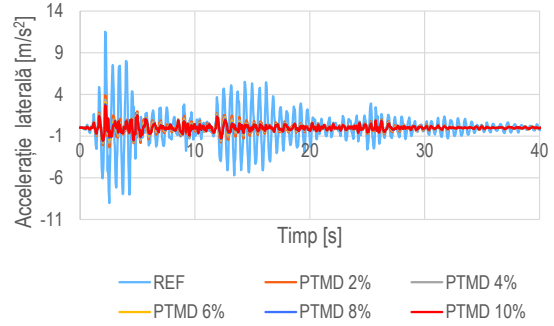
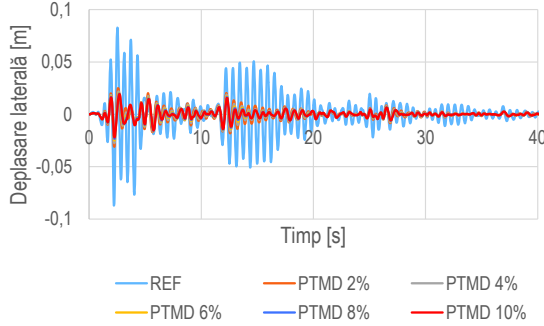


Fig. 2.1.10 Creșterea ΔT_1 a perioadei fundamentale de vibrație [%]

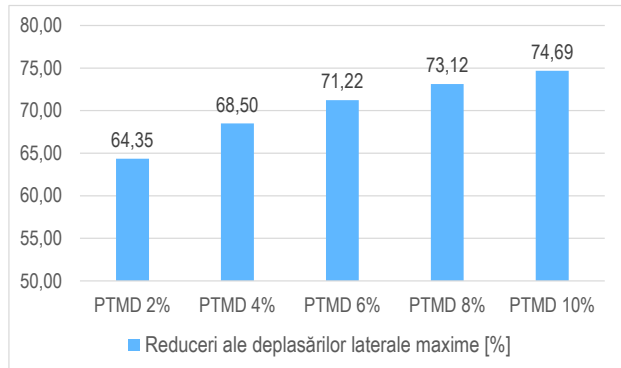
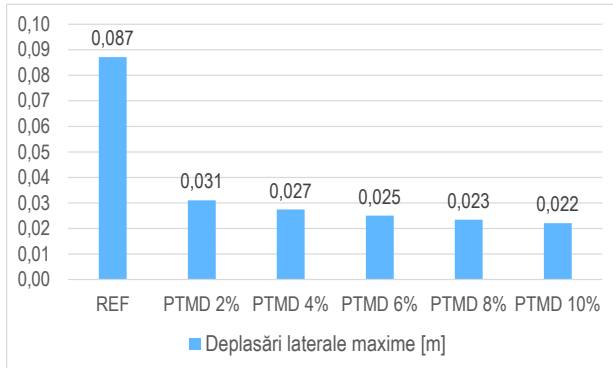
Se constată o creștere a perioadei proprii fundamentale a structurii odată cu echiparea acesteia cu sistem PTMD. Acesta este chiar rolul protecției pasive – de a schimba caracteristicile dinamice proprii ale structurii echipate față de cazul structurii neechipate. Pentru o masă adăugată de 2% din masa structurii, perioada proprie de vibrație pentru modul fundamental crește cu aproximativ 9,4% de la valoarea $T_1 = 0,61$ s până la valoarea $T_1 = 0,66$ s. Tendință este de creștere a perioadei proprii fundamentale pe măsură ce masa m_d a sistemului PTMD este mărită. Astfel, pentru o masă adăugată de 10% din masa structurii (valoarea maximă considerată în prezentul studiu), creșterea ΔT_1 este de aproximativ 25% față de perioada T_1 a structurii de referință. În continuare este prezentat răspunsul seismic în componente cinematice (deplasări laterale, accelerații laterale și forțe tăietoare de bază) pentru cele trei acțiuni seismice obținut în urma analizei dinamice time-history cu programul SAP 2000.

- Cazul cutremurului Imperial Valley, 1940

Variația deplasărilor laterale în timp pentru cazul structurii de referință și pentru cazul structurii echipate cu sistem PTMD, sub acțiunea seismică Imperial Valley, sunt prezentate în Figura 2.1.11, iar variația accelerațiile laterale în timp este prezentată în Figura 2.1.12.



Se constată o scădere semnificativă a valorilor acestor parametri, precum și a intervalului de timp în care se produce reducerea vibrațiilor sistemului. Figurile 2.1.13 și 2.1.14 prezintă valorile maxime ale deplasării, și respectiv ale accelerației laterale, precum și reducerea procentuală a acestora odată cu echiparea structurii cu sistem PTMD. Se observă reduceri pregnante ale valorilor maxime ale deplasărilor și accelerațiilor laterale odată cu echiparea structurii cu sistem PTMD și odată cu creșterea coeficientului $\mu = m_d/m$.



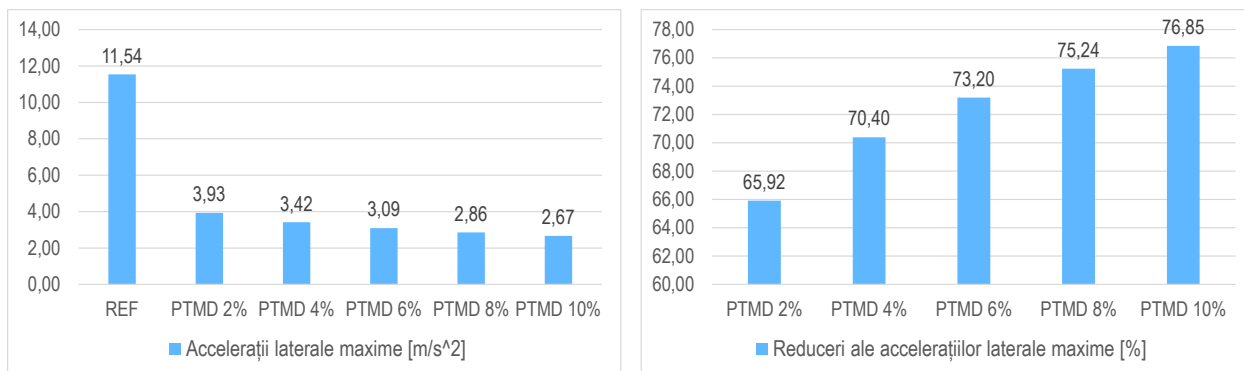


Fig. 2.1.14 Variația accelerației laterale maxime

Pentru o masă adăugată $m_d = 0,02 \cdot m$, reducerea este de cca. 65% atât în cazul deplasărilor laterale, cât și a accelerațiilor laterale. Pe măsură ce masa adăugată este mărită, tendința acestora este de scădere continuă. Astfel, pentru masa adăugată maximă studiată în teză ($m_d = 0,1 \cdot m$), reducerea deplasării și a accelerației laterale maxime este de cca. 75% față de cazul structurii de referință.

În continuare este prezentată comparativ variația forței tăietoare de bază în timp (Fig. 2.1.15) și relația forță tăietoare de bază – deplasarea ultimului nivel (Fig. 2.1.16) pentru cazul structurii de referință și a structurii echipate cu sistem PTMD ($\mu = 2\% \div 10\%$). Se constată o scădere a valorilor forței tăietoare în timp. În ceea ce privește energia specifică de deformare (lucrul mecanic efectuat de forța seismică ce revine masei prin mișcarea vibratorie indusă seismic acesteia) se constată o capacitate mărită de disipare a acesteia în cazul structurii echipate cu sistem PTMD. Cu cât este mai mare această cantitate de energie disipată, cu atât este mai mic potențialul de apariție a daunelor în structură. Iată unul din motivele pentru care sistemele de protecție seismică ce conferă structurii amortizare suplimentară trebuie utilizate. Masa adăugată pasivă (PTMD) studiată în această teză reprezintă un astfel de echipament.

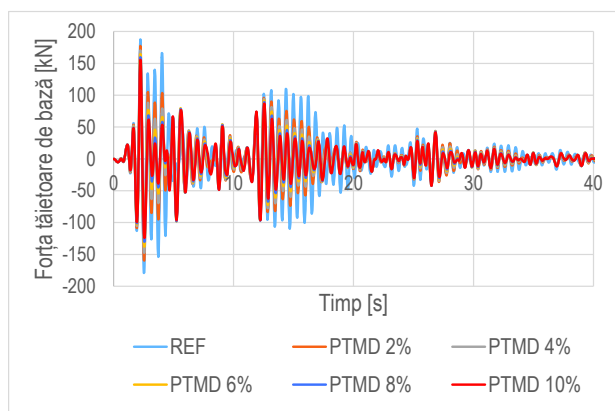


Fig. 2.1.15 Variația forțelor tăietoare de bază în timp

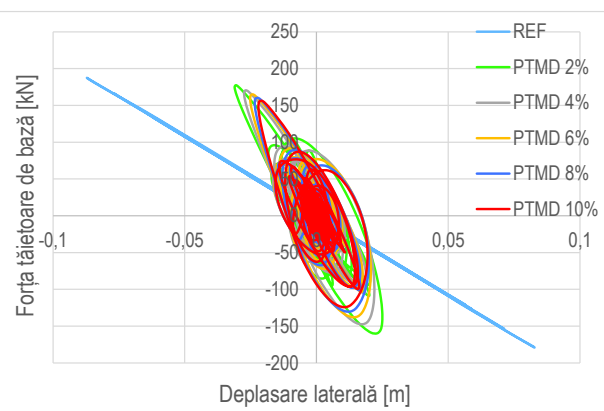


Fig. 2.1.16 Forța tăietoare de bază vs deplasarea laterală

În Figura 2.1.17 sunt prezentate valorile maxime ale forței tăietoare de bază și reducerea procentuală a acestora. Prin adăugarea sistemului PTMD se obține o diminuare a valorilor maxime față de cazul structurii de referință (5,4% pentru $\mu=0,02$ și 17% pentru $\mu=0,1$).

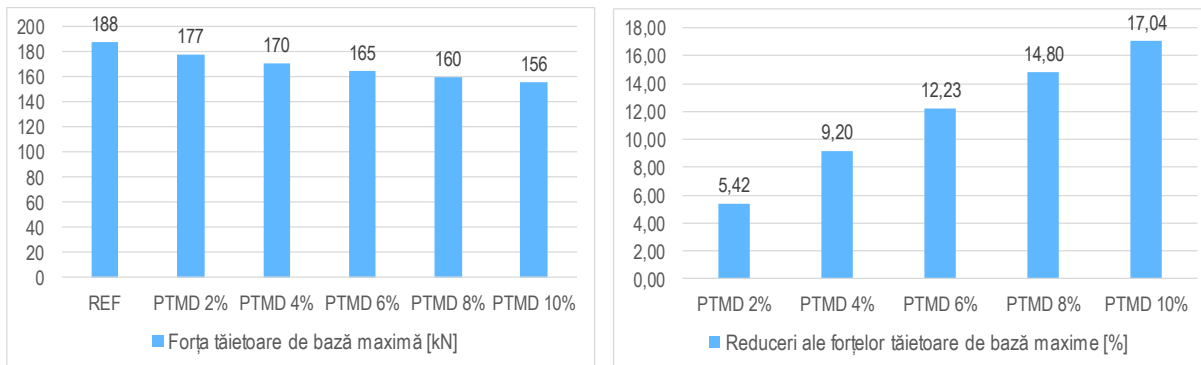


Fig. 2.1.17 Variația forței tăietoare de bază maxime

• Cazul cutremurului Focșani, 1986

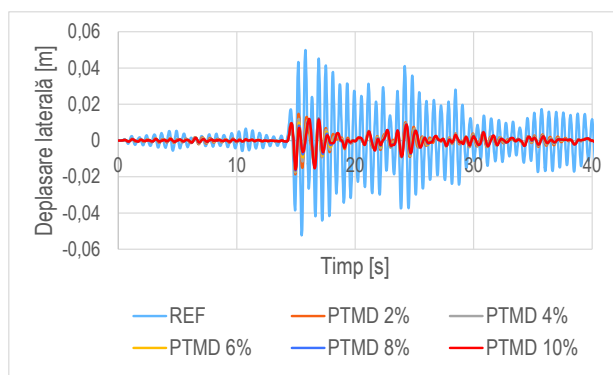


Fig. 2.1.18 Variația deplasărilor laterale în timp

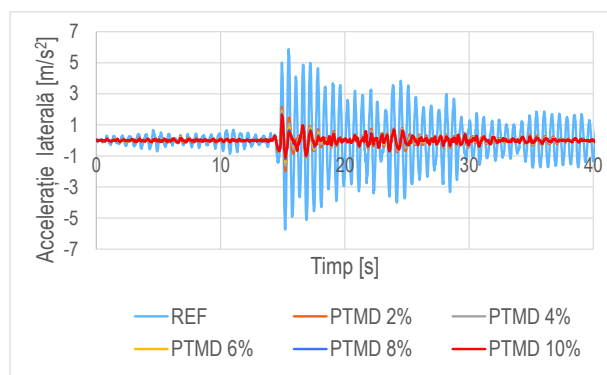


Fig. 2.1.19 Variația accelerațiilor laterale în timp

Figurile 2.1.18 și 2.1.19 prezintă variația deplasărilor laterale în timp și, respectiv variația accelerațiilor laterale în timp. Reducerea valorilor acestora odată cu echiparea structurii cu sistem PTMD, precum și a intervalului de timp în care mișcarea vibratorie acționează asupra structura este cu adevărat impresionantă. Valorile maxime sunt drastic reduse (peste 60%) chiar și pentru o masă adăugată minimă (2% din masa structurii în acest caz). Pentru $m_d=0,1 \cdot m$, deplasarea laterală maximă este redusă cu 69% (Fig. 2.1.20), iar accelerația laterală maximă cu 72% față de cazul structurii de referință (Fig. 2.1.21).

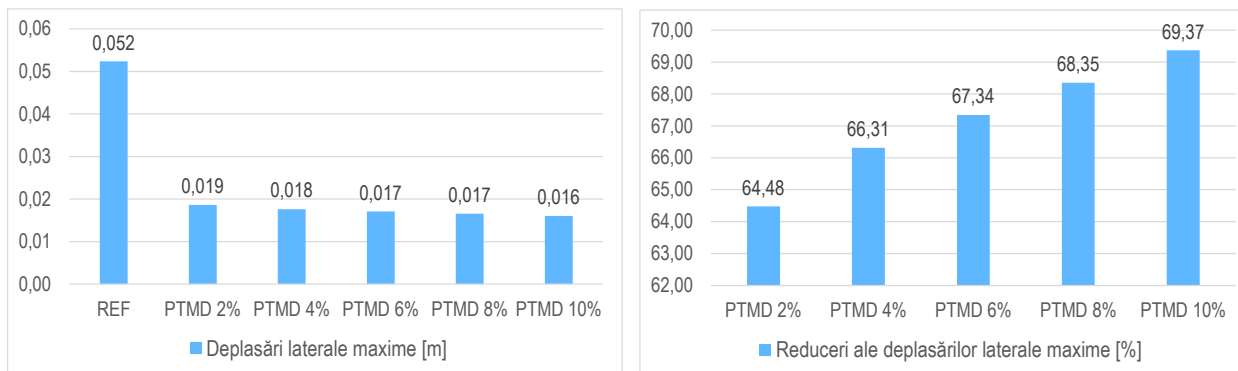


Fig. 2.1.20 Variația deplasării laterale maxime

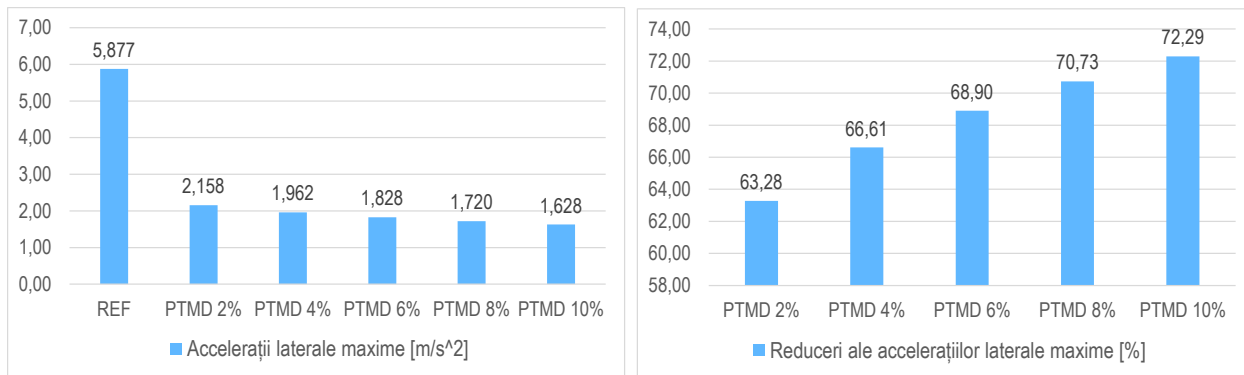


Fig. 2.1.21 Variația accelerației laterale maxime

În Figura 2.1.22 este reprezentată variația forței tăietoare de bază în timp. Se observă o tendință de scădere a valorilor acestora în cazul structurii echipate cu sistem de protecție față de cazul structurii de referință.

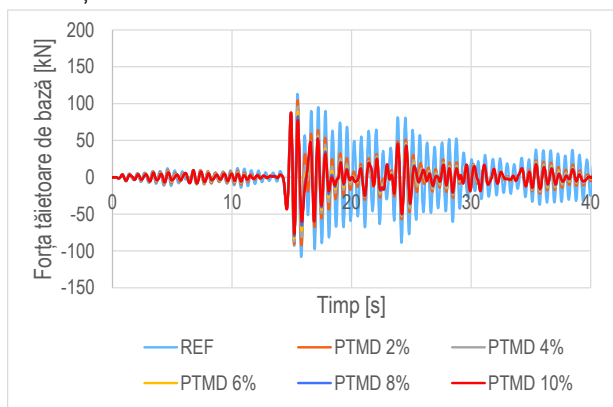


Fig.2.1.22 Variația forțelor tăietoare de bază în timp

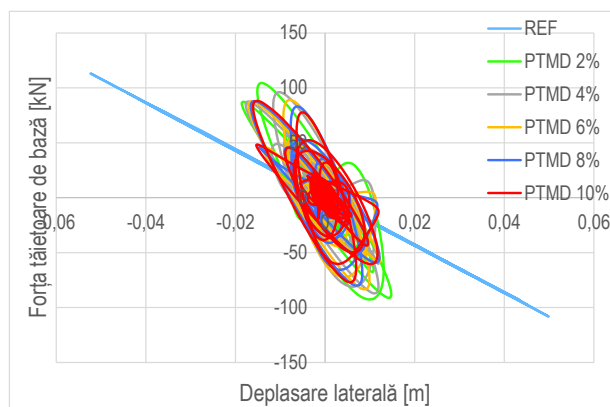


Fig. 2.1.23 Forța tăietoare de bază vs deplasarea laterală

Relația dintre forța tăietoare de bază și deplasarea la vârful structurii este prezentată în Figura 2.1.23. Se poate deduce din această reprezentare că structura echipată cu sistem PTMD are o capacitate mărită de disipare a energiei seismice de deformare față de structura neechipată cu sistem de protecție seismică.

Valorile maxime ale forței tăietoare de bază și reducerea procentuală pentru cazul structurii echipate sunt prezentate în Figura 2.1.24. Se observă o tendință de scădere a valorilor maxime ale forței tăietoare de bază odată cu echiparea structurii și pe măsură ce masa m_d a echipamentului de protecție PTMD este mărită.

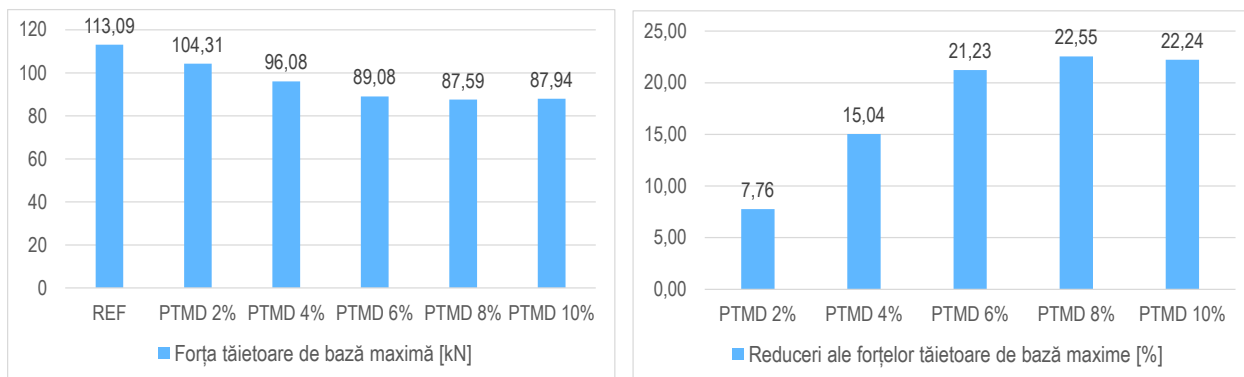


Fig. 2.1.24 Variația forței tăietoare de bază maxime

- Cazul cutremurului Vrancea, 1990

În acest caz reducerea răspunsului seismic asociat cadrului portal supus acțiunii seismice vrâncene din anul 1990 este mai pregnantă decât în celelalte două cazuri analizate anterior (cadrul portal acționat de cutremurele Imperial Valley 1940 și Focșani 1986) datorită apropierii mai mari a perioadei predominante T_c de perioada fundamentală T_1 a structurii. Acest fapt demonstrează că eficiența sistemului PTMD este maximă în zona rezonanței. Deplasările și accelerațiile laterale sunt semnificativ reduse în cazul structurii echipate cu sistem PTMD față de cazul structurii de referință. Se constată și o diminuare pregnantă a intervalului de timp în care are loc reducerea deplasărilor și a accelerațiilor laterale (Fig. 2.1.25, Fig. 2.1.256).

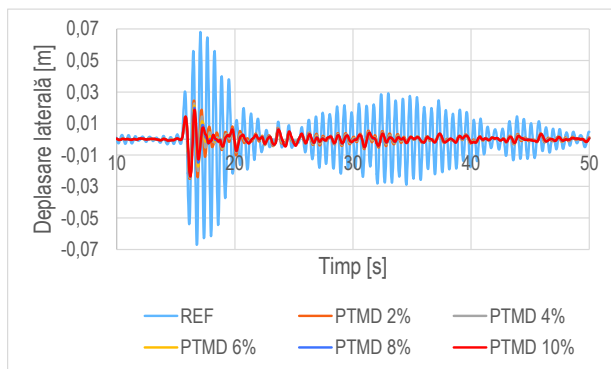


Fig. 2.1.25 Variația deplasărilor laterale în timp

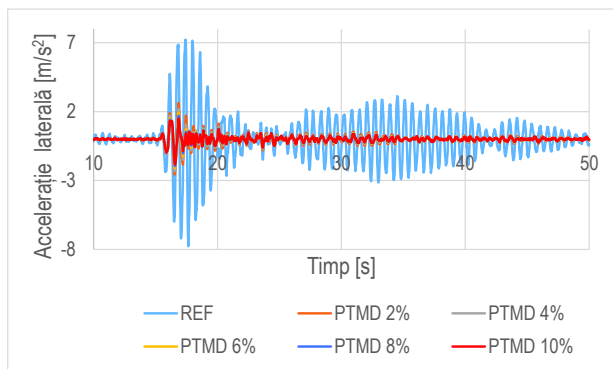


Fig. 2.1.26 Variația accelerațiilor laterale în timp

În Figurile Fig. 2.1.27 și 2.1.28 este prezentată descreșterea valorii maxime a deplasării laterale, respectiv accelerației laterale a ultimului nivel, precum și procentajul de reducere a acestor valori de vârf. Se constată o reducere semnificativă a deplasării și accelerației maxime odată cu echiparea structurii cu sistem de protecție de tip masă adăugată pasivă (cca 63% în cazul deplasării laterale și 66% în cazul accelerației laterale pentru gradul minim de echipare considerat în acest studiu - $\mu=0,02$), rata scăderii crescând odată cu creșterea gradului de echipare μ .

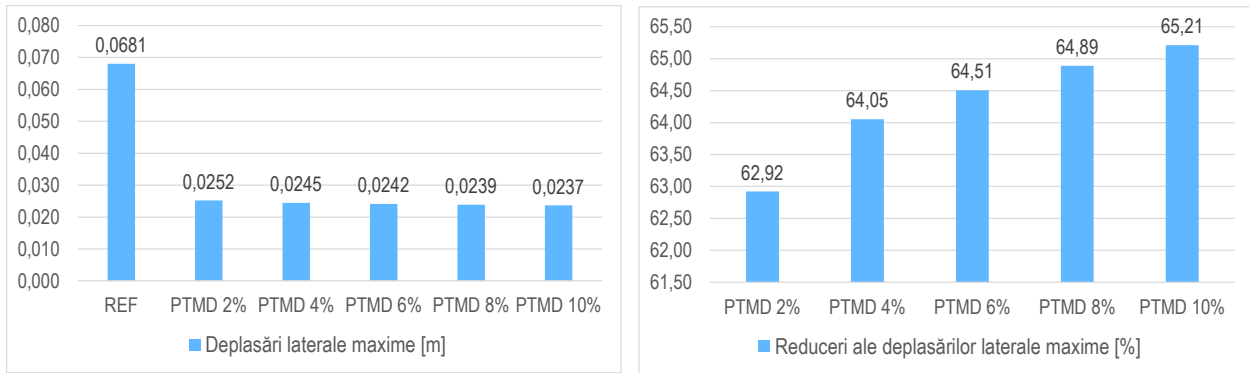


Fig. 2.1.27 Variația deplasării laterale maxime

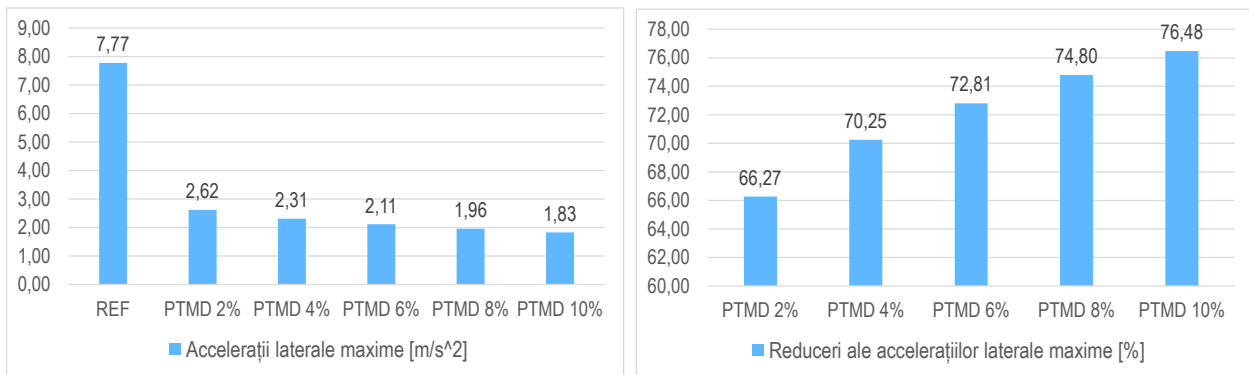


Fig. 2.1.28 Variația accelerației laterale maxime

În Figura 2.1.29 este prezentată variația forțelor tăietoare de bază în timp. Și în acest caz, așa cum era de așteptat, valorile se reduc în cazul structurii echipate și scad pe măsură ce masa adăugată m_d este mărită. Relația constitutivă forță tăietoare – deplasare este reprezentată într-o manieră comparativă (Figura 2.1.30) pentru cazul structurii de referință și pentru structura echipată cu sistem de protecție seismică de tip PTMD ($\mu = 2\% \div 10\%$). Aria suprafeței acestei elipse este o măsură a energiei disipate și este egală cu lucrul mecanic efectuat de forța tăietoare de bază pe deplasarea laterală. Se observă astfel că structura echipată are o capacitate mai mare de disipare a energiei seismice față de structura de referință.

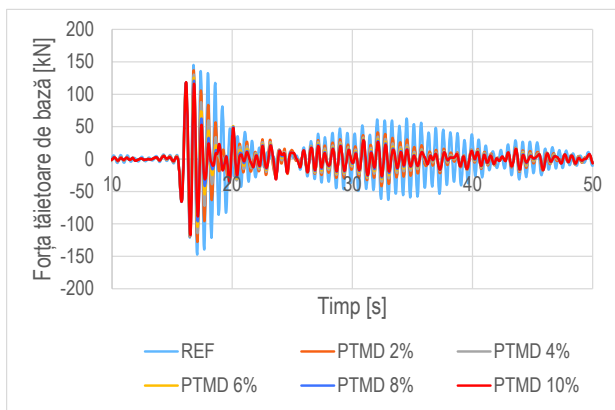


Fig. 2.1.29 Variația forțelor tăietoare de bază în timp

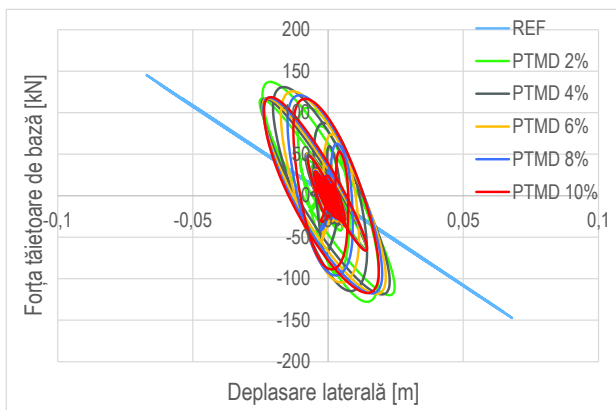


Fig. 2.1.30 Forța tăietoare de bază vs deplasarea laterală

Valorile maxime asociate forței tăietoare seismice de bază, precum și reducerile procentuale față de valorile asociate structurii de referință sunt reprezentate în Figura 2.1.31. La fel ca în cazul deplasărilor și accelerațiilor laterale, și în cazul forțelor tăietoare seismice de bază se constată o scădere a răspunsului seismic odată cu echiparea structurii cu sistem PTMD. Valorile maxime asociate acestui parametru al răspunsului seismic scad pe măsură ce masa sistemului de protecție m_d crește. Astfel, în cazul masei adăugate de 2% din masa totală a structurii reducerea forței tăietoare de bază este de aproximativ 7% și crește până la cca. 19% pentru masa adăugată m_d de 10% din masa structurii.

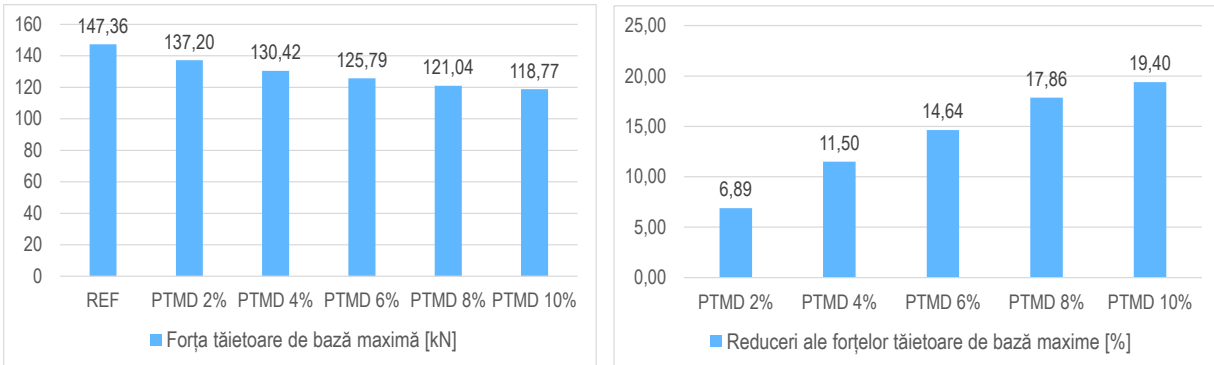


Fig. 2.1.31 Variația forței tăietoare de bază maxime

2.2 Sisteme cu n grade de libertate

2.2.1 Fundamente teoretice

Modelul dinamic al unui sistem cu n grade de libertate dinamică echipat cu sistem PTMD acționat de forțele dinamice $F(t)$ pe direcțiile gradelor de libertate $u(t)$ este reprezentat în Figura 2.2.1.

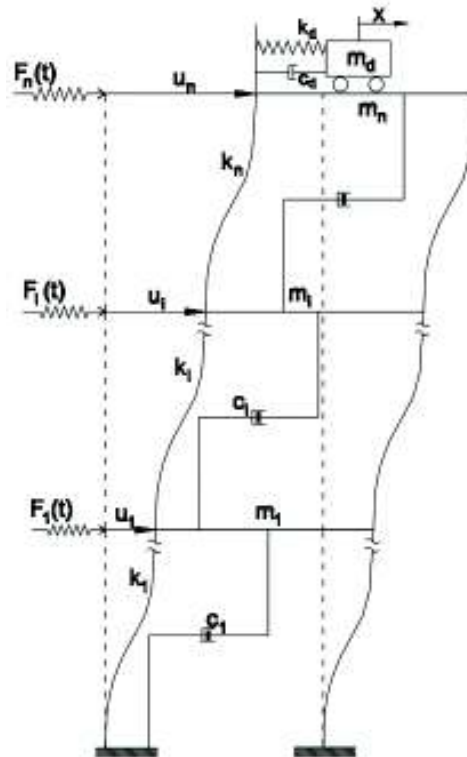


Fig. 2.2.1 Sistem cu n gdl echipat cu sistem PTMD acționat de forțele dinamice $F(t)$

Modelul mecanic asociat acestui sistem este prezentat în Figura 2.2.2.

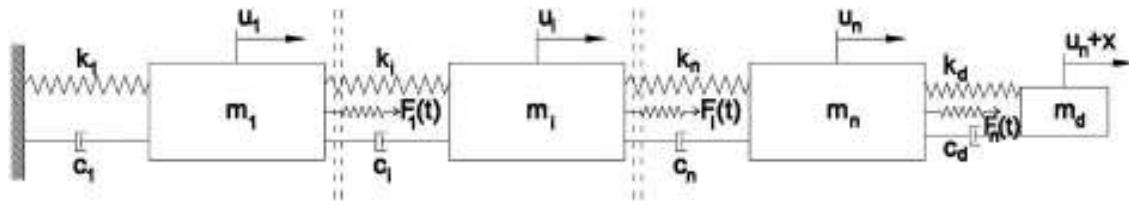


Fig. 2.2.2 Modelul mecanic al sistemului cu n gdl echipat cu sistem PTMD

Aplicând principiul lui d'Alembert se obține schema forțelor corespunzătoare modelului mecanic de mai sus (Fig. 2.2.3):

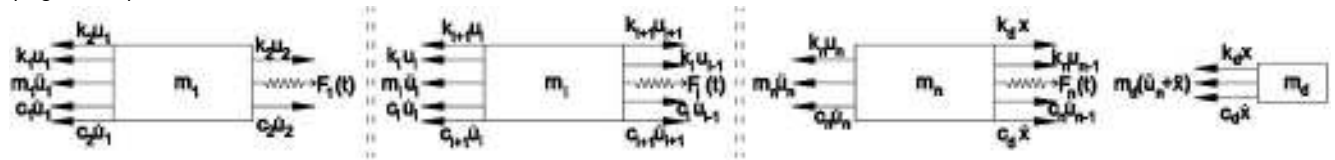


Fig. 2.2.3 Schema forțelor sistemului cu n gdl echipat cu sistem PTMD

Din condițiile de echilibru dinamic ale fiecărei mase rezultă următoarele ecuații diferențiale:

Masa m_1 :

$$m_1 \ddot{u}_1 + c_1 \dot{u}_1 - c_2 (\dot{u}_2 - \dot{u}_1) + k_1 u_1 - k_2 (u_2 - u_1) = F_1(t) \quad (2.3a)$$

Masa m_i :

$$m_i \ddot{u}_i + c_i (\dot{u}_i - \dot{u}_{i-1}) - c_{i+1} (\dot{u}_{i+1} - \dot{u}_i) + k_i (u_i - u_{i-1}) - k_{i+1} (u_{i+1} - u_i) = F_i(t) \quad (2.4b)$$

Masa m_n :

$$m_n \ddot{u}_n + c_n (\dot{u}_n - \dot{u}_{n-1}) + k_n (u_n - u_{n-1}) - c_d \dot{x} - k_d x = F_n(t) \quad (2.3c)$$

Masa m_d :

$$m_d (\ddot{u}_n + \ddot{x}) + c_d \dot{x} + k_d x = 0 \quad (2.3d)$$

Sistemul de ecuații diferențiale (2.3a-d) se mai poate scrie și în formă matriceală condensată astfel:

$$\mathbf{M}^+ \cdot \ddot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{C}^+ \cdot \dot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{K}^+ \cdot \mathbf{y}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (2.4)$$

în care:

$$\mathbf{M}^+ = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & m_n & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \dots & m_d & m_d \end{bmatrix} \text{ este matricea } (n+1) \times (n+1) \text{ inerțială a sistemului echipat cu PTMD}$$

$$\mathbf{C}^+ = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \dots & 0 & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & -c_n & c_n & -c_d \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & c_d \end{bmatrix}$$

este matricea $(n+1) \times (n+1)$ de amortizare a

sistemului echipat cu PTMD

$$\mathbf{K}^+ = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \dots & 0 & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & -k_n & k_n & -k_d \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & k_d \end{bmatrix}$$

este matricea $(n+1) \times (n+1)$ de rigiditate a

sistemului echipat cu PTMD

$$\mathbf{F} = \begin{bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \\ \vdots \\ F_n(t) \\ 0 \end{bmatrix}$$

este vectorul forțelor dinamice care acționează sistemul

$$\mathbf{y} = \begin{bmatrix} u_1(t) \\ u_2(t) \\ \vdots \\ u_n(t) \\ x(t) \end{bmatrix}$$

este vectorul deplasărilor generalizate ale sistemului echipat cu PTMD

$$\dot{\mathbf{y}} = \begin{bmatrix} \dot{u}_1(t) \\ \dot{u}_2(t) \\ \vdots \\ \dot{u}_n(t) \\ \dot{x}(t) \end{bmatrix}$$

este vectorul vitezelor generalizate ale sistemului echipat cu PTMD

$$\ddot{\mathbf{y}} = \begin{bmatrix} \ddot{u}_1(t) \\ \ddot{u}_2(t) \\ \vdots \\ \ddot{u}_n(t) \\ \ddot{x}(t) \end{bmatrix}$$

este vectorul accelerațiilor generalizate ale sistemului echipat cu PTMD.

Cazul acțiunii seismice

Sistemul cu n grade de libertate dinamică echipat cu masă adăugată pasivă și acționat de cutremur (prin accelerograma \ddot{u}_g) este reprezentat în Figura 2.2.4. La fel ca și în cazul sistemelor cu un grad de libertate, deplasarea totală a masei m_i cuprinde deplasarea de corp rigid a bazei de rezemare $u_g(t)$ – corespunzătoare mișcării terenului $\ddot{u}_g(t)$ și deplasarea relativă elastică $u_i(t)$.

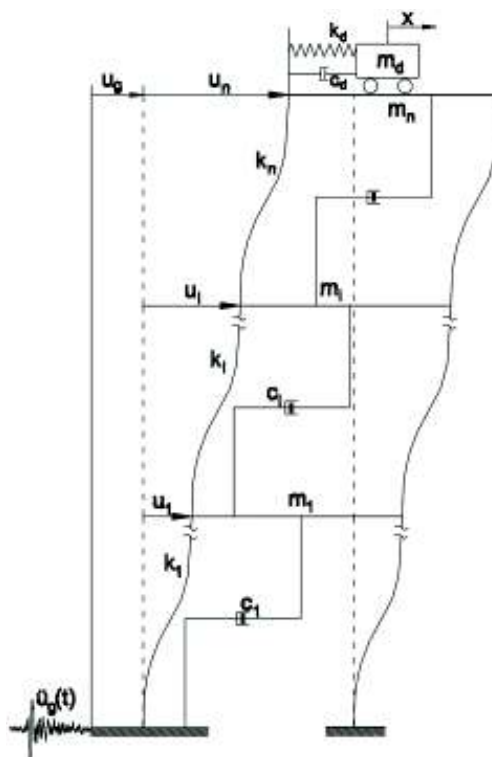


Fig. 2.2.4 Sistem cu n gdl și sistem PTMD sub acțiunea seismică $\ddot{u}_g(t)$

Modelul mecanic asociat acestui caz este reprezentat în Figura 2.2.5, iar schema forțelor în Figura 2.2.6.

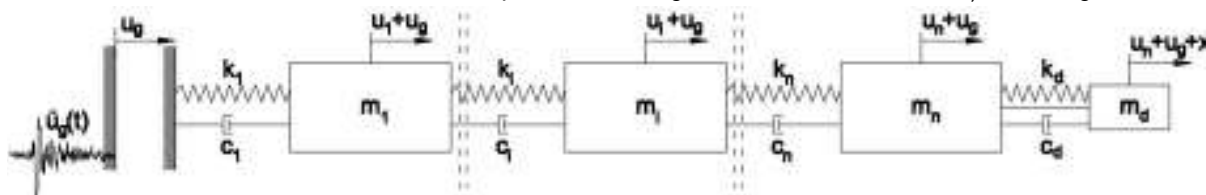
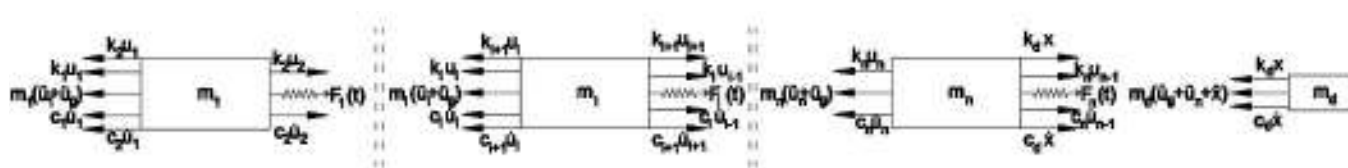


Fig. 2.2.5 Modelul mecanic al sistemului cu n gdl și sistem PTMD sub acțiunea seismică $\ddot{u}_g(t)$



2.2.6 Schema forțelor pentru sistemul cu n gdl echipat cu PTMD sub acțiunea seismică $\ddot{u}_g(t)$

Cu acestea, ecuațiile de echilibru dinamic ale celor $(n+1)$ mase se scriu astfel:

Masa m_1 :

$$m_1 \ddot{u}_1 + c_1 \dot{u}_1 - c_2 (\dot{u}_2 - \dot{u}_1) + k_1 u_1 - k_2 (u_2 - u_1) = -m_1 \ddot{u}_g \quad (2.5a)$$

Masa m_i :

$$m_i \ddot{u}_i + c_i (\dot{u}_i - \dot{u}_{i-1}) - c_{i+1} (\dot{u}_{i+1} - \dot{u}_i) + k_i (u_i - u_{i-1}) - k_{i+1} (u_{i+1} - u_i) = -m_i \ddot{u}_g \quad (2.5b)$$

Masa m_n :

$$m_n \ddot{u}_n + c_n (\dot{u}_n - \dot{u}_{n-1}) + k_n (u_n - u_{n-1}) - c_d \dot{x} - k_d x = -m_n \ddot{u}_g \quad (2.5c)$$

$$\text{Masa } m_d: m_d(\ddot{u}_n + \ddot{x}) + c_d\dot{x} + k_dx = -m_d\ddot{u}_g \quad (2.5d)$$

În formă matriceală condensată, sistemul de ecuații diferențiale (2.5a÷d) se poate scrie:

$$\mathbf{M}^+ \cdot \ddot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{C}^+ \cdot \dot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{K}^+ \cdot \mathbf{y}(t) = -\mathbf{m}^+ \cdot \ddot{u}_g(t) \quad (2.6)$$

în care:

$$\mathbf{M}^+ = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & m_n & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \dots & m_d & m_d \end{bmatrix} \text{este matricea } (n+1) \times (n+1) \text{ inerțială a sistemului echipat cu}$$

PTMD

$$\mathbf{C}^+ = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \dots & 0 & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & -c_n & c_n & -c_d \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & c_d \end{bmatrix} \text{este matricea } (n+1) \times (n+1) \text{ de amortizare a}$$

sistemului echipat cu PTMD

$$\mathbf{K}^+ = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \dots & 0 & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & -k_n & k_n & -k_d \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & k_d \end{bmatrix} \text{este matricea } (n+1) \times (n+1) \text{ de rigiditate a}$$

sistemului echipat cu PTMD

$$\mathbf{m}^+ = \begin{bmatrix} m_1 \\ m_2 \\ \vdots \\ m_n \\ m_d \end{bmatrix} \text{este vectorul de inerție al sistemului echipat cu PTMD}$$

$$\mathbf{y} = \begin{bmatrix} u_1(t) \\ u_2(t) \\ \vdots \\ u_n(t) \\ x(t) \end{bmatrix} \text{este vectorul deplasărilor generalizate ale sistemului echipat cu PTMD}$$

$$\dot{\mathbf{y}} = \begin{bmatrix} \dot{u}_1(t) \\ \dot{u}_2(t) \\ \vdots \\ \dot{u}_n(t) \\ \dot{x}(t) \end{bmatrix} \text{este vectorul vitezelor generalizate ale sistemului echipat cu PTMD}$$

$$\ddot{\mathbf{y}} = \begin{bmatrix} \ddot{u}_1(t) \\ \ddot{u}_2(t) \\ \vdots \\ \ddot{u}_n(t) \\ \ddot{x}(t) \end{bmatrix} \text{este vectorul accelerațiilor generalizate ale sistemului echipat cu PTMD.}$$

2.2.2 Studii numerice

În continuare, sunt prezentate câteva rezultate numerice obținute pentru un sistem (cadru metalic) cu două grade de libertate echipat cu un sistem PTMD. Cadru neechipat (Fig. 2.2.7) este referit, în cele ce urmează ca sistem de referință (REF). Frațiunea de amortizare critică ζ a acestuia este de 2%.

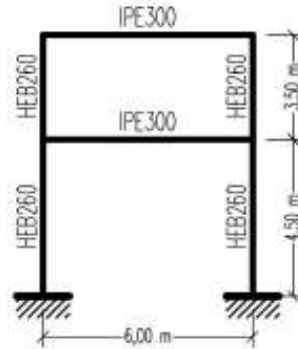


Fig. 2.2.7 Cadru cu două niveluri (REF)

Analizele au fost conduse pentru un set de valori ale masei adăugate m_d exprimate ca procentaje din masa m a structurii: $m_d=2\% \cdot m$, $m_d=4\% \cdot m$, $m_d=6\% \cdot m$, $m_d=8\% \cdot m$ și $m_d=10\% \cdot m$. Încărcările considerate pentru acest studiu sunt identice cu cele utilizate în studiul cadrului portal. Rezultatele numerice se referă la perioadele proprii fundamentale de vibrație ale structurilor T_1 (Tabelul 3 și Figurile 2.2.8, respectiv 2.2.9), deplasarea laterală $u(t)$, accelerația laterală $\ddot{u}(t)$ și forța tăietoare de bază (Fig. 2.2.10-2.2.27) prezentate comparativ pentru structura de referință și pentru structura echipată cu sistem PTMD.

Tabel 3 Perioada fundamentală de vibrație T_1 [s]

Structura analizată	Structura de referință	Structura echipată cu sistem PTMD				
	REF	$\mu = 2\%$	$\mu = 4\%$	$\mu = 6\%$	$\mu = 8\%$	$\mu = 10\%$
Cadru cu două niveluri	0,794	0,873	0,908	0,936	0,961	0,983

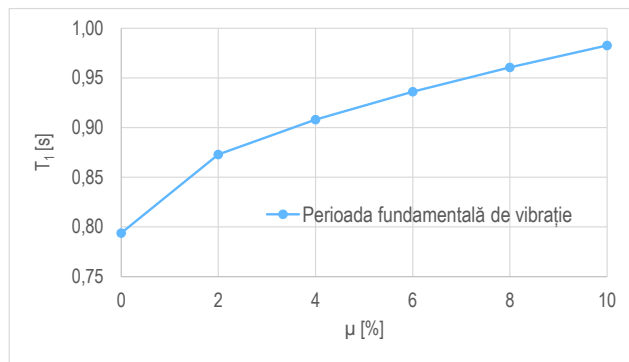


Fig. 2.2.8 Perioada fundamentală de vibrație [s]

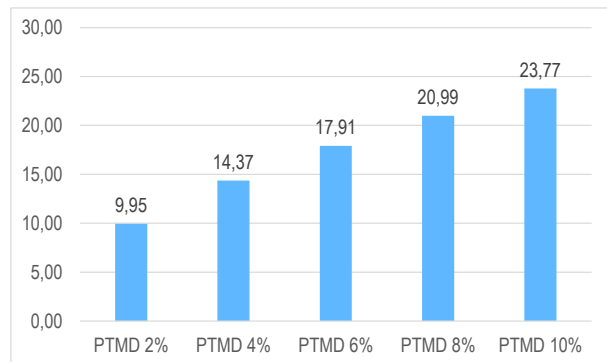


Fig. 2.2.9 Creșterea ΔT_1 a perioadei fundamentale de vibrație [%]

Se observă că perioada fundamentală de vibrație crește odată cu echiparea structurii cu sistem PTMD. Pentru o masă adăugată de 2% din masa structurii de referință, perioada T_1 este majorată cu cca. 10%. Pe

măsură ce masa adăugată este mărită, evoluția acesteia este crescătoare. Pentru valoarea de 0,1·m (valoarea maximă studiată în teză) a masei adiționale, creșterea ΔT_1 este de cca 24%.

- Cazul acțiunii seismice Imperial Valley, 1940

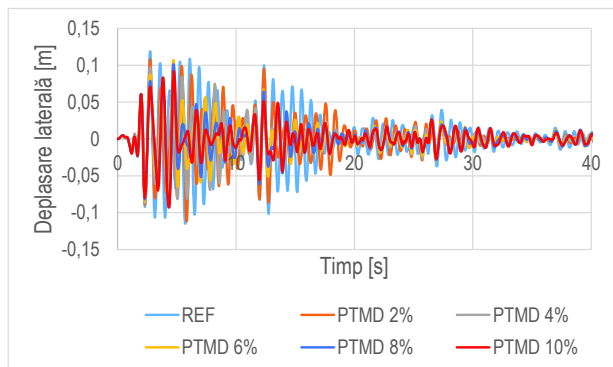


Fig. 2.2.10 Variația deplasărilor laterale în timp

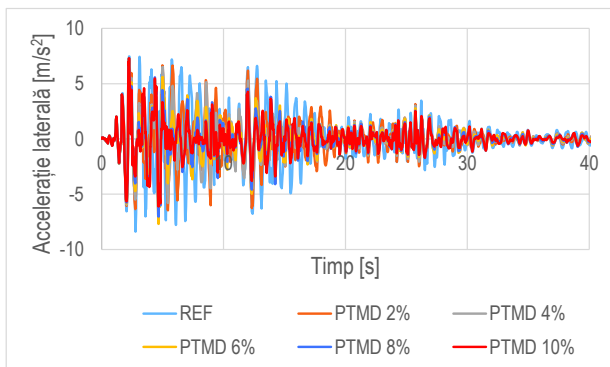


Fig. 2.2.11 Variația accelerațiilor laterale în timp

Răspunsul seismic în deplasări și accelerații laterale, asociat cadrului cu două grade de libertate sub acțiunea cutremurului Imperial Valley este prezentat în Figurile 2.2.10 - 2.2.13. Se constată că acesta este micșorat în cazul structurii echipate, dar reducerea nu mai este atât de pregnantă ca și în cazul cadrului portal, perioada fundamentală a cadrului cu două niveluri fiind mai îndepărtată de perioada caracteristică a cutremurului decât în cazul precedent.

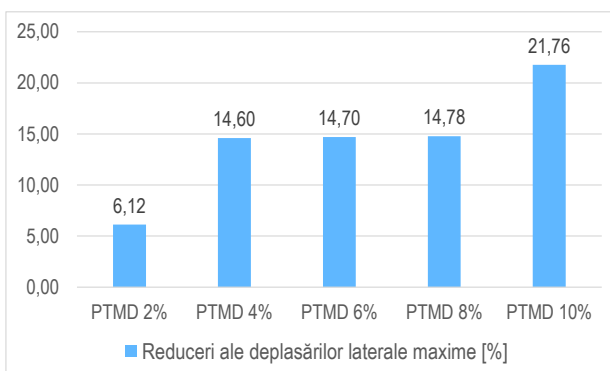
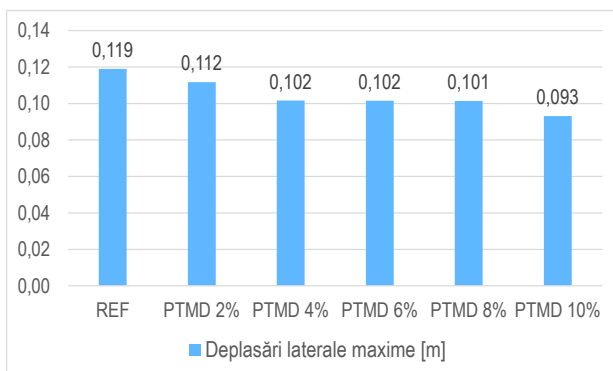


Fig. 2.2.12 Variația deplasării laterale maxime

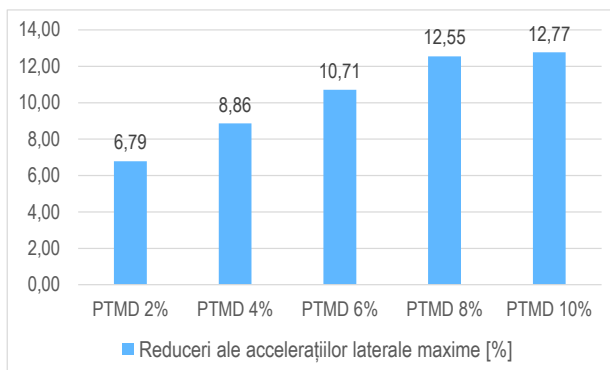
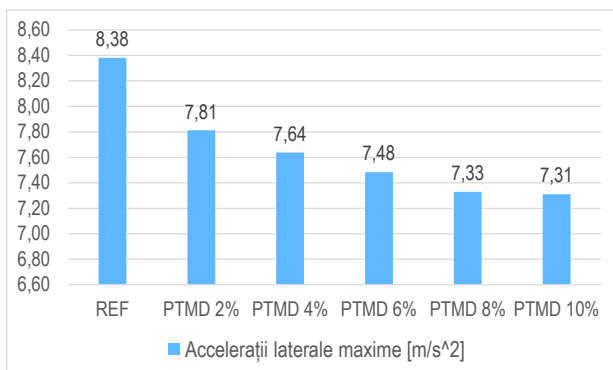


Fig. 2.2.13 Variația accelerației laterale maxime

Atât valorile maxime ale deplasărilor laterale, cât și ale accelerațiilor laterale sunt diminuate cu aproximativ 6% pentru masa adăugată cu $\mu=0,02$. Pentru $\mu=0,1$ însă, deplasarea maximă este redusă cu 22%, iar accelerația maximă cu 13%. Variația forțelor tăietoare de bază în timp este reprezentată în Figura 2.2.14, iar valorile maxime și reducerea procentuală a acestora în Figura 2.2.15.

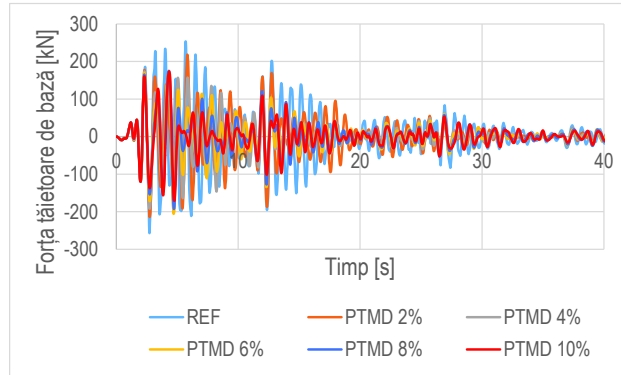


Fig. 2.2.14 Variația forțelor tăietoare de bază în timp

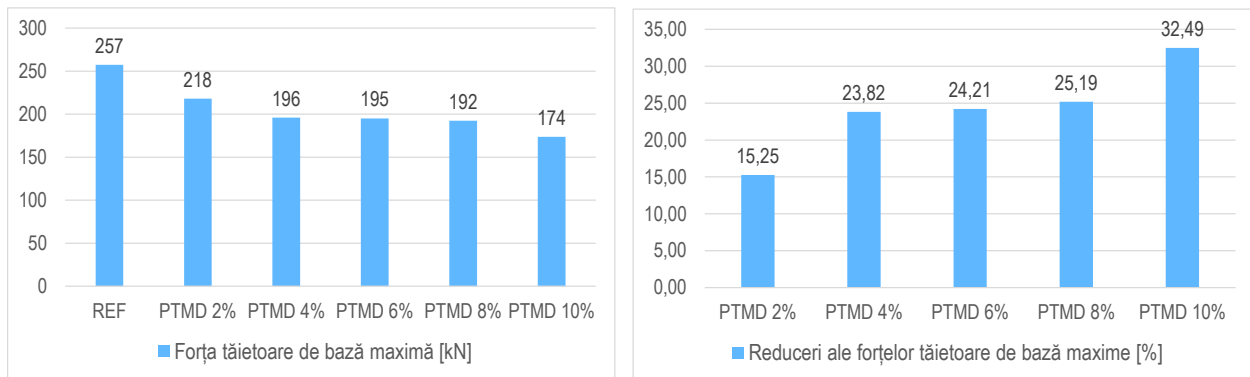


Fig. 2.2.15 Variația forței tăietoare de bază maxime

Se observă că odată cu echiparea structurii cu sistem PTMD valorile forței tăietoare de bază se diminuează. Reducerea cea mai mare (cca. 32%) este obținută pentru gradul maxim de echipare utilizat ($m_d=10\% \cdot m$).

- Cazul acțiunii seismice Focșani, 1986

Variația deplasărilor laterale în timp este prezentată în Figura 2.2.16 și a accelerațiilor laterale în Figura 2.2.17. Se constată o reducere a acestora, precum și a intervalului de timp în care are loc reducerea.

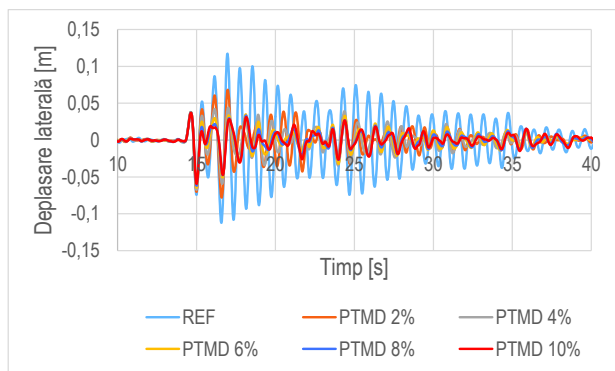


Fig. 2.2.16 Variația deplasărilor laterale în timp

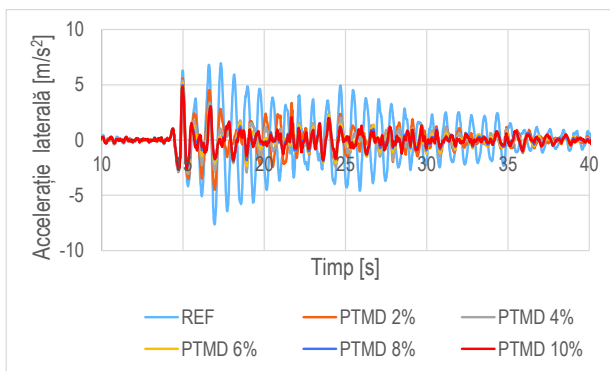


Fig. 2.2.17 Variația accelerațiilor laterale în timp

În ceea ce privește valorile maxime (Fig. 2.2.18 și Fig. 2.2.19), reducerea este mai accentuată în momentul echipării structurii, iar apoi tendința lor este descrescătoare odată cu gradarea masei adăugate de la 2% la 10% din masa structurii de referință.

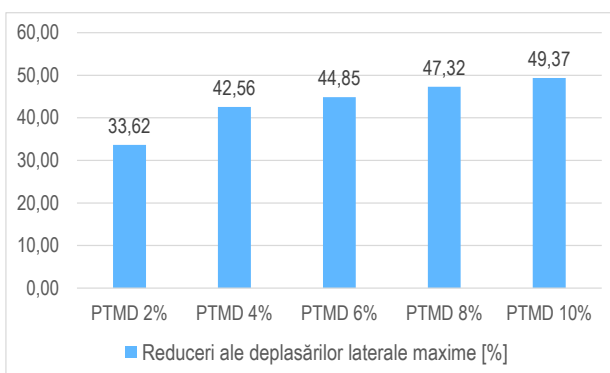
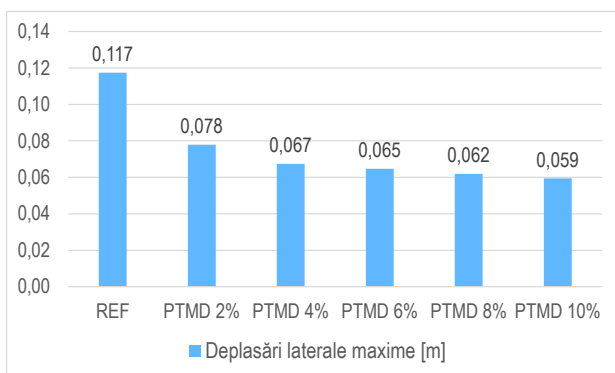


Fig. 2.2.18 Variația deplasării laterale maxime

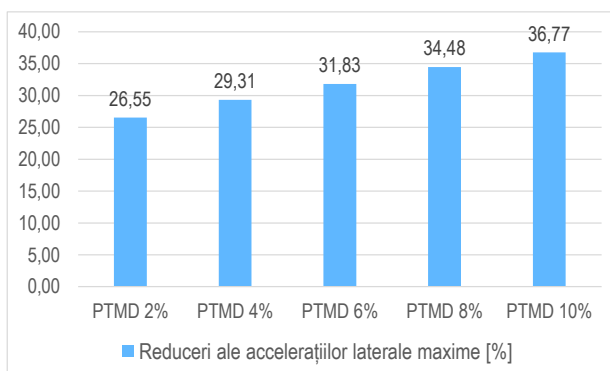
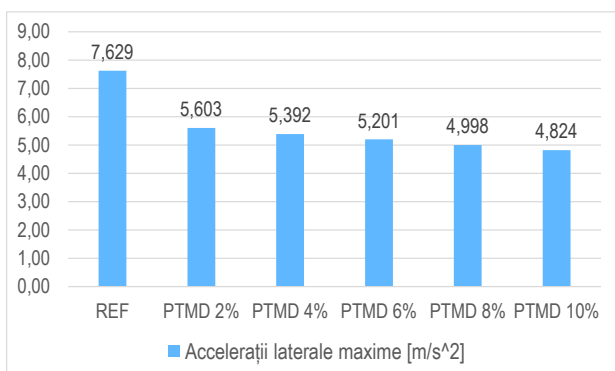


Fig. 2.2.19 Variația accelerației laterale maxime

Astfel, pentru cazul echipării cu sistem PTMD având $\mu=0,02$, deplasarea laterală maximă este redusă cu 33,6%, iar accelerația maximă cu 26,6%. Pentru cazul de echipare $\mu=0,1$, deplasarea maximă scade la jumătate, iar accelerația este redusă cu 36,8%. Figura 2.2.20 prezintă variația forțelor tăietoare de bază în timp. Și acest parametru al răspunsului seismic este redus considerabil odată cu echiparea structurii cu sistem de protecție PTMD. Se observă și o micșorare pronunțată a intervalului de timp în care are loc reducerea. Valorile maxime ale forței tăietoare de bază (Fig. 2.2.21) sunt reduse cu peste 50% pentru gradul de echipare $\mu=10\%$ față de structura de referință.

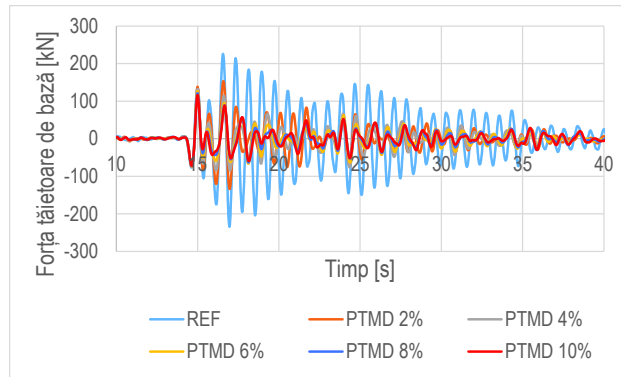


Fig. 2.2.20 Variația forțelor tăietoare de bază în timp

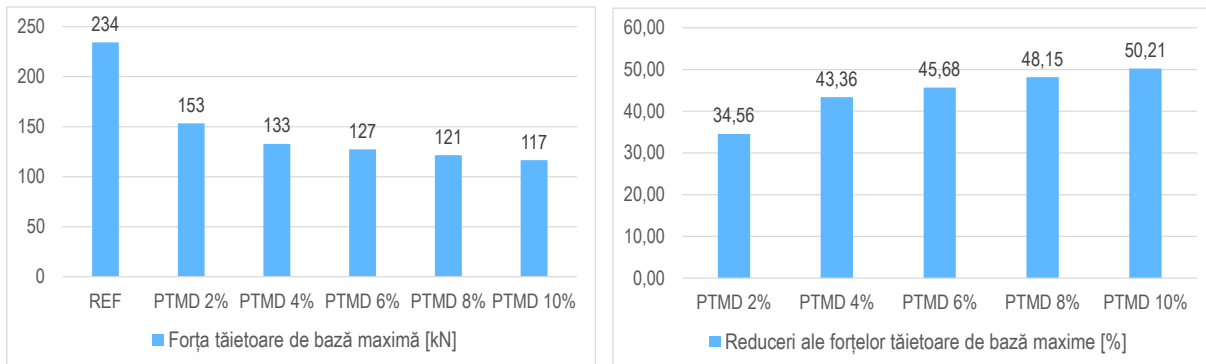


Fig. 2.2.21 Variația forței tăietoare de bază maxime

În mod similar acțiunilor seismice precedente, în continuare sunt prezentate rezultatele aferente structurii cu două niveluri sub acțiunea cutremurului Vrancea '90 (Fig. 2.2.22 – Fig. 2.2.27).

- Cazul acțiunii seismice Vrancea, 1990

Figurile 2.2.22 și 2.2.23 prezintă variația în timp a deplasărilor, și respectiv accelerațiilor laterale la vârful structurii. Se observă o reducere a amplitudinilor mișcării odată cu echiparea structurii cu sistem PTMD.

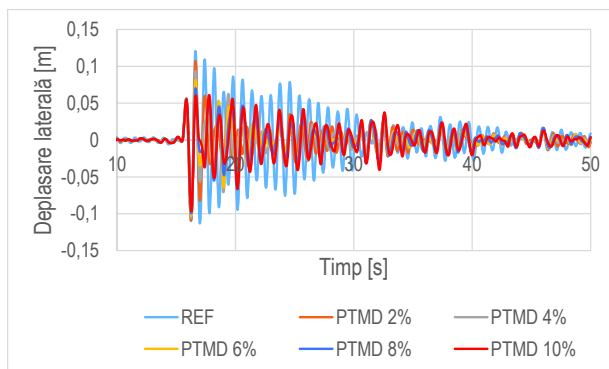


Fig. 2.2.22 Variația deplasărilor laterale în timp

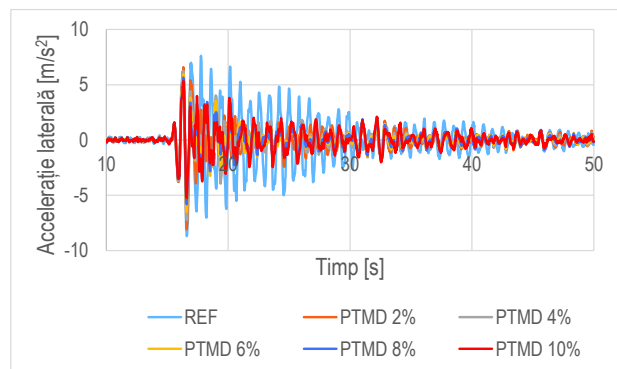


Fig. 2.2.23 Variația accelerațiilor laterale în timp

Valorile maxime ale deplasării și accelerației laterale, precum și reducerea procentuală față de cazul structurii de referință sunt prezentate în Fig. 2.2.24 și Fig. 2.2.25. Se observă tendința de scădere a deplasării și accelerației odată cu creșterea gradului de echipare, cu precădere în cazul accelerației. Pentru

masa adăugată având $\mu=0,02$, deplasarea maximă se diminuează cu cca. 10% și accelerația cu 7%, iar pentru $\mu=0,1$ deplasarea maximă scade cu 20%, în timp ce accelerația maximă este redusă cu 38%.

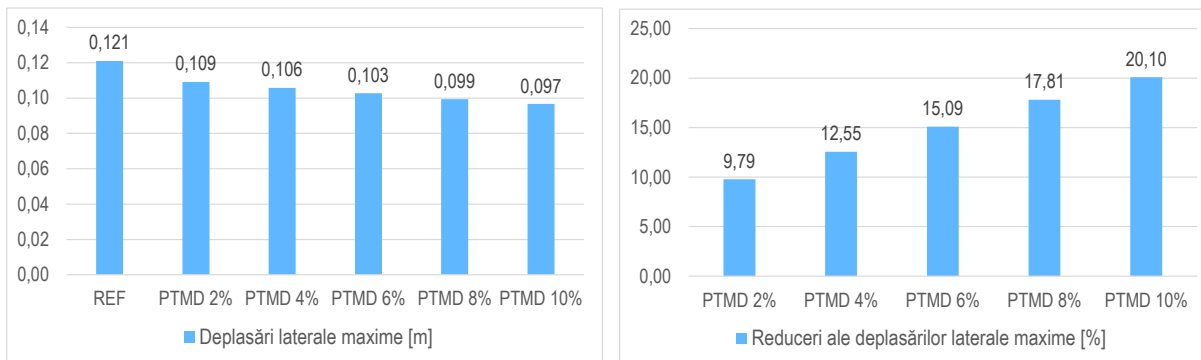


Fig. 2.2.24 Variația deplasării laterale maxime

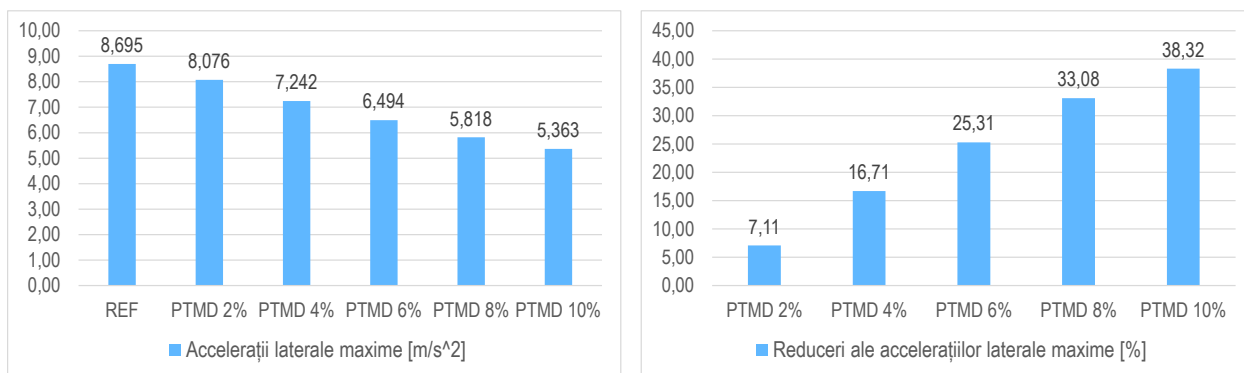


Fig. 2.2.25 Variația accelerației laterale maxime

Variația forței tăietoare de bază în timp este prezentată în Figura 2.2.26, iar valorile maxime și reducerile procentuale în Figura 2.2.27. Se observă o scădere graduală a valorilor forței tăietoare de bază odată cu echiparea structurii și mărirea masei adăugate. Astfel, pentru cazul echipării minime ($\mu=0,02$), reducerea procentuală a valorilor maxime este de 10% față de cazul structurii de referință, iar în situația masei adăugate maxime analizate în acest studiu, reducerea este de aproximativ 20%.

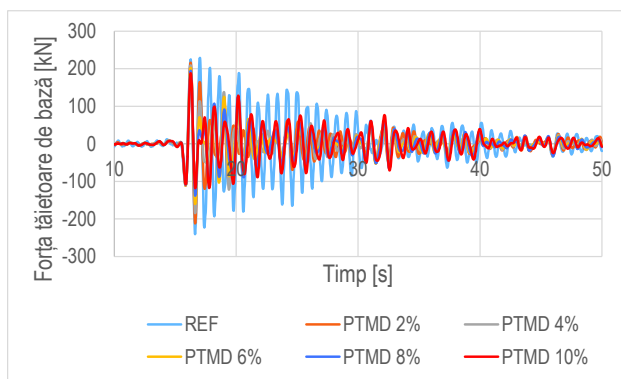


Fig. 2.2.26 Variația forțelor tăietoare de bază în timp

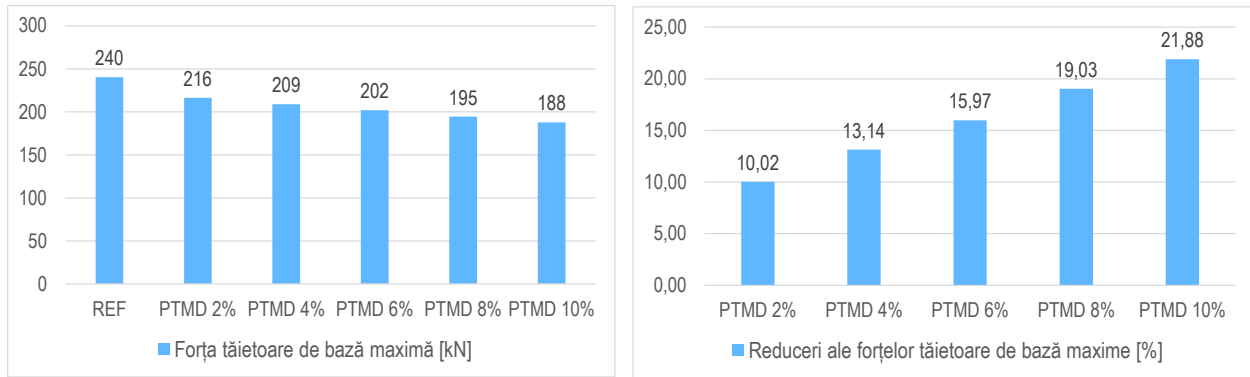


Fig. 2.2.27 Variația forței tăietoare de bază maxime

lată cum, un sistem de protecție seismică adecvat conduce atât la reducerea propriu-zisă a valorilor parametrilor caracteristici ai răspunsului seismic (deplasări, accelerații, forțe seismice de bază), cât și a intervalului de timp în care se produce această reducere. O diminuare a răspunsului seismic într-un interval de timp mai scurt este relevantă și importantă. Un număr ridicat de cicluri de vibrații duce la apariția fenomenului de oboseală a structurii și astfel capacitatea funcțională a acesteia scade simțitor. Eficiența sistemului PTMD este cu atât mai pregnantă cu cât valoarea perioadei predominante T_c a cutremurului care acționează asupra structurii analizate este mai apropiată de valoarea perioadei fundamentale T_1 .

Referitor la îndeplinirea obiectivelor Capitolului 2

Conceput, mai degrabă, ca o modalitate de familiarizare a cititorului interesat cu matematica asociată vibrațiilor structurilor echipate cu sisteme PTMD, Capitolul 2 prezintă această matematică separat pentru sistemele cu un grad de libertate și pentru cele cu număr finit de grade de libertate. Sunt prezentate ecuațiile diferențiale (scalare și, respectiv matriceale) ale vibrațiilor produse de forța dinamică și induse seismic acestor sisteme. Rezolvarea ecuațiilor diferențiale este efectuată prin metoda analizei dinamice modale cu programul SAP 2000. Pentru cazul sistemelor cu număr finit de grade de libertate, rezolvarea numerică și rezultatele obținute corespund unui sistem cu două grade de libertate dinamică. Prezentarea grafică a rezultatelor permite o înțelegere simplă și, în același timp intuitivă, a efectelor echipării cu sisteme PTMD.

Cap. 3 Răspunsul seismic tradițional al structurilor echipate cu masă adăugată pasivă

3.1 Probleme curente ale proiectării structurilor echipate cu PTMD

Literatura de specialitate referitoare la analiza și proiectarea structurilor echipate cu PTMD se focalizează, aproape exclusiv, asupra reducerii prin echiparea cu PTMD a deplasărilor laterale ale structurii acționate seismic [6], [8], [138]. Acest parametru cinematic al răspunsului seismic este pivotul cel mai important – și de multe ori unicul – al evaluării eficienței PTMD. Mai mult decât atât, reducerea deplasărilor laterale ale sistemelor echipate cu PTMD a devenit criteriul fundamental în optimizarea sistemului PTMD din punct de vedere al raportului maselor $\mu=m_d/m$, al rigidității k_d a conexiunii și al coeficientului de amortizare c_d al acestei conexiuni [36], [94], [110]. Deplasările laterale (absolute/relative) induse seismic sunt, și în alte multe cazuri, elementul principal în evaluarea sistemului de protecție seismică [139], [140]. Asocierea eficienței protecției seismice cu reducerea deplasărilor laterale este, într-adevăr o modalitate simplă și solidă de evaluare și comparare a eficienței sistemelor de protecție seismică, deși nu constituie singura modalitate. Dezvoltarea conceptelor de proiectare pe bază de performanțe seismice a deschis calea exprimării acestei eficiențe și într-o altă gamă de parametri [32], [33], [141]. Capitolul trei aparține, prin analizele seismice întreprinse și rezultatele numerice prezentate, acestui trend tradițional de evaluare a răspunsului seismic al structurilor echipate cu sistem de protecție seismică de tip PTMD. Astfel, răspunsul seismic al acestor structuri este exprimat în deplasări laterale, accelerații laterale și forțe tăietoare de bază.

Obiectivul principal al acestui capitol este prezentarea răspunsului seismic tradițional al structurilor echipate cu PTMD. Componentele tradiționale ale răspunsului seismic al acestor sisteme sunt deplasările laterale, accelerațiile laterale, forța seismică tăietoare de bază, precum și perioadele proprii de vibrații. Într-o astfel de analiză accentul este pus pe reducerea răspunsului seismic exprimată în reducerea deplasărilor și accelerațiilor laterale, în creșterea perioadelor de vibrație și în reducerea forței tăietoare seismice de bază. Ca urmare, Capitolul 3 este constituit din analize seismice focalizate asupra acestor componente ale răspunsului seismic.

Un obiectiv aparte al Capitolului 3 îl constituie compararea efectelor echipării cu sisteme PTMD cu efectele amortizării (liniar vâscoase) adăugate. Autorul consideră că o astfel de comparare este necesară având în vedere că o mare parte a componentelor răspunsului seismic pot fi atenuate și prin amortizare adăugată.

Structurile analizate și acțiunile seismice care le acționează sunt cele prezentate în Cap.1, paragraful 1.3. Analizele întreprinse sunt de tip time-history considerând o gamă de echipare cu sisteme PTMD având $\mu=2\%$; 4%; 6%; 8% și 10%. Rezultatele asociate structurilor echipate cu PTMD sunt prezentate în mod comparativ cu cele asociate structurii de referință – neechipată cu sistem PTMD și având fracțiunea de amortizare critică $\zeta=2\%$

3.2 Tehnici pentru stabilirea parametrilor specifici sistemelor PTMD

Conceperea și dimensionarea structurilor – inclusiv a celor multietajate – amplasate în zone seismice trebuie să respecte un set de principii general acceptate [26], [56], [142]. Unul din aceste principii recomandă o distribuire cât mai uniformă a rigidității laterale pe înălțimea structurii. Un alt principiu se referă la necesitatea unui grad de nedeterminare statică cât mai ridicat. O structură multietajată cu masă adăugată încalcă ambele aceste principii. Într-adevăr, masa adăugată – prin însăși funcționarea sa – transformă sistemul astfel echipat într-un mecanism. În același timp, conectarea masei adăugate la structura propriu-zisă întrerupe brusc continuitatea rigidității laterale. Cu toate acestea, structurile echipate cu sistem PTMD adecvat seismicității amplasamentului pot avea un răspuns seismic redus. Adecvarea sistemului PTMD cu seismicitatea amplasamentului înseamnă stabilirea corespunzătoare a valorii masei adăugate m_d în raport cu masa totală m a structurii propriu-zise (de referință) și prevederea valorilor parametrilor elastic (k_d) și de amortizare c_d ai conexiunii PTMD cu structura de referință. În acest subcapitol sunt prezentate tehnicile uzuale de stabilire a valorilor m_d , k_d și c_d .

Parametrii de legătură dintre sistemul PTMD și structura de referință sunt calculați astfel încât reducerea răspunsului structural să fie maximă.

Conform recomandărilor din literatura de specialitate, parametrul m_d maxim, considerat și în prezentul studiu, este de 10% din masa structurii [41]–[43], [46]. Optimizarea acestui parametru nu este des întâlnită [143], [144] datorită valorilor mari obținute pentru minimizarea răspunsului seismic, valori care nu au aplicabilitate în realitate din considerente economice și inginerești. Dacă amortizarea între masa principală și sistemul PTMD este infinit sistemul se comportă ca un sistem cu un grad de libertate având masa ($m+m_d$).

Valorile parametrilor de legătură între sistemul de referință și cel auxiliar (sistemul PTMD), utilizate în prezentul studiu, au fost calculate conform expresiei general acceptate, recomandată în [94].

- *Cazul sistemelor cu un grad de libertate*

$$\mu = m_d/m \quad (3.1a)$$

$$k_d = \omega^2 \cdot f^2 \cdot m_d \quad (3.1b)$$

$$c_d = 2 \cdot \xi \cdot \omega \cdot f \cdot m_d \quad (3.1c)$$

Unde,

μ – reprezintă raportul maselor

k_d – reprezintă constanta elastică optimă a arcului de legătură între sistemul principal și sistemul PTMD

c_d – reprezintă coeficientul optim de amortizare al sistemului adițional PTMD

m_d – reprezintă masa sistemului auxiliar (masa adițională)

m – reprezintă masa sistemului de referință

ω – reprezintă frecvența circulară a sistemului de referință

$f = \frac{1}{1+\mu} \cdot [1 - \zeta \cdot \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}}]$ este un parametru de acord

$\xi = \frac{\zeta}{1+\mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}}$ este un parametru de acord al amortizării

ζ - reprezintă fracțiunea de amortizare critică a sistemului de referință.

- *Cazul sistemelor cu n grade de libertate*

Pentru sistemele cu n grade de libertate, parametrii echipamentului PTMD se calculează în mod similar cazului precedent:

$$\mu = \frac{m_d}{\Phi_1^T [M] \Phi_1} \quad (3.2)$$

$$k_d = \omega^2 \cdot f^2 \cdot m_d \quad (3.1b)$$

$$c_d = 2 \cdot \xi \cdot \omega \cdot f \cdot m_d \quad (3.1c)$$

$$f = \frac{1}{1+\mu\phi} \left[1 - \zeta \sqrt{\frac{\mu\phi}{1+\mu\phi}} \right]$$

$$\xi = \phi \left[\frac{\zeta}{1+\mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}} \right]$$

Unde,

μ – reprezintă raportul maselor

k_d – reprezintă constanta elastică optimă a arcului de legătură între sistemul principal și sistemul PTMD

c_d – reprezintă coeficientul optim de amortizare al sistemului adițional PTMD

m_d – reprezintă masa sistemului auxiliar (masa adițională)

m – reprezintă masa sistemului de referință

ω – reprezintă frecvența circulară a sistemului de referință

$\Phi_1^T [M] \Phi_1$ – reprezintă masa modală generalizată în modul fundamental de vibrație

$[M]$ – este matricea maselor sistemului de referință

Φ_1 – este vectorul propriu normalizat.

ϕ – reprezintă amplitudinea modului de vibrație acordat cu sistemul PTMD.

3.3 Studii numerice asupra răspunsului seismic al structurilor echipate cu PTMD

Abordarea energetică a răspunsului seismic al structurilor echipate cu PTMD, propusă în această teză necesită o trecere în revistă a abordării curente (tradiționale) a acestui răspuns. Prezentarea abordării tradiționale este necesară atât pentru a putea contura mai bine abordarea energetică cât și pentru a crea o bază (formată din rezultate numerice) de comparație a abordării energetice cu cea tradițională. Rezultatele numerice prezentate sunt obținute prin analize de tip time-history conduse în programul SAP 2000. Așa cum s-a menționat în Subcapitolul 1.3 sunt analizate cele trei structuri (cu regimul de înălțime de cinci, zece și cincisprezece niveluri) acționate de cutremurele Vrancea 1977, Loma Prieta 1989 și Kocaeli 1999. Componentele tradiționale ale răspunsului seismic a structurilor metalice multietajate constau în calculul componentelor cinematice – deplasări și accelerații laterale, perioade proprii de vibrație, a forței tăietoare seismice de bază și, în activitatea de proiectare, a stării statice de eforturi secționale M, T, N și eforturi unitare σ, τ induse de acțiunea seismică. O specificitate a analizei seismice a structurilor echipate cu PTMD constă în evidențierea influenței sistemului PTMD în sensul reducerii răspunsului seismic prin variația în timp a acestor parametri ai structurii echipate comparativ cu variația lor în cazul structurii neechipate. Prezentarea acestor rezultate asociate celor trei structuri și trei acțiuni seismice menționate constituie

conținutul acestui Subcapitol 3.3. Pentru o mai simplă și facilă urmărire a acestor rezultate, sunt reamintite structurile analizate (Fig. 3.3.1÷3.3.6) și acțiunile seismice considerate (Fig. 3.3.7).

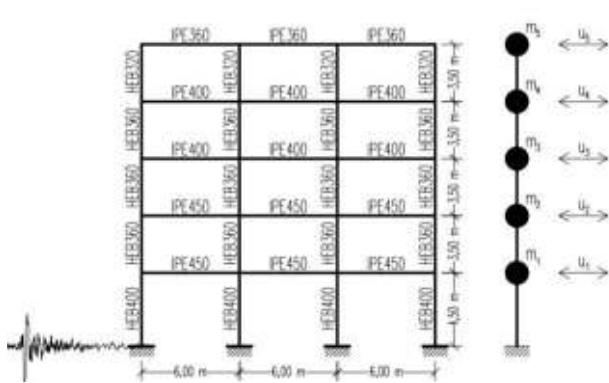


Fig. 3.3.1 Structura cu 5 niveluri (de referință)

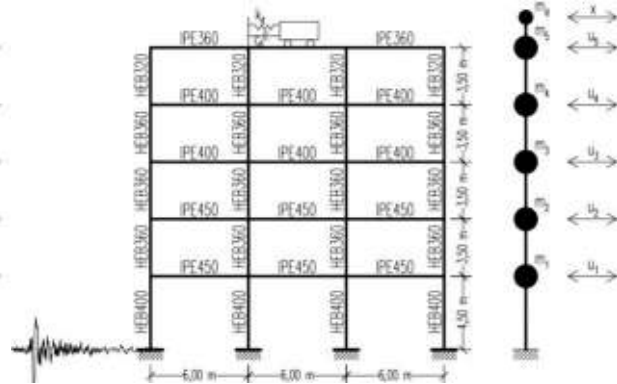


Fig. 3.3.2 Structura cu 5 niveluri echipată cu sistem PTMD

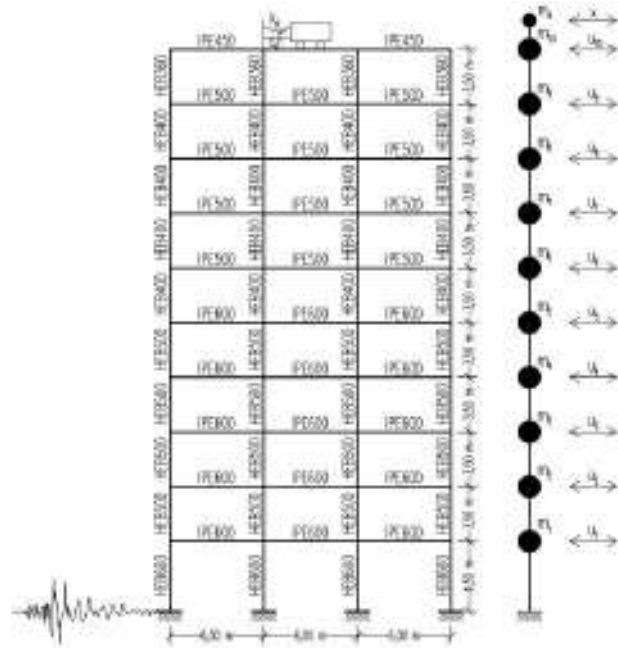


Fig. 3.3.3 Structura cu 10 niveluri (de referință)

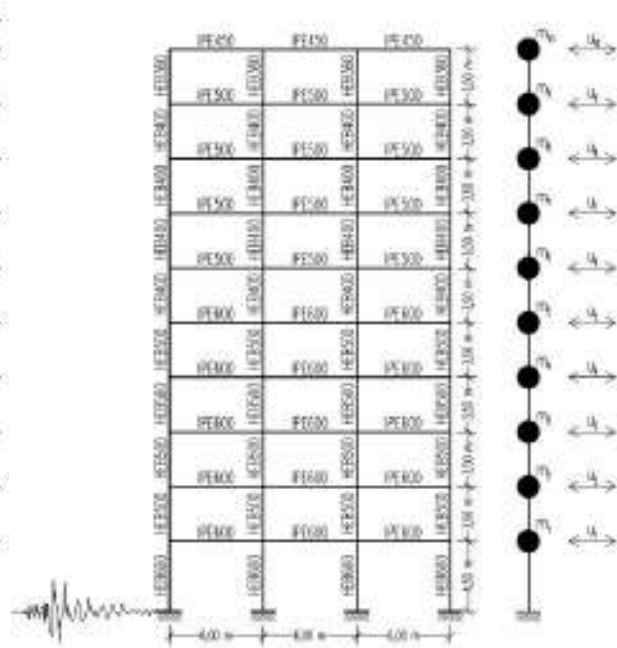


Fig. 3.3.4 Structura cu 10 niveluri echipată cu sistem PTMD

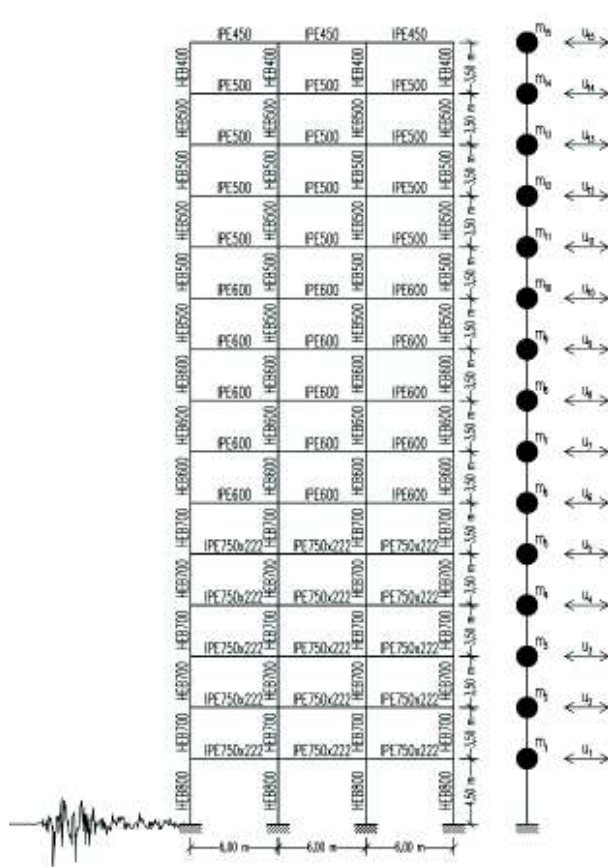


Fig. 3.3.5 Structura cu 15 niveluri (de referință)

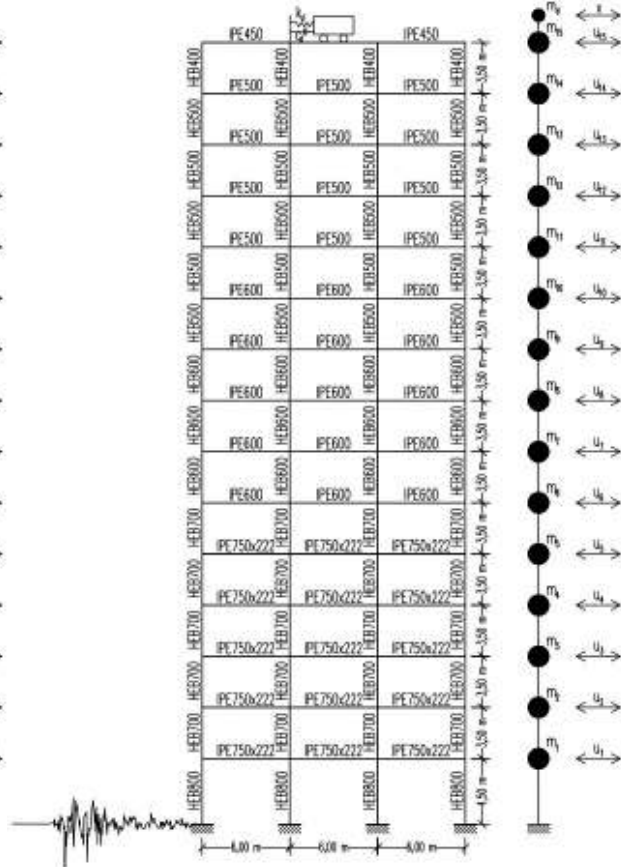


Fig. 3.3.6 Structura cu 15 niveluri echipată cu sistem PTMD

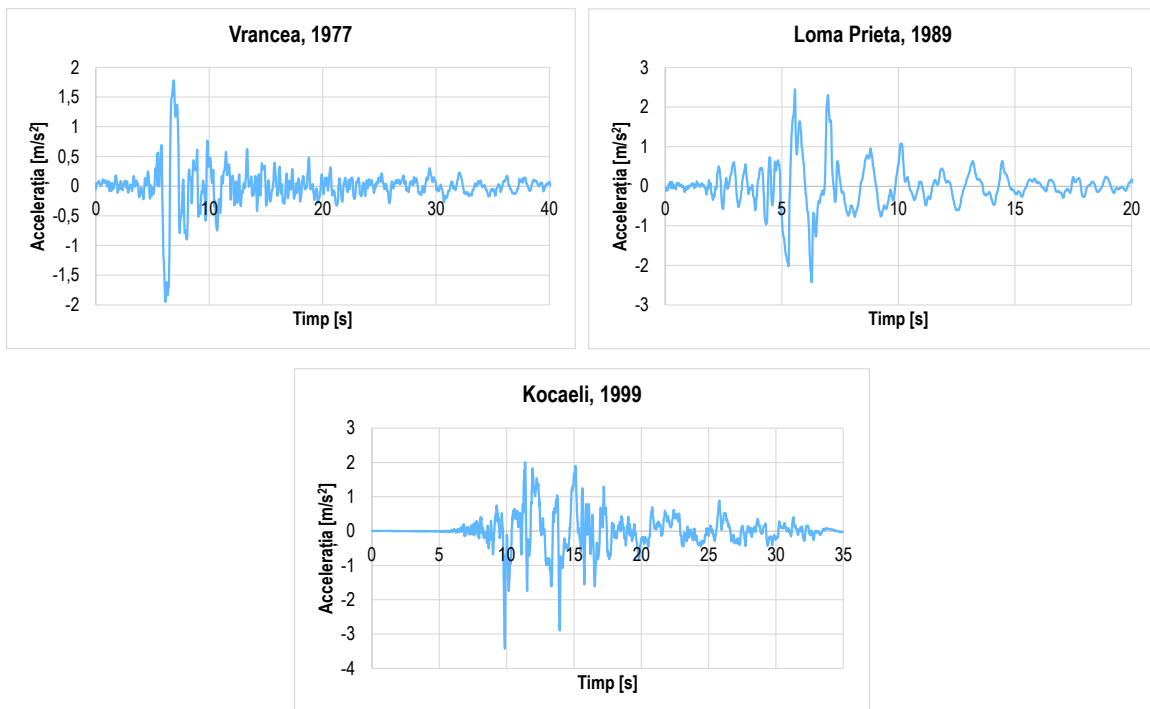


Fig. 3.3.7 Acțiunile seismice considerate

Caracteristicile cutremurelor menționate mai sus au fost obținute prin programul SeismoSpect și sunt prezentate în Tabelul 4.

Tabel 4 Caracteristicile acțiunilor seismice

Cutremur	Data	Stația de înregistrare	Perioada predominantă T_c [s]	Accelerația maximă [g]
Vrancea (România)	4 martie 1977	Incerc București	1,16	0,199
Loma Prieta (USA)	18 octombrie 1989	Emeryville	1,18	0,250
Kocaeli (Turcia)	17 august 1999	Yarimca	1,40	0,349

- Referitor la perioadele proprii de vibrație ale structurilor analizate

Compararea perioadelor predominante ale cutremurelor (Tabel 4) cu perioadele proprii fundamentale ale structurilor (Tabel 5) evidențiază încadrarea structurilor în zona de amplificare maximă a cutremurelor lente vrâncene, care este cuprinsă între 0,5s și 2,0s. Pentru a prelua în condiții de siguranță încărcările dinamice date de cutremure, clădirile trebuie concepute, proiectate și realizate astfel încât cantitatea de energie transferată și acumulată de construcție să fie minimă. Pentru aceasta, structura trebuie proiectată astfel încât mișcarea oscilatorie proprie să fie defazată față de mișcarea seismică a terenului sau poate fi echipată cu sisteme de tip masă adăugată, care au efect maxim - în minimizarea răspunsului seismic – în zona rezonanței. În cadrul studiilor numerice elaborate, perioadele proprii fundamentale ale structurilor analizate sunt apropiate perioadelor predominante ale acțiunilor seismice tocmai pentru a evidenția mai pregnant rolul sistemului PTMD în atenuarea răspunsului seismic.

Tabel 5 Perioadele fundamentale de vibrație T_1 [s]

Structura analizată	Structura de referință	Structura echipată cu sistem PTMD				
	REF	$\mu = 2\%$	$\mu = 4\%$	$\mu = 6\%$	$\mu = 8\%$	$\mu = 10\%$
5 niveluri	1,08	1,22	1,29	1,34	1,39	1,44
10 niveluri	1,47	1,67	1,77	1,85	1,92	1,99
15 niveluri	1,75	2,00	2,13	2,24	2,34	2,43

Echiparea cu sisteme PTMD influențează răspunsul seismic inclusiv prin modificarea caracteristicilor dinamice proprii ale structurii echipate față de structura de referință. În continuare sunt prezentate aceste modificări pentru cazul structurii cu cinci niveluri (Fig. 3.3.8). Se constată că echiparea cu sistem PTMD conduce la o creștere a perioadei proprii fundamentale T_1 odată cu creșterea masei adăugate. Astfel, pentru cazul echipării cu o masă $m_d=0,02 \cdot m$, creșterea perioadei este de 12,96%, în timp ce în cazul echipării cu o masă $m_d=0,1 \cdot m$, creșterea perioadei fundamentale T_1 este de 33,33%.

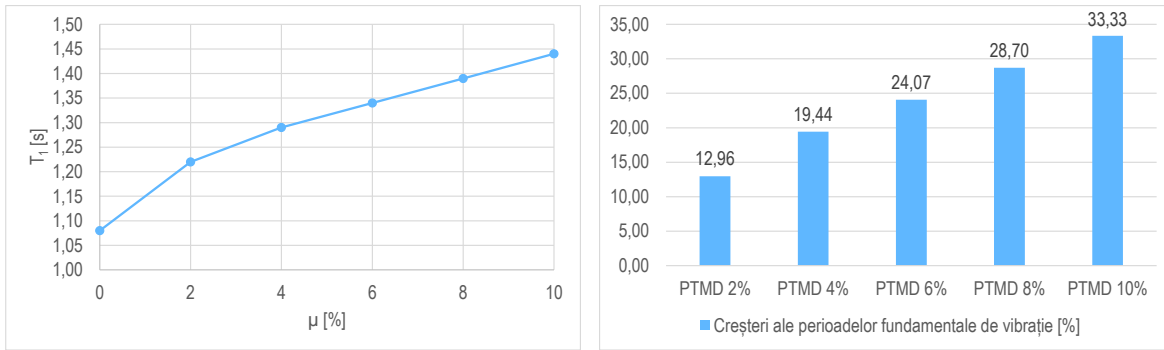


Fig. 3.3.8 Variația perioadei fundamentale de vibrație în cazul structurii cu 5 niveluri

Variația perioadei proprii fundamentale de vibrație a structurii cu zece niveluri (de referință și echipată cu sistem PTMD) este prezentată în Figura Fig. 3.3.9. În acest caz, creșterea perioadei fundamentale T_1 a structurii echipate este cuprinsă între 13,61% (pentru $m_d=0,02 \cdot m$) și 35,37% (pt $m_d=0,1 \cdot m$).

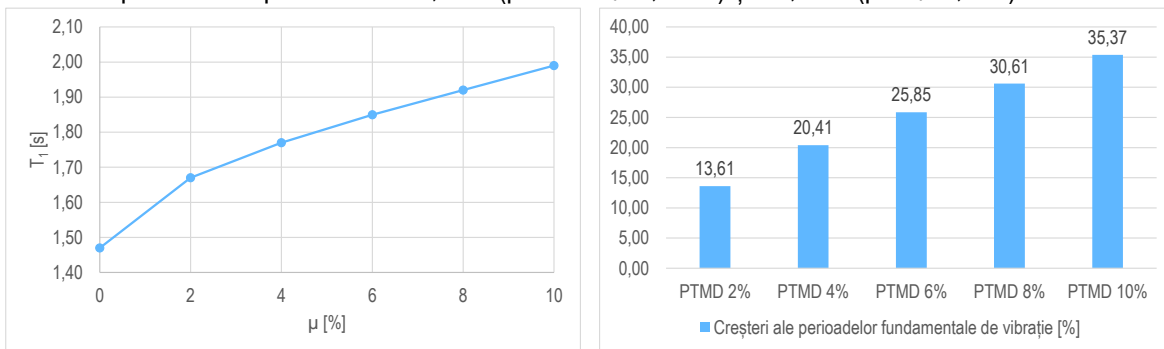


Fig. 3.3.9 Variația perioadei fundamentale de vibrație în cazul structurii cu 10 niveluri

În sfârșit, modificarea perioadei fundamentale T_1 a structurii cu cincisprezece niveluri este prezentată în Figura Fig. 3.3.10. Și în acest caz perioada proprie fundamentală T_1 a structurii echipate crește odată cu mărirea coeficientului $\mu=m_d/m$: de la 14,29% - pentru $m_d=0,02 \cdot m$ - la 38,86% - pentru $m_d=0,1 \cdot m$ (Fig. 3.3.10).

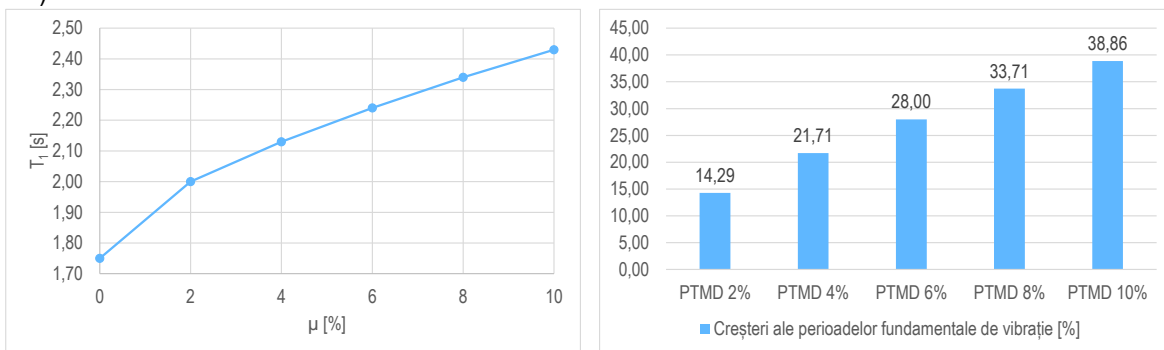


Fig. 3.3.10 Variația perioadei fundamentale de vibrație în cazul structurii cu 15 niveluri

Analiza acestui parametru (perioada proprie fundamentală de vibrație T_1) asociat structurilor echipate dă posibilitatea formulării a două concluzii:

1. Perioada fundamentală crește odată cu creșterea valorii masei adăugate m_d

2. Creșterea ΔT_1 a perioadei fundamentale este mai substanțială la structurile cu mai multe niveluri (Fig. 3.3.11)

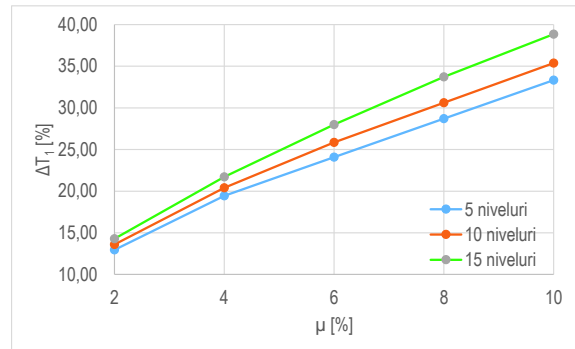


Fig. 3.3.11 Creșteri ale perioadei fundamentale T_1

- Referitor la răspunsul seismic tradițional

În continuare sunt prezentate variațiile în timp ale componentelor cinematice - deplasări laterale și accelerații laterale la ultimul nivel, forțe tăietoare seismice de bază - pentru cele trei structuri de referință și, respectiv echipate cu sisteme PTMD, acționate de cutremurele Vrancea 1977, Loma Prieta 1989 și Kocaeli 1999.

Deplasarea laterală este un parametru care relevă efectele rigidității laterale asupra răspunsului seismic și constituie un criteriu important care trebuie verificat și îndeplinit în activitatea de proiectare a structurilor. Valorile deplasării laterale la vârful structurii trebuie să fie cât mai reduse pentru a minimiza degradările elementelor structurale și nestructurale și pentru a limita/evita disconfortul oamenilor aflați la ultimele niveluri ale clădirii. Și accelerațiile laterale de nivel sunt componente esențiale și relevante ale răspunsului seismic al structurilor multietajate deoarece acestea sunt direct corelate cu rigiditatea laterală, și, deci, cu perioadele de vibrație ale structurilor.

O altă componentă fundamentală a răspunsului seismic al structurilor este forța tăietoare seismică de bază. Variația forței tăietoare seismice de bază este strâns corelată cu variația perioadei (în principal, fundamentale) proprii de vibrație T_1 . Creșterea (așa cum s-a constatat) perioadei proprii fundamentale de vibrație conduce la o scădere a forței tăietoare seismice de bază.

În continuare, variațiile în timp ale acestor parametri sunt asociate fiecărei structuri și fiecărei acțiuni seismice menționate. Pentru a evidenția efectul masei adăugate asupra parametrilor cinematiți analizați, rezultatele sunt prezentate comparativ pentru structurile de referință și structurile echipate cu sistem PTMD.

Structura cu 5 niveluri

- Acțiunea seismică Vrancea 1977

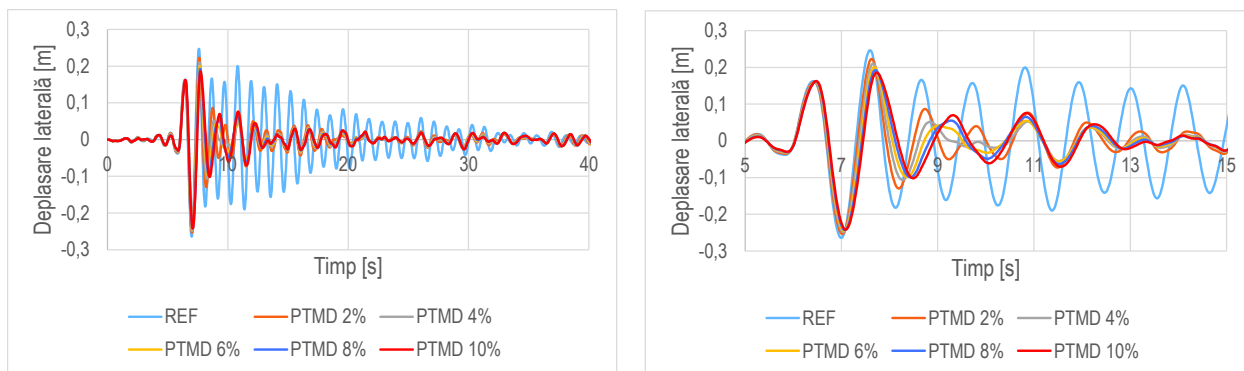


Fig. 3.3.12 Variația deplasărilor laterale în timp

Așa cum era de așteptat, deplasările laterale ale ultimului nivel al structurii echipate cu sistem PTMD scad față de cele ale structurii de referință, rata scăderii crescând odată cu creșterea gradului de echipare μ (Fig. 3.3.12). Se constată și o diminuare pregnantă a intervalului de timp în care are loc reducerea deplasărilor laterale. În Figura Fig. 3.3.13 este prezentată descreșterea valorii maxime a deplasării laterale a ultimului nivel, precum și procentajul de reducere a acestor valori de vârf.

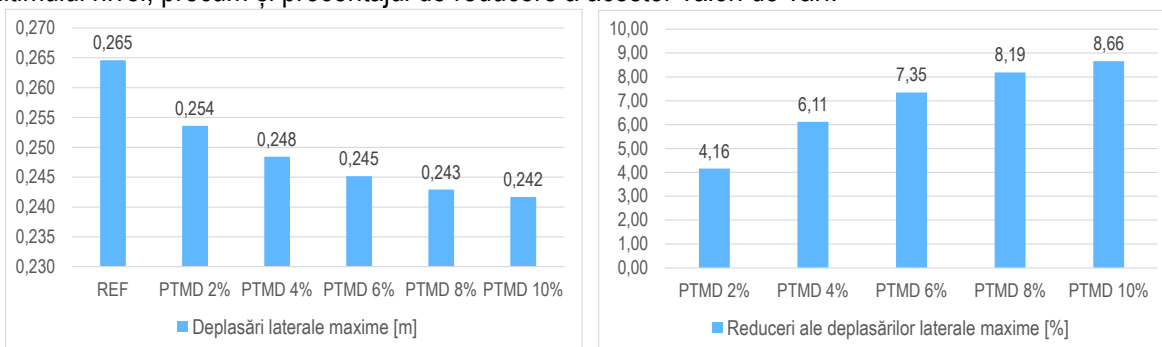


Fig. 3.3.13 Variația deplasării laterale maxime

Deși mai puțin abordat, studiul accelerațiilor laterale – componentă a răspunsului seismic – este un aspect relevant pentru anticiparea analitică a efectelor induse seismic. Variația în timp (scăderea) a accelerațiilor laterale ale ultimului nivel al structurii este prezentată în Figura Fig. 3.3.14, iar descreșterea valorilor maxime ale acestora este prezentată în Figura Fig. 3.3.15.

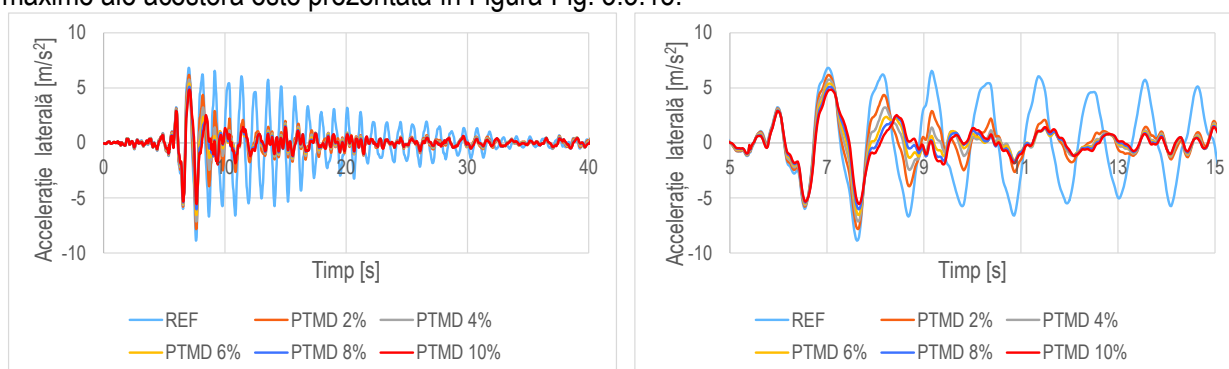


Fig. 3.3.14 Variația accelerațiilor laterale în timp

Scăderea accelerațiilor relative de nivel este o urmare firească a creșterii perioadelor proprii de vibrație. Rata procentului de reducere a accelerației maxime a ultimului nivel odată cu echiparea structurii cu sistem PTMD crește de la 11,77% ($\mu=0,02$) la 37,35% pentru $\mu=0,1$.

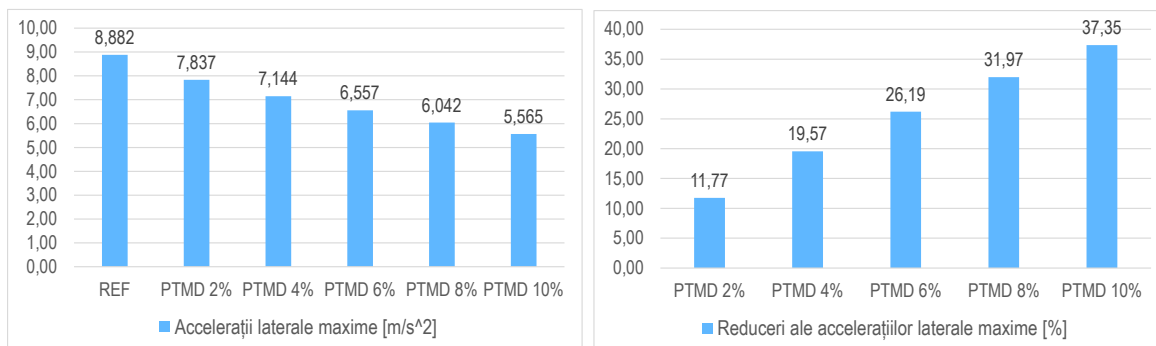


Fig. 3.3.15 Variația accelerației laterale maxime

Variația forței tăietoare seismice de bază este, la rândul său, coroborată cu variația perioadei proprii fundamentale. Într-adevăr, forțele tăietoare seismice de bază scad odată cu creșterea gradului de echipare a structurii cu sistem PTMD (Fig. 3.3.16).

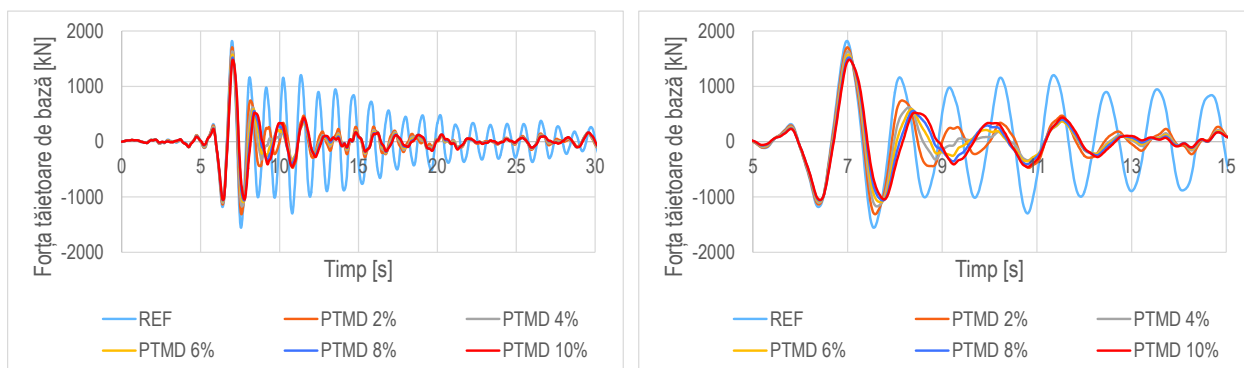


Fig. 3.3.16 Variația forțelor tăietoare seismice de bază în timp

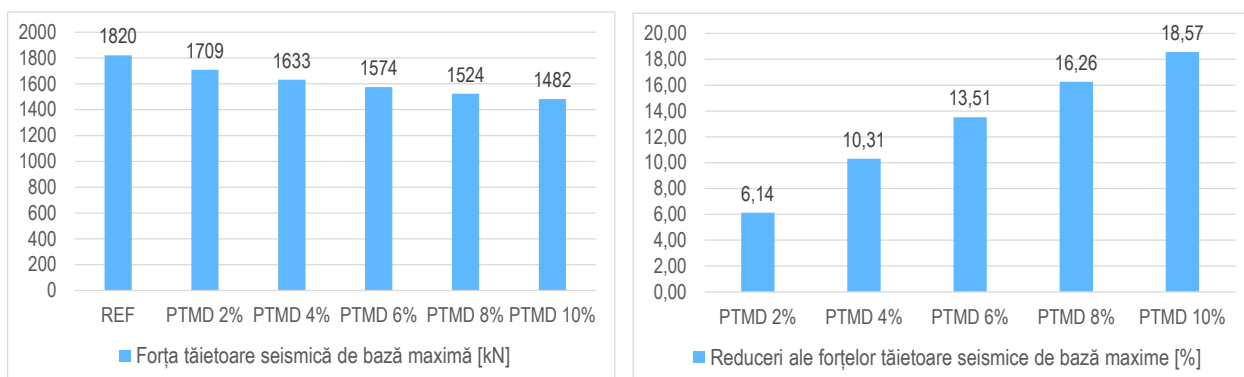


Fig. 3.3.17 Variația forței tăietoare seismice de bază maxime

În cazul structurii cu cinci niveluri sub acțiunea cutremurului vrâncean din 1977, reducerea forței tăietoare seismice de bază este minimă (6,14%) pentru $\mu=2\%$ și crește până la 18,57% pentru $\mu=10\%$ (Fig. 3.3.17).

Pentru toți parametri analizați se constată o reducere a răspunsului seismic odată cu echiparea structurii cu sistem PTMD nu numai în ceea ce privește scăderea propriu-zisă a valorilor maxime a acestora, ci și intervalul de timp în care se produce această reducere. Cu cât numărul de vibrații este mai mic, cu atât eficiența protecției seismice este mai relevantă.

o Acțiunea seismică Loma Prieta 1989

În continuare sunt prezentate rezultatele numerice asociate structurii cu cinci niveluri sub acțiunea cutremurului Loma Prieta. În Figura Fig. 3.3.18 este reprezentată variația în timp a deplasărilor laterale ale ultimului nivel pentru structura de referință și structura echipată cu sistem de protecție seismică de tip PTMD.

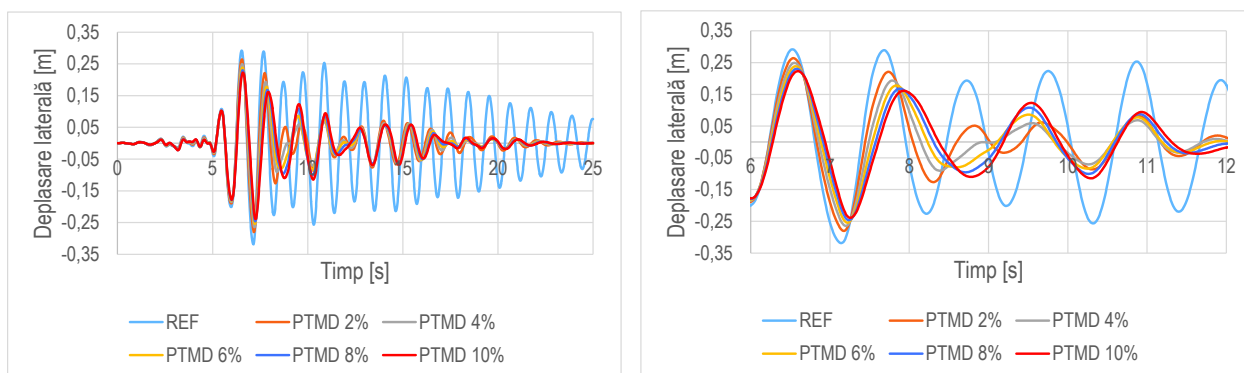


Fig. 3.3.18 Variația deplasărilor laterale în timp

Se observă o reducere semnificativă a deplasărilor laterale odată cu echiparea structurii cu sistem de protecție PTMD, dar mai ales a intervalului de timp în care mișcarea este atenuată. Valorile maxime ale deplasărilor, precum și creșterea procentuală a reducerii acestora odată cu mărirea masei adăugate m_d sunt prezentate în Figura Fig. 3.3.19.

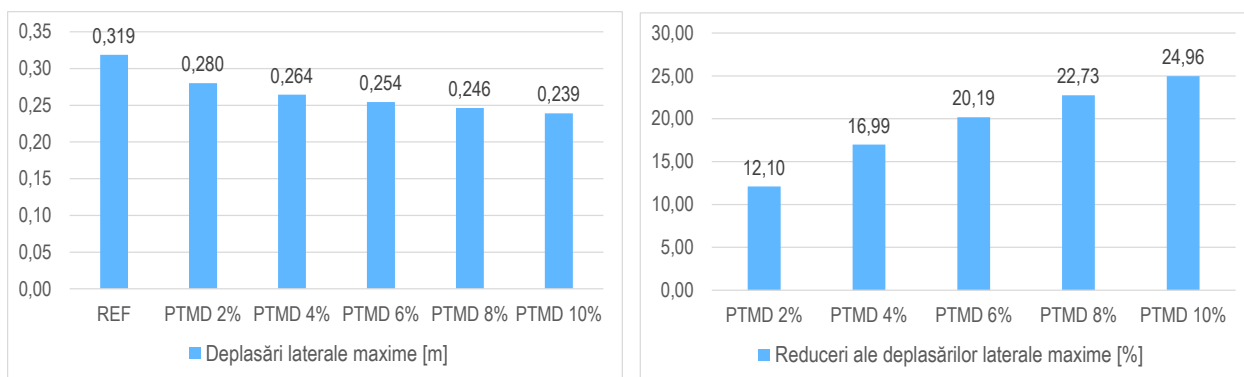


Fig. 3.3.19 Variația deplasării laterale maxime

În acest caz se constată o reducere de 12,10% a răspunsului în deplasări pentru situația $\mu=2\%$, iar pentru $\mu=10\%$, reducerea este de aproximativ 25%. Variația accelerației laterale în timp este prezentată în Figura Fig. 3.3.20, iar valorile maxime ale aesteia în Figura Fig. 3.3.21.

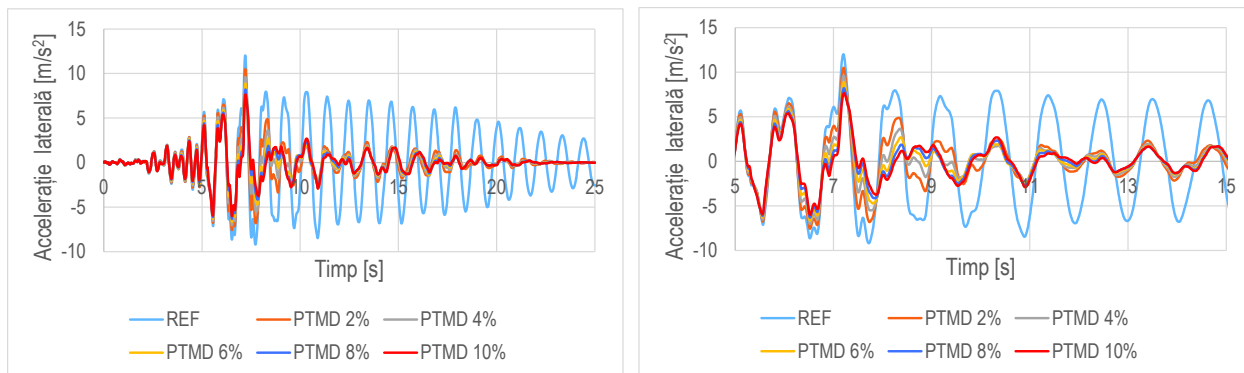


Fig. 3.3.20 Variația accelerațiilor laterale în timp

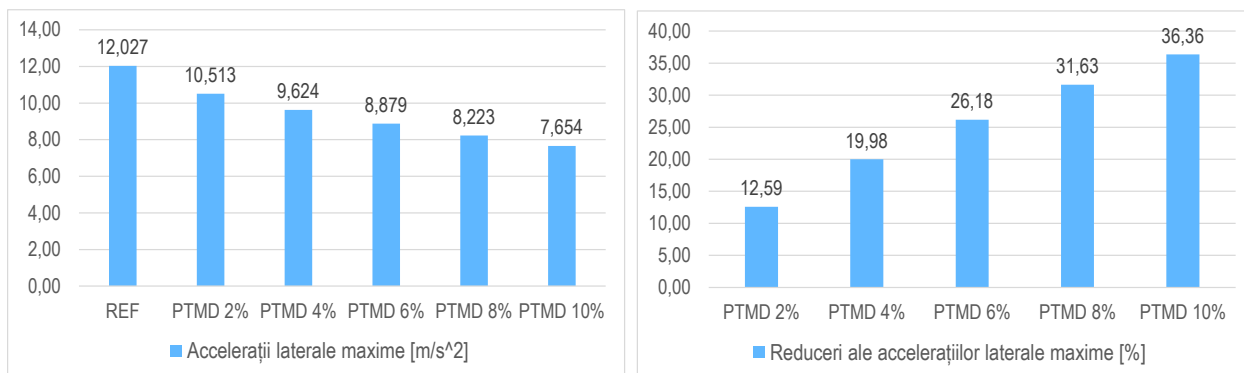


Fig. 3.3.21 Variația accelerației laterale maxime

Și în acest caz se constată o reducere pregnantă a răspunsului seismic odată cu echiparea structurii cu echipament de tip PTMD atât în ceea ce privește valorile maxime cât și intervalul de timp în care acestea sunt relevante. Valorile maxime ale accelerației laterale scad odată cu mărirea coeficientului μ . Astfel, în acest caz, reducerea răspunsului seismic în accelerații este maximă (36,36%) pentru $m_d=10\% \cdot m$.

O tendință asemănătoare de reducere a răspunsului seismic, mai pregnantă în cazul echipării cu masa adăugată mare ($\mu=10\%$) se constată și în cazul forțelor tăietoare seismice de bază (Fig. 3.3.22, Fig. 3.3.23).

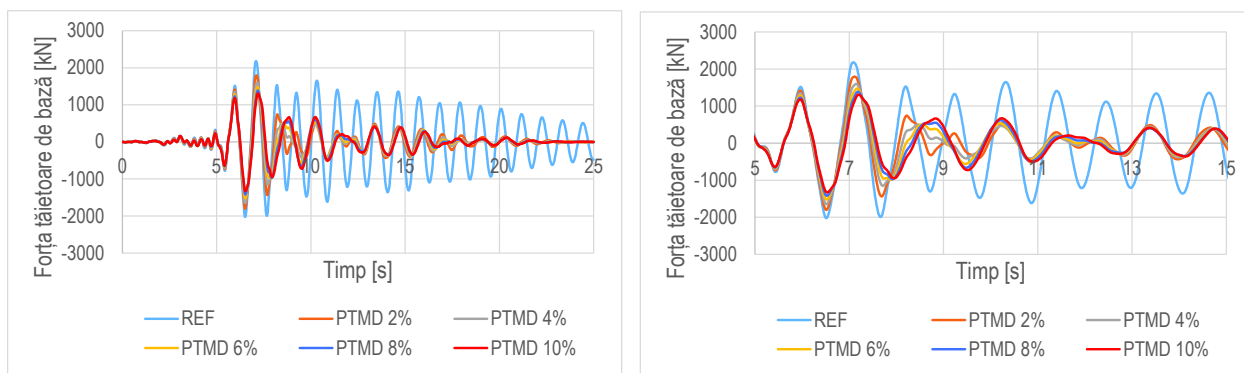


Fig. 3.3.22 Variația forțelor tăietoare seismice de bază în timp

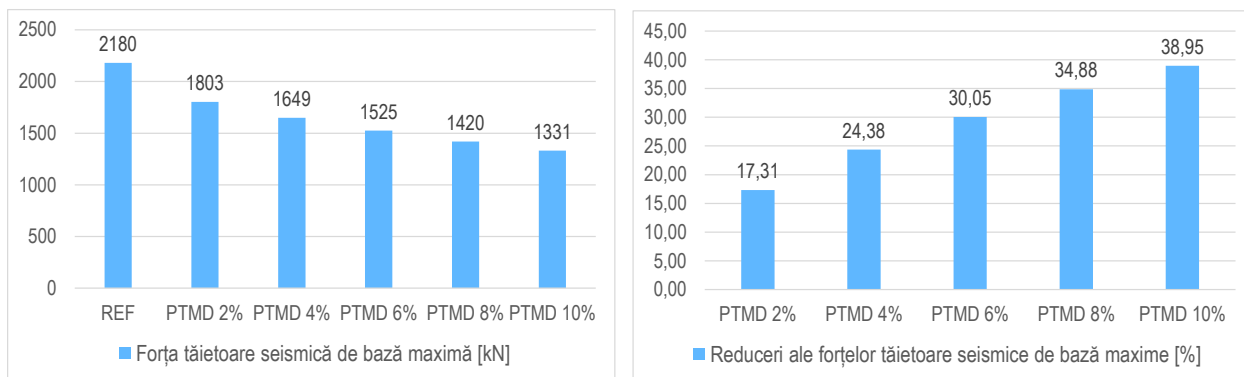


Fig. 3.3.23 Variația forței tăietoare seismice de bază maxime

Astfel, în cazul masei adăugate având $\mu=2\%$, reducerea răspunsului maxim în forță tăietoare seismică de bază este de cca. 17%, în timp ce în cazul masei adăugate având $\mu=10\%$, reducerea este de cca. 39%.

o Acțiunea seismică Kocaeli 1999

Variația deplasărilor laterale în timp pentru cazul structurii cu cinci niveluri acționată de cutremurul Kocaeli este prezentată în Fig. 3.3.24, iar valorile maxime ale deplasărilor laterale și reducerea procentuală a acestora sunt prezentate în Figura Fig. 3.3.25.

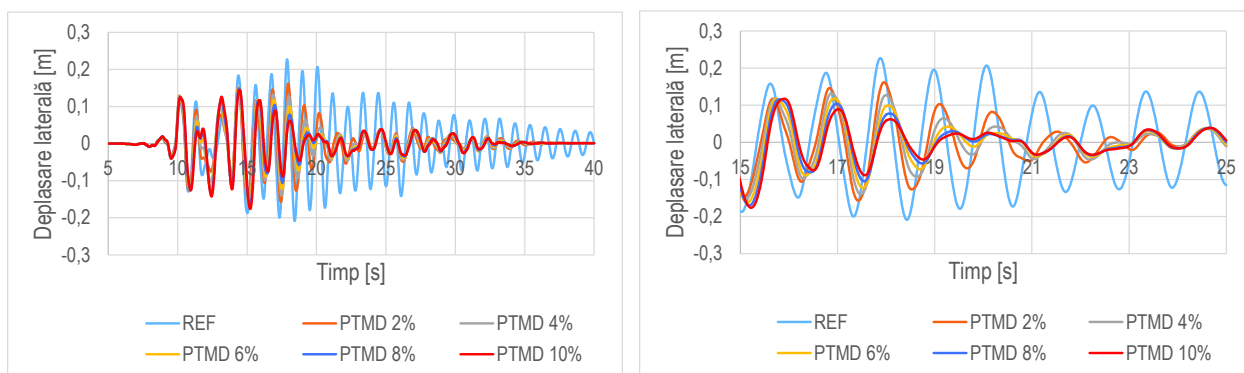


Fig. 3.3.24 Variația deplasărilor laterale în timp

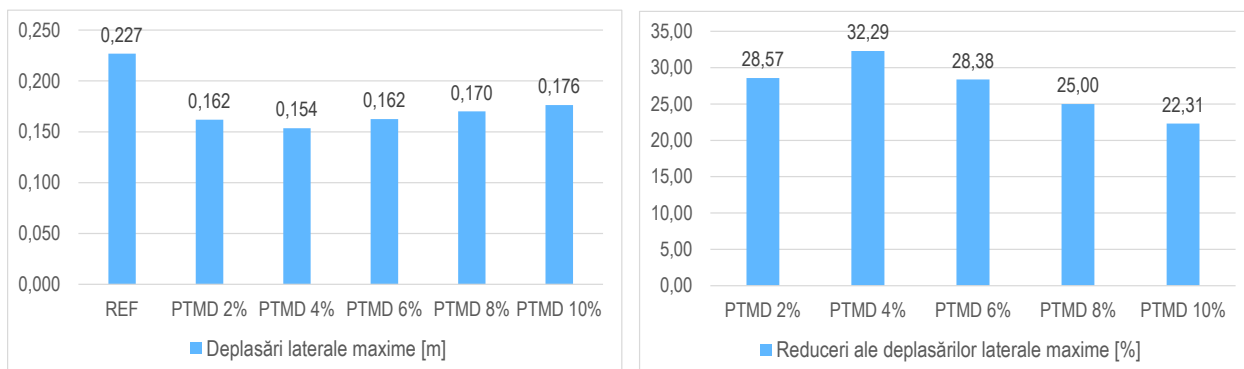


Fig. 3.3.25 Variația deplasării laterale maxime

Și de această dată se observă că deplasările laterale scad odată cu echiparea structurii cu echipament de protecție seismică de tip PTMD, dar de această dată reducerea maximă în deplasări laterale 32% (Fig. 3.1.22) este asociată gradului de echipare cel mai mic utilizat în acest studiu (2%). Variația accelerațiilor

laterale în timp este prezentată în Fig. 3.3.26, iar valorile maxime ale accelerației laterale sunt prezentate în Figura Fig. 3.3.27.

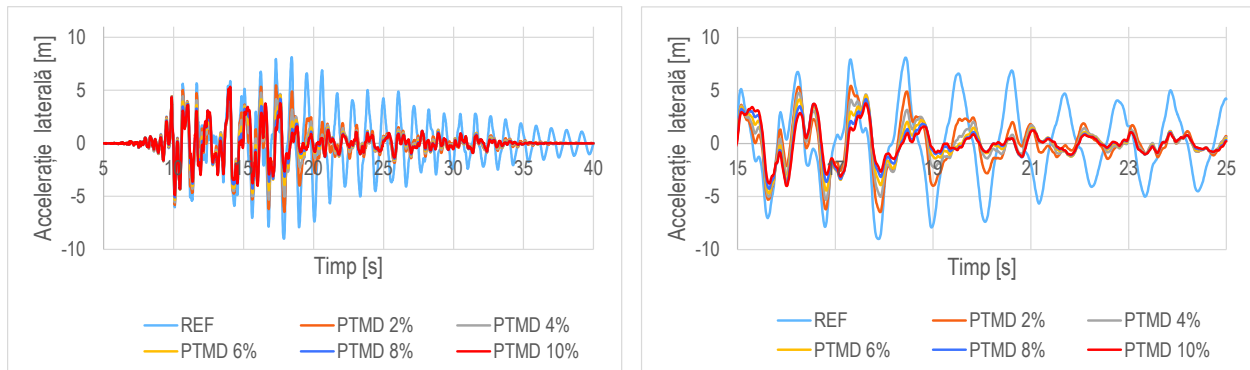


Fig. 3.3.26 Variația accelerațiilor laterale în timp

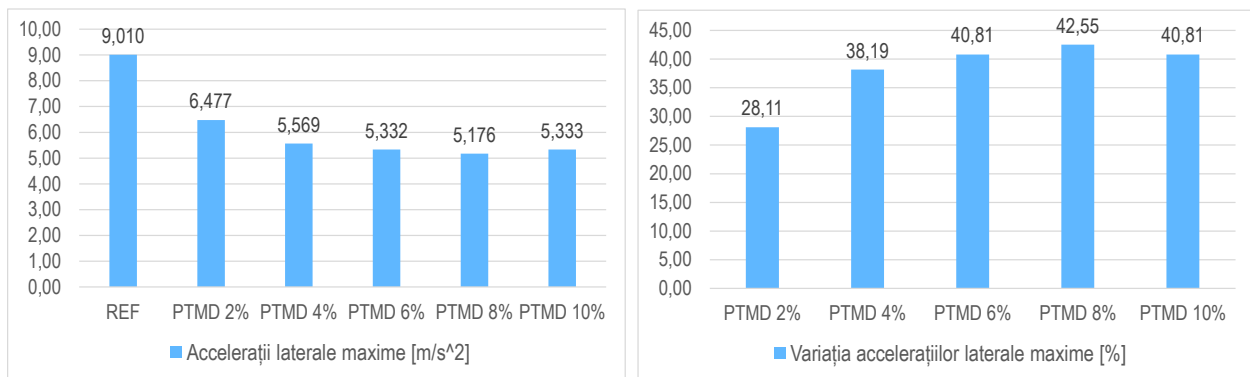


Fig. 3.3.27 Variația accelerației laterale maxime

Se constată o diminuare a răspunsului seismic în accelerații laterale odată cu echiparea structurii cu sistem PTMD, reducerea maximă de cca 43% obținându-se pentru o masă adăugată de 8% din masa structurii. În Figura Fig. 3.3.28 este prezentată variația forței tăietoare seismice de bază în timp, valorile maxime asociate acestui parametru al răspunsului seismic fiind prezentate în Figura Fig. 3.3.29.

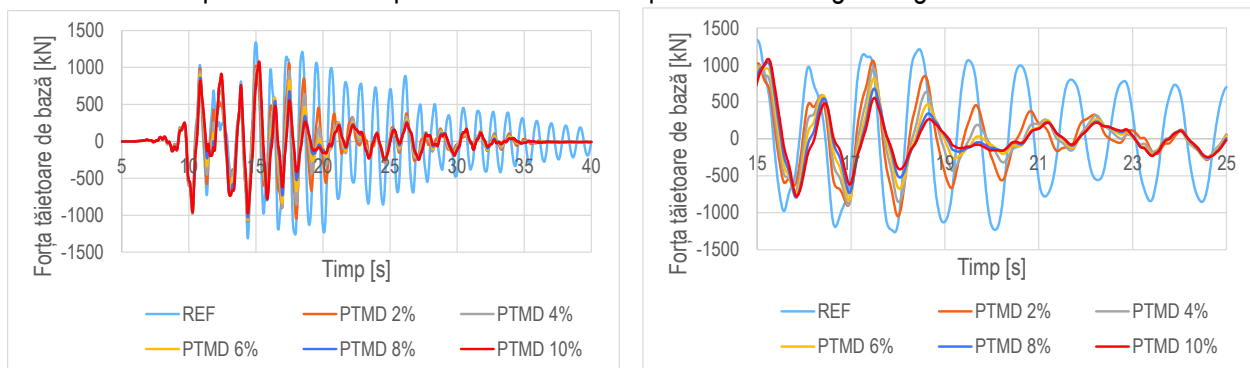


Fig. 3.3.28 Variația forțelor tăietoare seismice de bază în timp

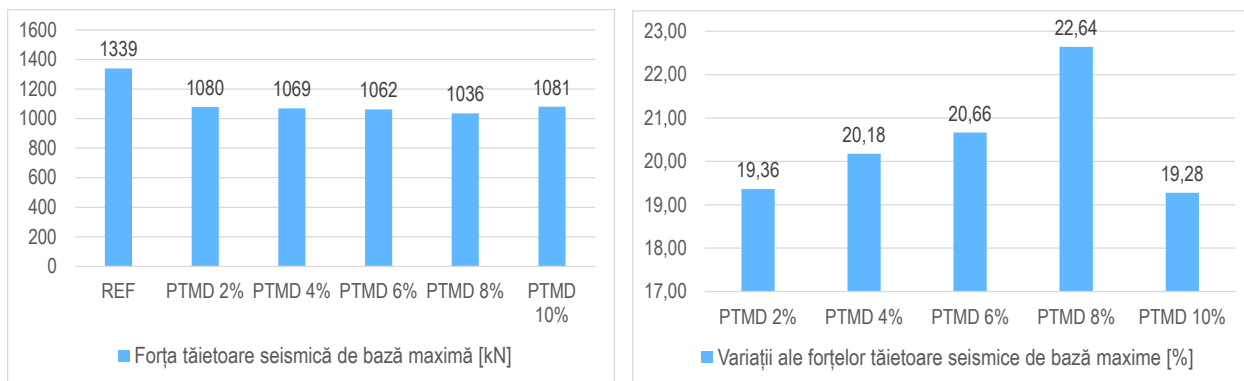


Fig. 3.3.29 Variația forței tăietoare seismice de bază maxime

La fel ca în cazul accelerațiilor laterale, și în cazul forțelor tăietoare seismice de bază se constată o scădere a răspunsului seismic odată cu echiparea structurii cu sistem PTMD, reducerea maximă (aprox. 23%) având loc pentru cazul $\mu=8\%$. Acest fapt demonstrează că eficiența sistemului PTMD este maximă în apropierea rezonanței, perioada fundamentală T_1 a structurii echipate cu o masă adăugată având $\mu=8\%$ fiind de 1,39s, iar perioada predominantă T_c a cutremurului Kocaeli '99 fiind 1,40s.

Pentru cazul structurii cu cinci niveluri acționată de cele trei cutremure (Vrancea '77, Loma Prieta '89 și Kocaeli '99) rezultatele numerice indică o scădere semnificativă a parametrilor ce caracterizează răspunsul seismic, evidențiindu-se astfel eficiența sistemului de protecție analizat (masă adăugată pasivă).

În continuare sunt prezentate rezultatele numerice ale acestor parametri asociate structurii cu zece niveluri pentru toate cele trei acțiuni seismice considerate. Rezultatele sunt prezentate comparativ pentru structura de referință și structura echipată cu sistem PTMD având μ cuprins între 2% și 10%.

Structura cu 10 niveluri

- Acțiunea seismică Vrancea 1977

Variația deplasărilor laterale în timp este prezentată în Fig. 3.3.30, iar valorile maxime ale deplasării la vârf și reducerea procentuală a acestora odată cu echiparea structurii cu sistem PTMD sunt prezentate în Fig. 3.3.31.

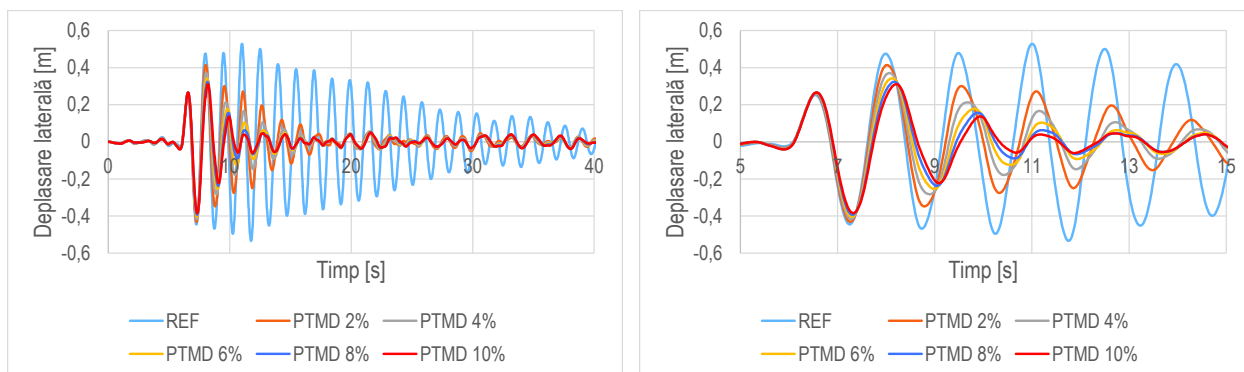


Fig. 3.3.30 Variația deplasărilor laterale în timp



Fig. 3.3.31 Variația deplasării laterale maxime

Se constată atât o reducere semnificativă a valorilor deplasării laterale odată cu echiparea structurii cu sistem PTMD, cât și a intervalului de timp în care se produce această reducere. Sigur că un interval de timp redus în care mișcarea vibratorie acționează asupra structurii este de dorit. Valorile maxime ale deplasării laterale scad odată cu creșterea coeficientului μ al masei adăugate, reducerea maximă a răspunsului seismic în deplasări (28%) față de structura de referință fiind obținută pentru $\mu=10\%$.

În Fig. 3.3.32 este prezentată variația accelerațiilor laterale, iar în Fig. 3.3.33 valorile maxime asociate acestui parametru.

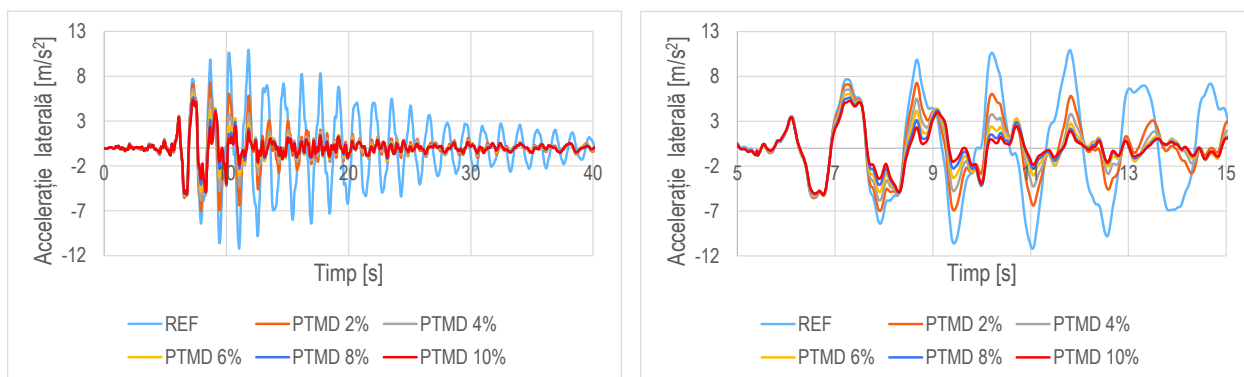


Fig. 3.3.32 Variația accelerațiilor laterale în timp

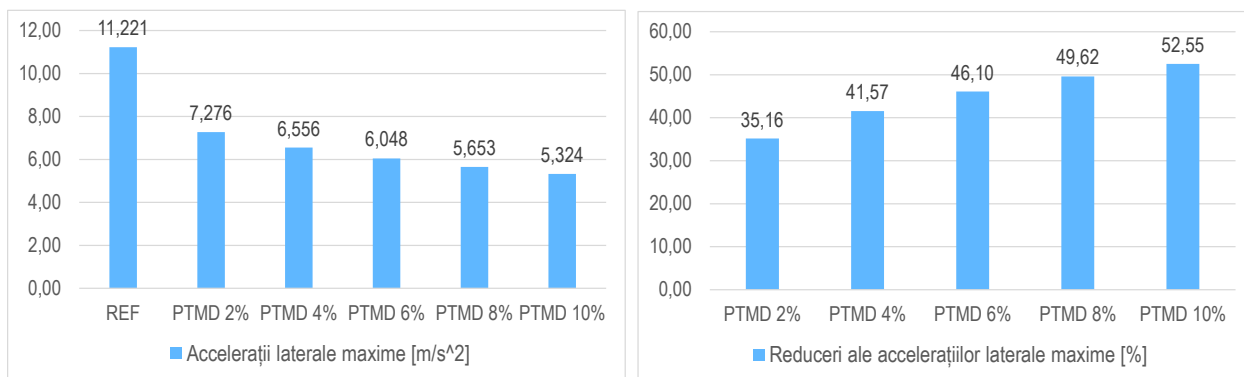


Fig. 3.3.33 Variația accelerației laterale maxime

Și în acest caz se constată o diminuare pregnantă a răspunsului structurii în accelerații atât în ceea ce privește valorile lor maxime, cât și intervalul de timp în care acestea sunt relevante. Valoare minimă a accelerației la vârf se obține pentru masa adăugată maximă considerată în prezentul studiu, reducerea procentuală față de structura de referință fiind de peste 50%. În continuare este prezentată variația forței tăietoare de bază (Fig. 3.3.34, Fig. 3.3.35).

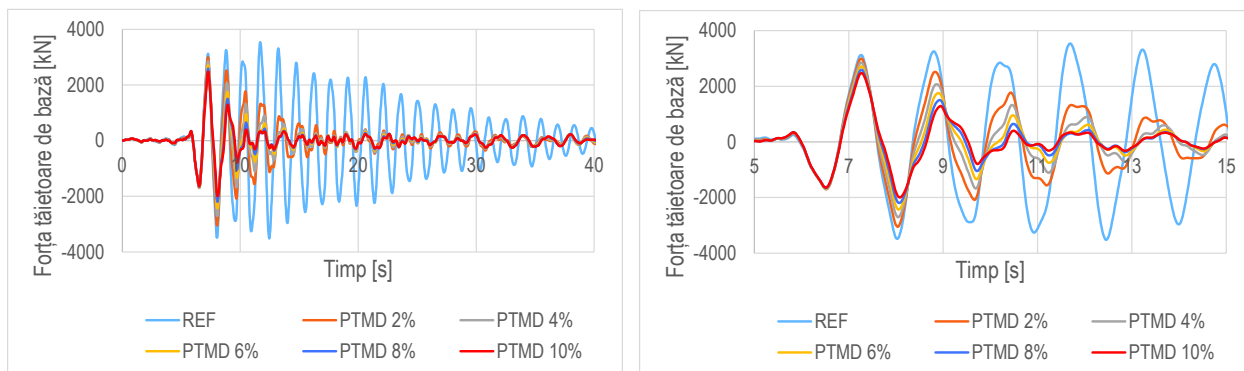


Fig. 3.3.34 Variația forțelor tăietoare seismice de bază în timp

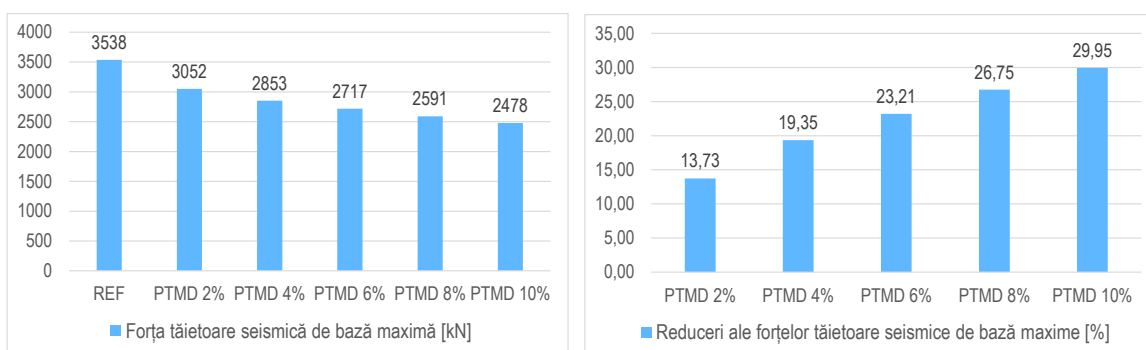


Fig. 3.3.35 Variația forței tăietoare seismice de bază maxime

Așa cum era de așteptat, forța tăietoare seismică de bază este redusă odată cu echiparea structurii cu sistem de protecție de tip PTMD. Și de această dată se observă o diminuare pregnantă a intervalului de timp în care structura este solicitată la o intensitate seismică mare. Este ușor de înțeles că o reducere într-un interval de timp mai scurt este mai eficientă decât aceeași reducere într-un interval de timp mai lung.

o Acțiunea seismică Loma Prieta 1989

Variația deplasărilor laterale la vârf a structurii de referință și a structurii echipate cu sistem PTMD din încărcarea seismică Loma Prieta este prezentată în Fig. 3.3.36. Reducerea acestora odată cu echiparea structurii este evidentă și impresionantă. Numărul de vibrații este și el drastic redus. Valorile maxime ale deplasărilor laterale și reducerea procentuală a acestora sunt prezentate în Fig. 3.3.37. Scăderea acestora odată cu echiparea structurii și cu creșterea parametrului μ este, într-adevăr, semnificativă (cca. 60% pentru structura echipată – având $\mu=10\%$ - față de structura de referință), indicând astfel eficiența sistemului de protecție ales.

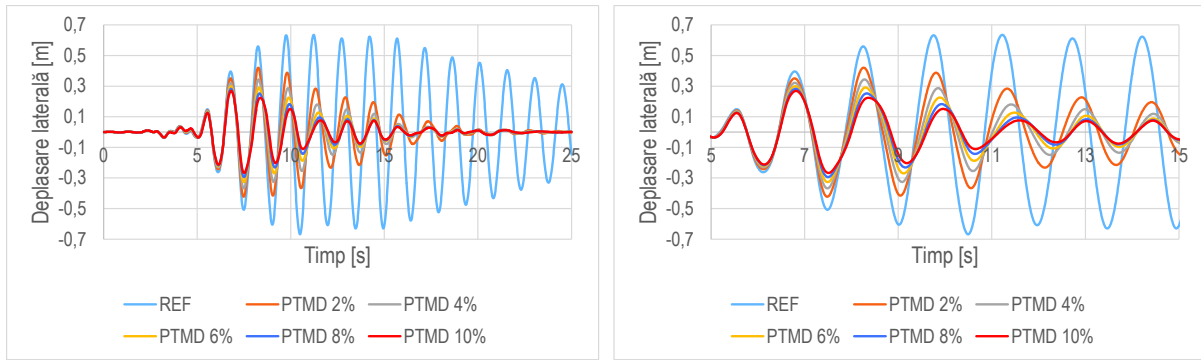


Fig. 3.3.36 Variația deplasărilor laterale în timp

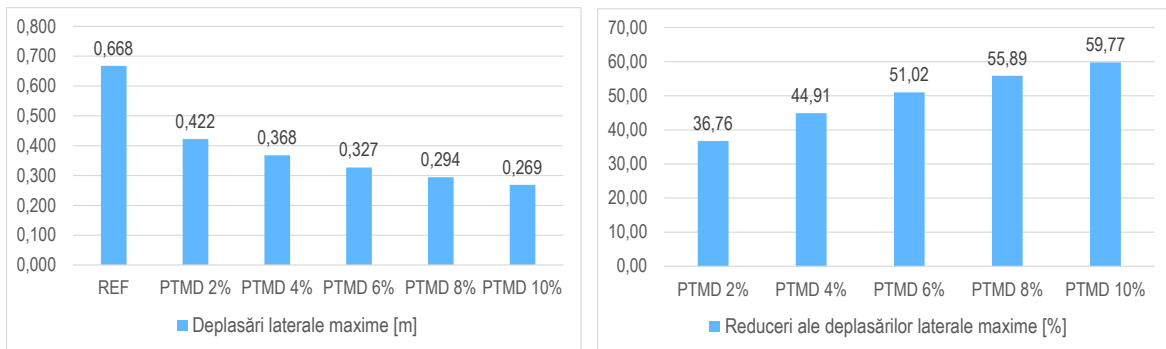


Fig. 3.3.37 Variația deplasării laterale maxime

Variația în timp a accelerațiilor laterale este prezentată în Fig. 3.3.38, iar valorile maxime ale acestora, precum și reducerea procentuală sunt reprezentate în Fig. 3.3.39. Odată cu echiparea structurii cu sistem PTMD accelerațiile laterale sunt reduse semnificativ, valoarea maximă a reducerii acestora (aprox. 50% față de structura de referință) obținându-se pentru cazul masei adăugate de 10% din masa structurii.

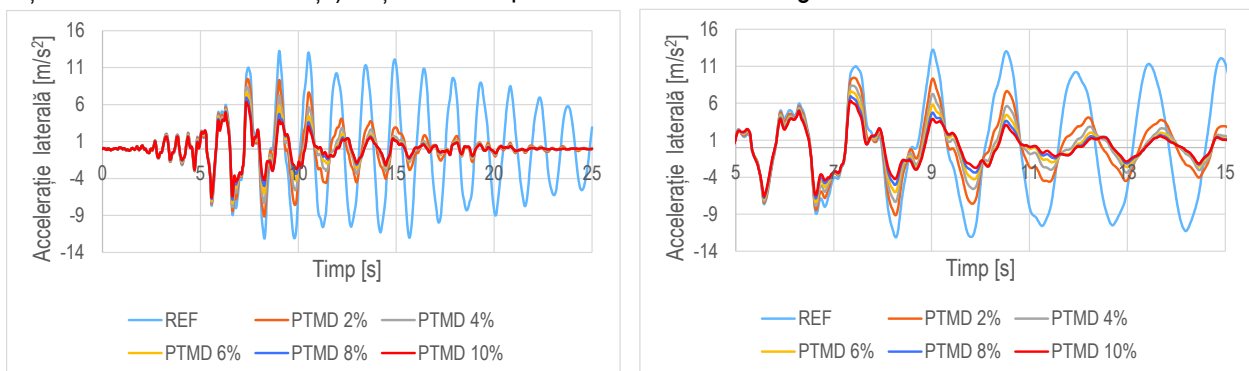


Fig. 3.3.38 Variația accelerațiilor laterale în timp

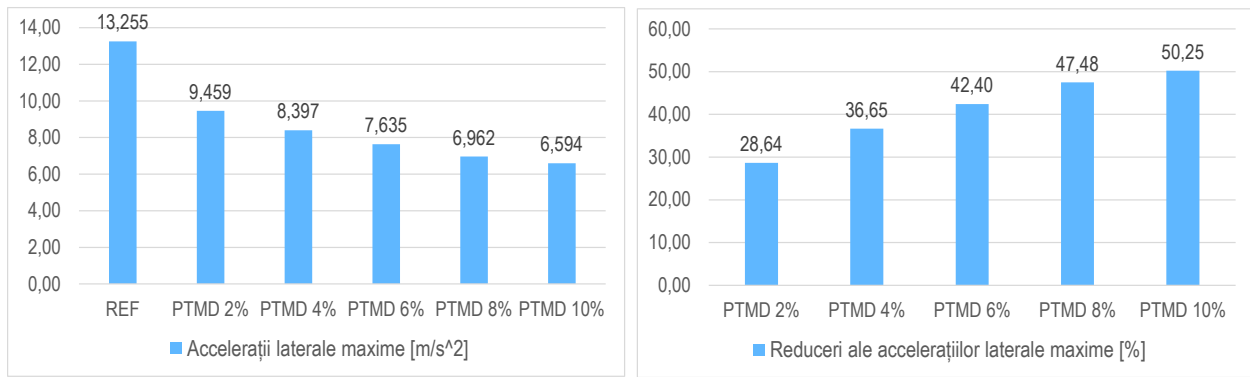


Fig. 3.3.39 Variația accelerației laterale maxime

Figura Fig. 3.3.40 prezintă variația forței tăietoare de bază în timp a structurii neechipate (de referință) și a structurii echipate cu masă adăugată pasivă, iar Figura Fig. 3.3.41 prezintă valorile maxime și reducerea procentuală a acestui parametru odată cu creșterea gradului de echipare.

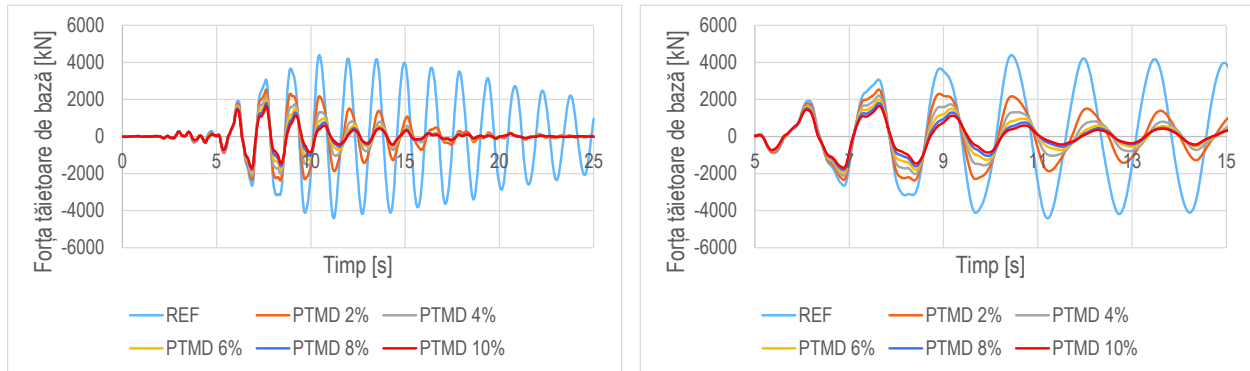


Fig. 3.3.40 Variația forțelor tăietoare seismice de bază în timp

Reducerea forței tăietoare de bază este semnificativă (cca. 40%) încă de la masa adăugată minimă folosită în acest studiu (2% din masa structurii de referință) și crește până la 62% pentru o masă adăugată de 10% din masa structurii. Intervalul de timp în care se produce reducerea este, de asemenea, drastic micșorat.

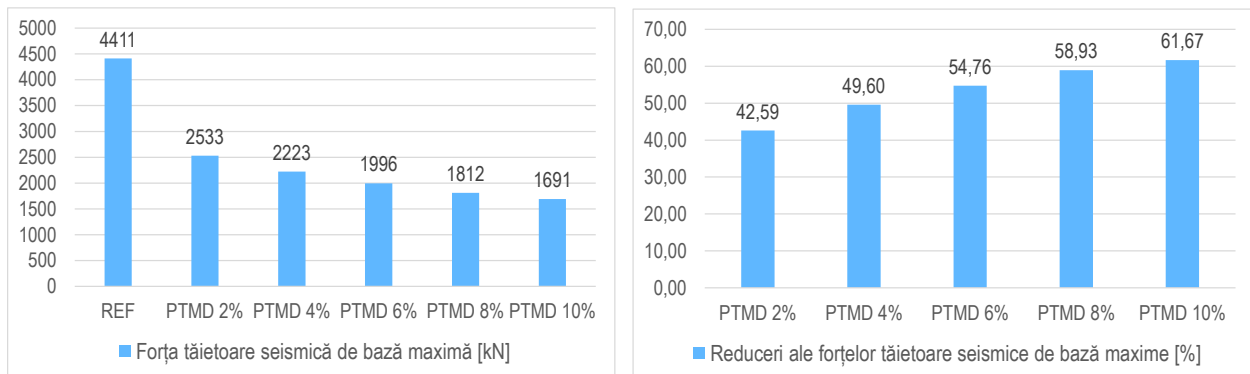


Fig. 3.3.41 Variația forței tăietoare seismice de bază maxime

În mod similar acțiunilor seismice precedente, în continuare sunt prezentate rezultatele aferente structurii cu zece niveluri sub acțiunea cutremurului Kocaeli.

○ Acțiunea seismică Kocaeli 1999

Variația în timp a deplasărilor laterale la vârf a structurii de referință și a structurii echipate cu sistem de protecție seismică PTMD este reprezentată în Figura Fig. 3.3.42 unde se observă o reducere a amplitudinilor mișcării în cazul structurii echipate, iar valorile maxime ale deplasării laterale și reducerea lor procentuală este reprezentată în Figura Fig. 3.3.43.

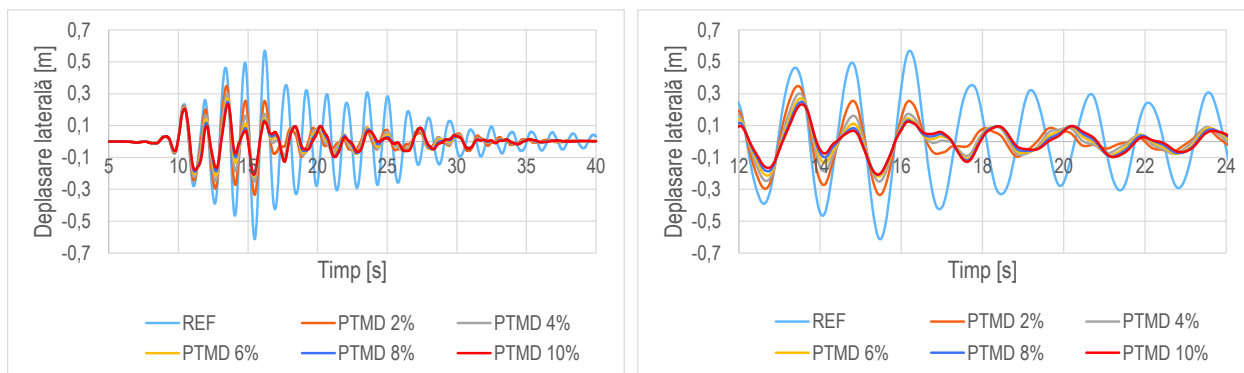


Fig. 3.3.42 Variația deplasărilor laterale în timp

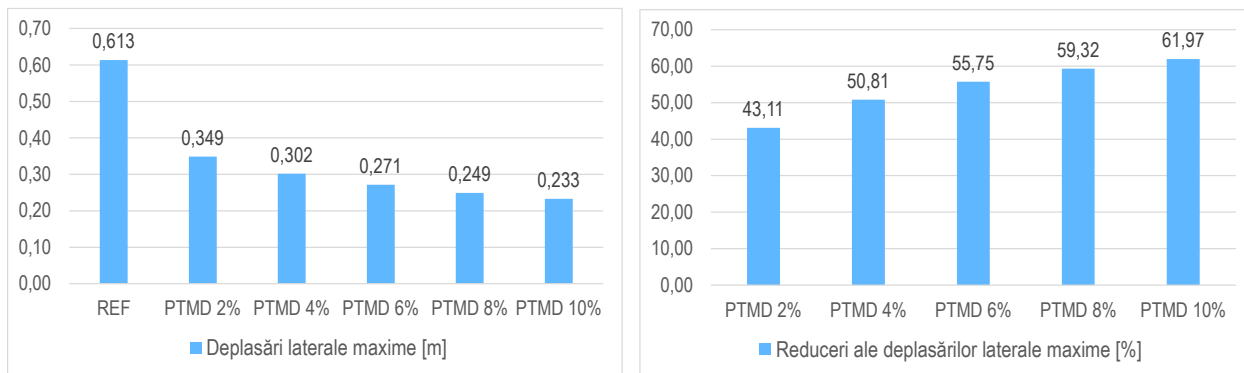


Fig. 3.3.43 Variația deplasării laterale maxime

Se constată că reducerea deplasărilor laterale în cazul structurii echipate față de structura de referință este de 43% pentru $\mu=2\%$ și crește până la peste 60% pentru $\mu=10\%$. Accelerațiile laterale sunt reprezentate în Fig. Fig. 3.3.44 și Fig. Fig. 3.3.45. Și în acest caz se constată o scădere semnificativă a valorilor maxime și a duratei în care acestea sunt relevante.

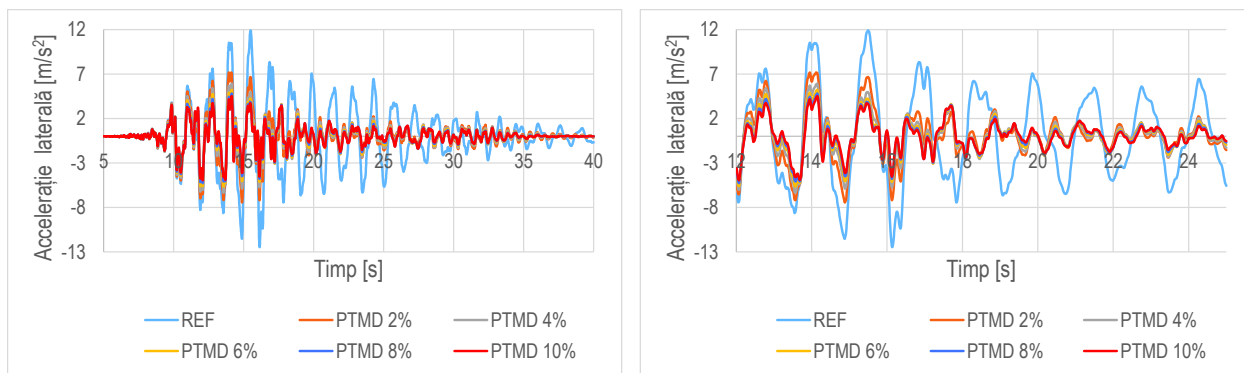


Fig. 3.3.44 Variația accelerațiilor laterale în timp

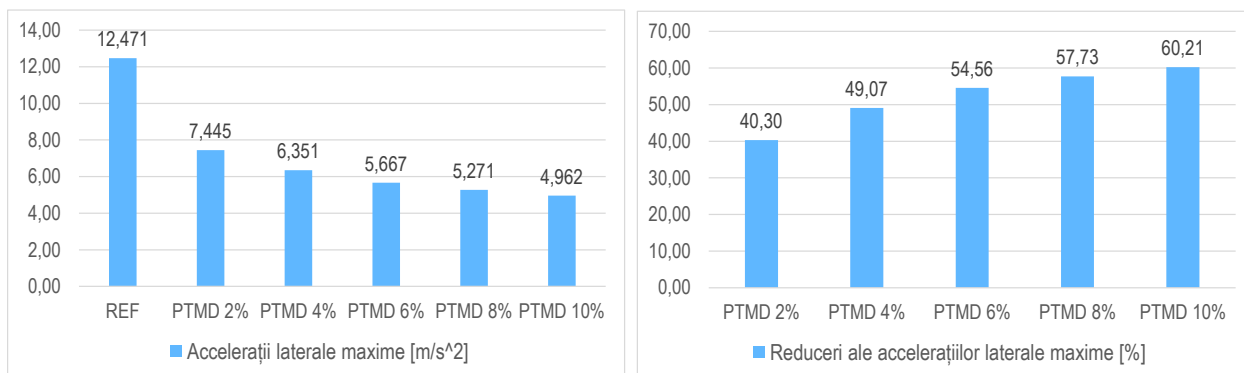


Fig. 3.3.45 Variația accelerației laterale maxime

La fel ca și în cazul deplasărilor laterale, reducerea valorilor maxime ale accelerațiilor laterale odată cu echiparea structurii cu sistem PTMD este însemnată (40% pentru $\mu=0,02$ și cca 60% pentru $\mu=0,1$). Variația forței tăietoare de bază este prezentată în Fig. 3.3.46, iar valorile maxime în Fig. 3.3.47. Reducerea acestora în cazul structurii echipate este de asemenea substanțială și crește odată cu mărirea masei adăugate până la 60%. De asemenea, trebuie menționat faptul că intervalul de timp în care se produce reducerea valorilor semnificative este mult redus odată cu echiparea structurii cu sistem PTMD.

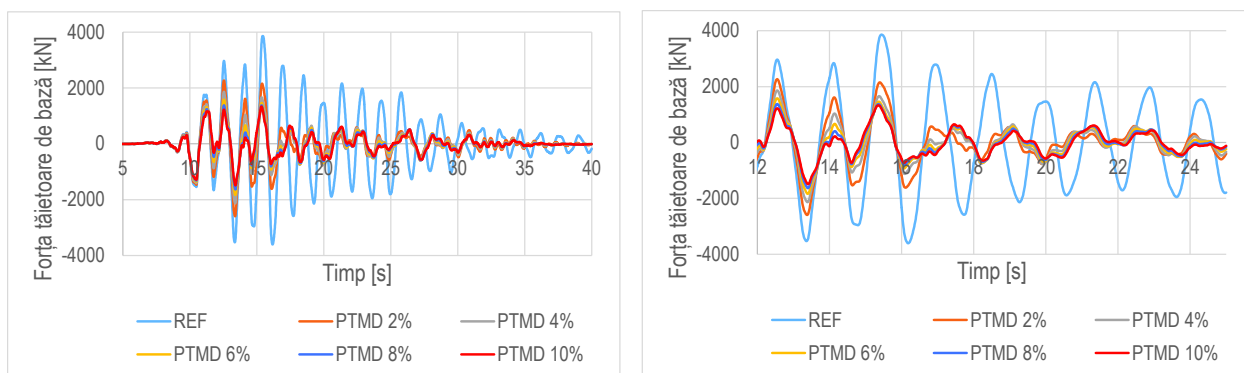


Fig. 3.3.46 Variația forțelor tăietoare seismice de bază în timp

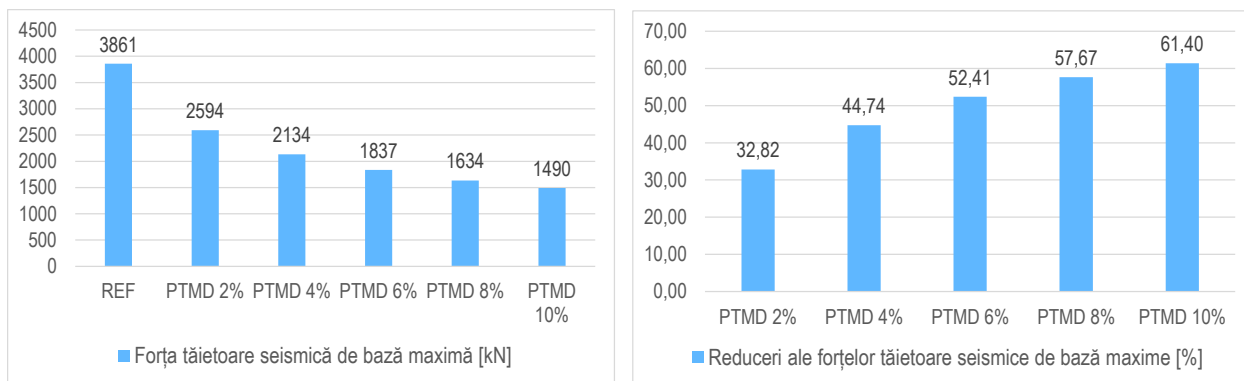


Fig. 3.3.47 Variația forței tăietoare seismice de bază maxime

În continuare sunt prezentate rezultatele numerice obținute din analiza time-history pentru structura cu cincisprezece niveluri acționată de cele trei cutremure considerate în acest studiu.

Structura cu 15 niveluri

o Acțiunea seismică Vrancea 1977

Variațiile în timp pentru structura cu cincisprezece niveluri acționată de cutremurul vrâncean din '77 sunt prezentate comparativ pentru structura de referință și pentru structura echipată cu sistem de protecție seismică de tip masă adăugată pasivă astfel: variația deplasărilor laterale în timp este prezentată în Figura Fig. 3.3.48, variația accelerațiilor laterale în Figura Fig. 3.3.50, iar variația forțelor tăietoare de bază în Figura Fig. 3.3.52. Pentru toți parametrii analizați, odată cu echiparea structurii cu sistem PTMD, se constată o scădere relevantă a valorilor acestora și o reducere însemnată a intervalului de timp în care valorile sunt semnificative. Valorile maxime și reducerea procentuală a deplasărilor laterale a structurii echipate față de structura de referință sunt reprezentate în Figura Fig. 3.3.49, a accelerațiilor laterale în Figura Fig. 3.3.51, iar a forțelor tăietoare de bază în Figura Fig. 3.3.53. Odată cu echiparea structurii cu sistem PTMD, reducerea răspunsului seismic în deplasări, accelerații și forțe tăietoare de bază este semnificativă și crește pe măsură ce masa adăugată este majorată. Astfel, pentru $\mu=2\%$ reducerea este de 15÷20%, iar pentru $\mu=10\%$ reducerea este de 30÷40%.

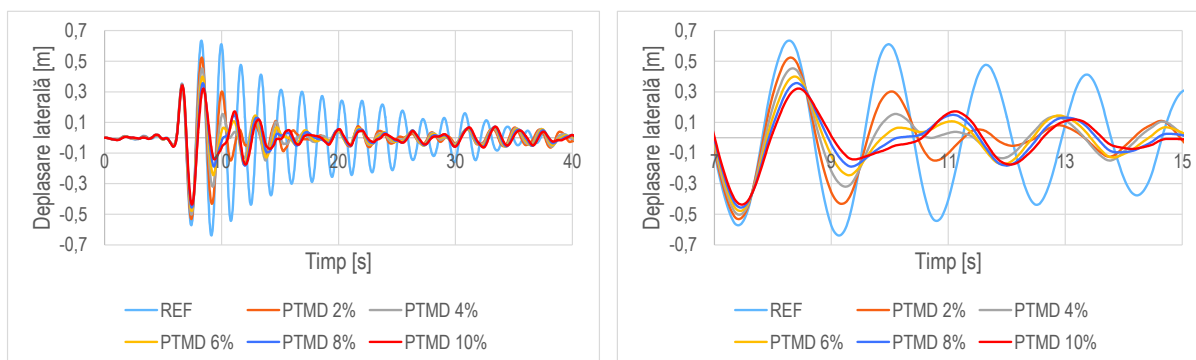


Fig. 3.3.48 Variația deplasărilor laterale în timp

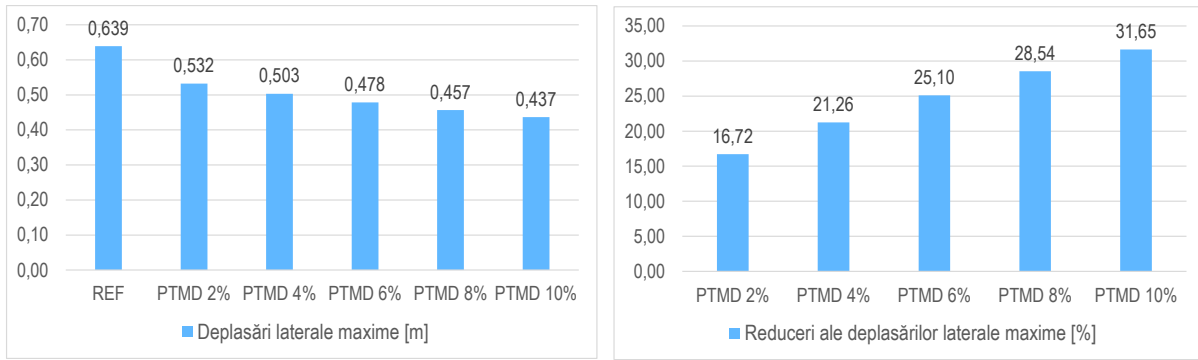


Fig. 3.3.49 Variația deplasării laterale maxime

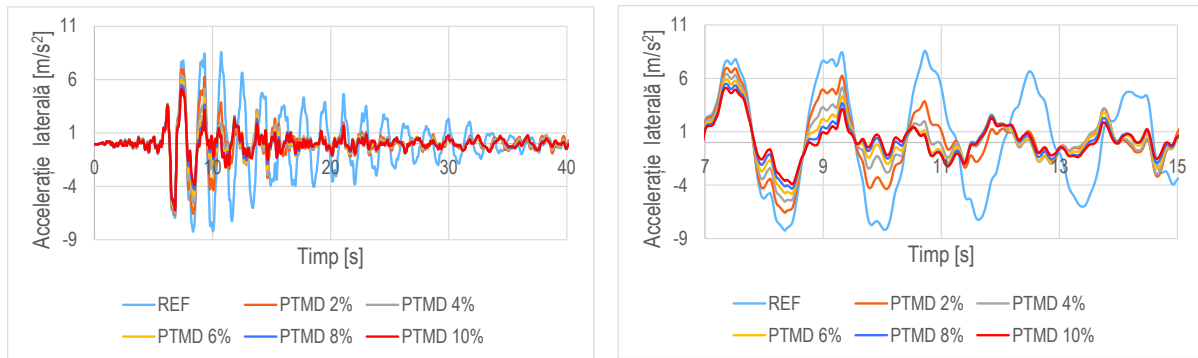


Fig. 3.3.50 Variația accelerațiilor laterale în timp

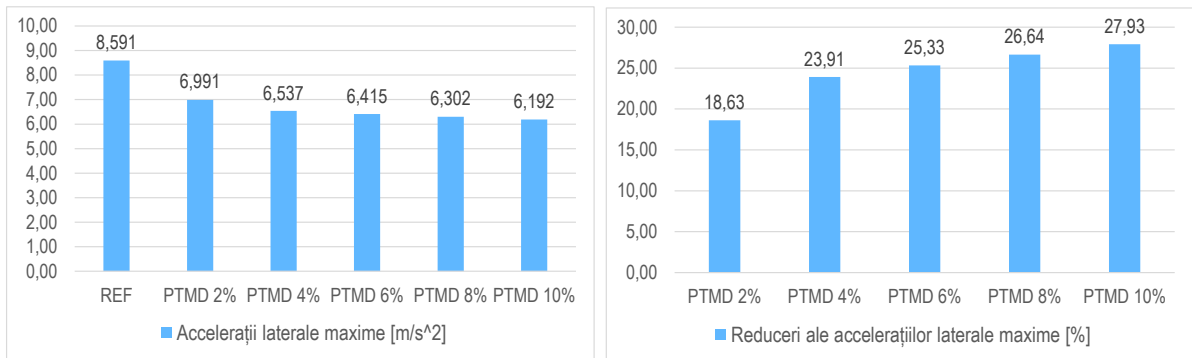


Fig. 3.3.51 Variația accelerației laterale maxime

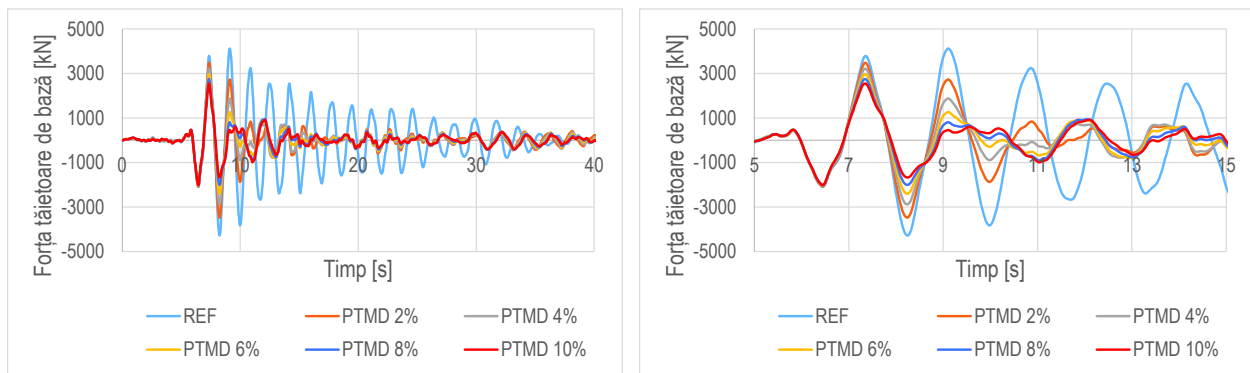


Fig. 3.3.52 Variația forțelor tăietoare seismice de bază în timp

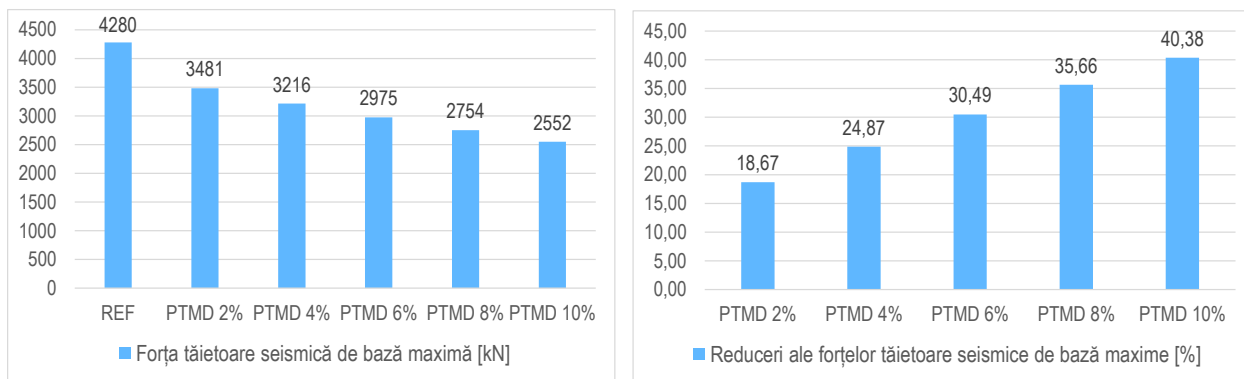


Fig. 3.3.53 Variația forței tăietoare seismice de bază maxime

În continuare sunt prezentate rezultatele numerice pentru structura cu cincisprezece niveluri acționată de cutremurul Loma Prieta.

○ Acțiunea seismică Loma Prieta 1989

În Fig. 3.3.54 sunt prezentate variațiile în timp ale deplasărilor laterale pentru structura de referință și pentru structura echipată cu sistem PTMD ($\mu=2\div 10\%$), iar în Figura Fig. 3.3.55 valorile maxime și reducerea procentuală a deplasării laterale pentru structura echipată.

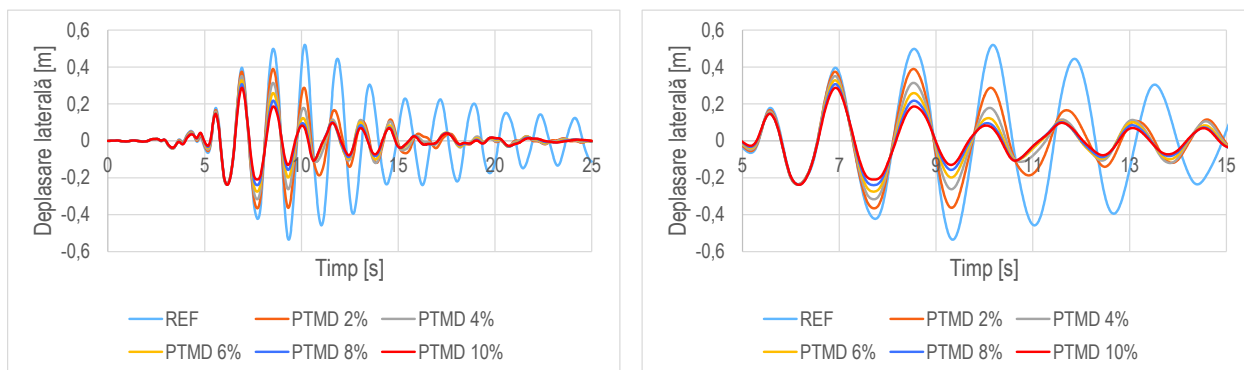


Fig. 3.3.54 Variația deplasărilor laterale în timp

Se constată o reducere însemnată a răspunsului seismic în deplasări laterale pentru structura echipată, atât în ceea ce privește valoarea propriu-zisă a acestora, cât și durata semnificativă a amplitudinilor mari. Pentru masa adăugată maximă analizată, reducerea deplasării laterale față de structura de referință este de 46%.

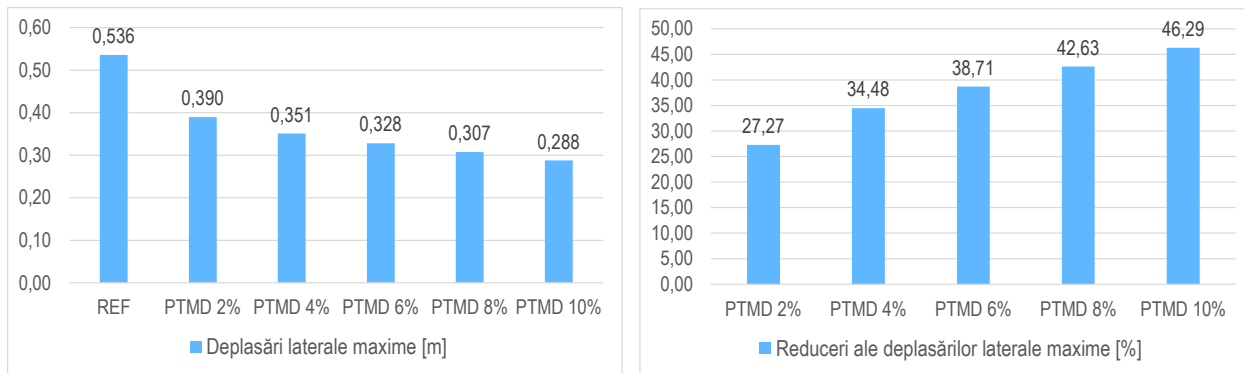


Fig. 3.3.55 Variația deplasării laterale maxime

Variația accelerațiilor laterale în timp este prezentată în Figura Fig. 3.3.56, iar valorile maxime și reducerea procentuală în Figura Fig. 3.3.57. Și în cazul accelerațiilor laterale se observă o tendință de scădere a valorilor odată cu echiparea structurii cu sistem PTMD și pe măsură ce crește masa adițională m_d a sistemului de protecție seismică considerat în acest studiu.

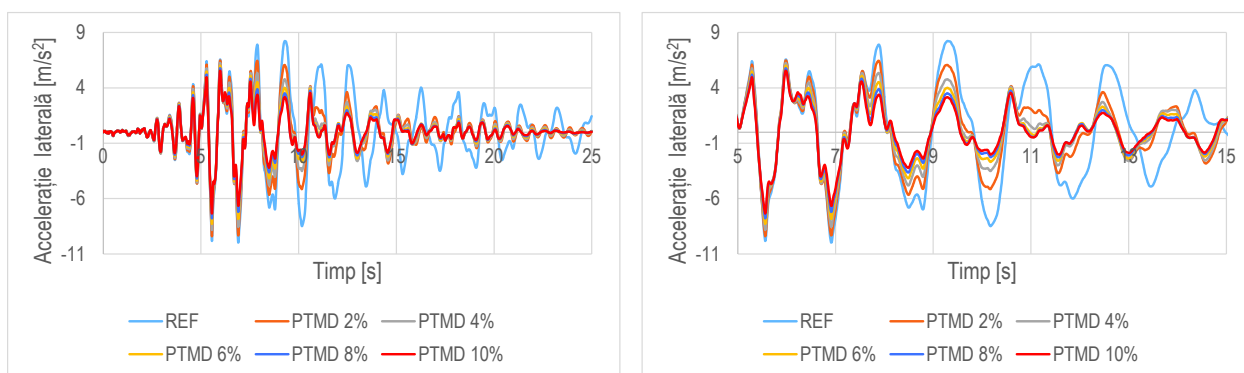


Fig. 3.3.56 Variația accelerațiilor laterale în timp

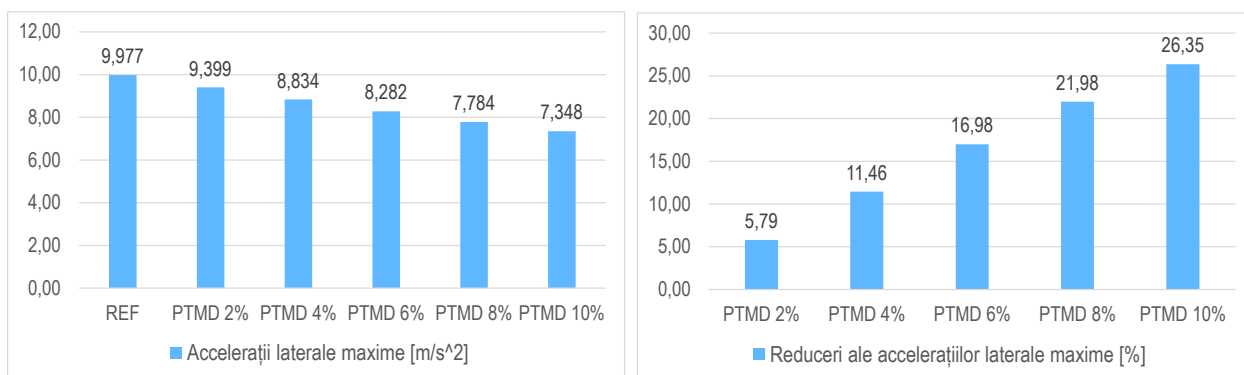


Fig. 3.3.57 Variația accelerației laterale maxime

În continuare este prezentată variația forței tăietoare de bază (Fig. 3.3.58, Fig. 3.3.59). Și acest parametru al răspunsului seismic are o variație descrescătoare în timp pe măsură ce crește coeficientul μ al masei adăugate. Astfel, se obține valoarea minimă a forței tăietoare de bază pentru cazul masei adăugate având $\mu=10\%$. Reducerea în acest caz este de cca. 60% față de structura de referință.

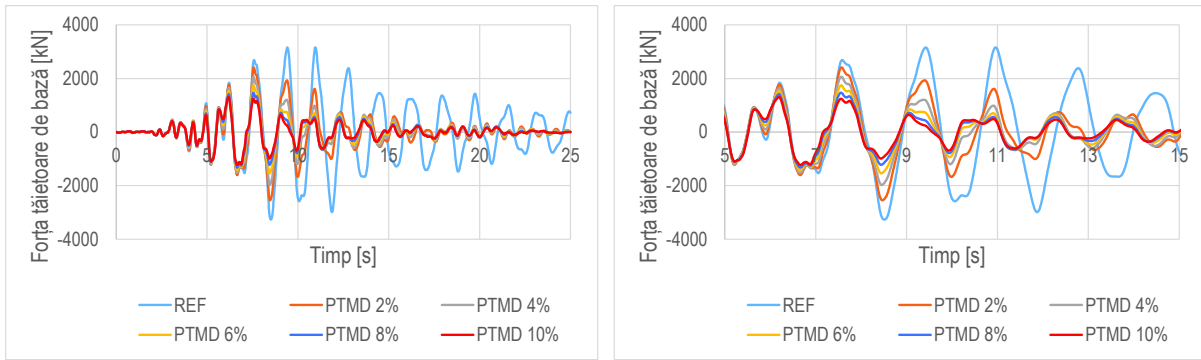


Fig. 3.3.58 Variația forțelor tăietoare seismice de bază în timp

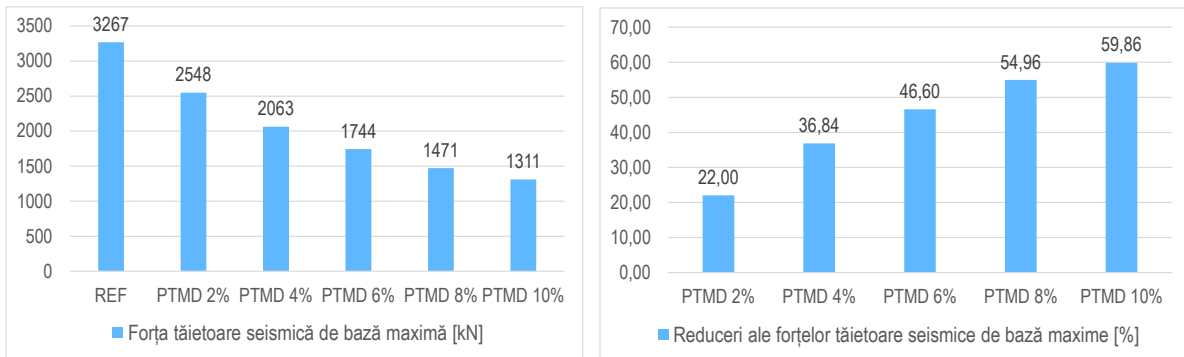


Fig. 3.3.59 Variația forței tăietoare seismice de bază maxime

○ Acțiunea seismică Kocaeli 1999

Variația deplasărilor laterale în timp pentru structura de referință și pentru structura echipată cu sistem PTMD având masa m_d cuprinsă între 2% și 10% din masa structurii este prezentată în Figura Fig. 3.3.60, iar valorile maxime și reducerea procentuală, odată cu creșterea gradului de echipare, în Figura Fig. 3.3.61. Tendința valorilor este de scăderea odată cu echiparea structurii, reducerea maximă de cca. 34% fiind obținută pentru $\mu=4\%$.

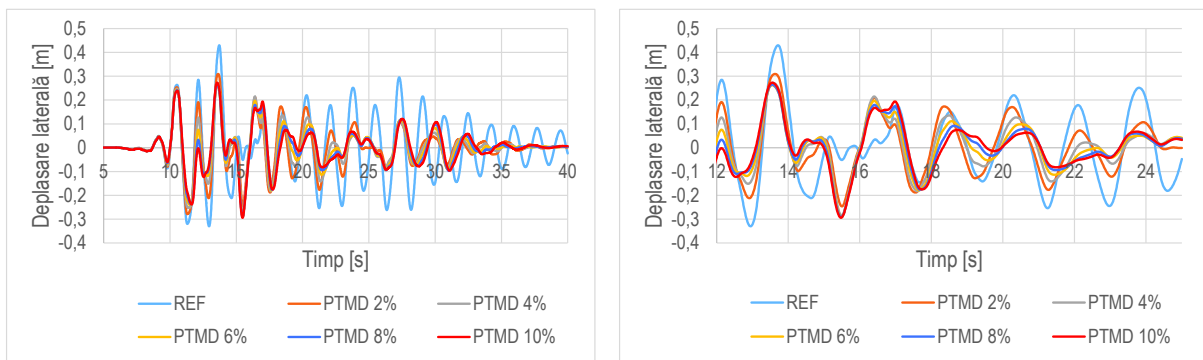


Fig. 3.3.60 Variația deplasărilor laterale în timp

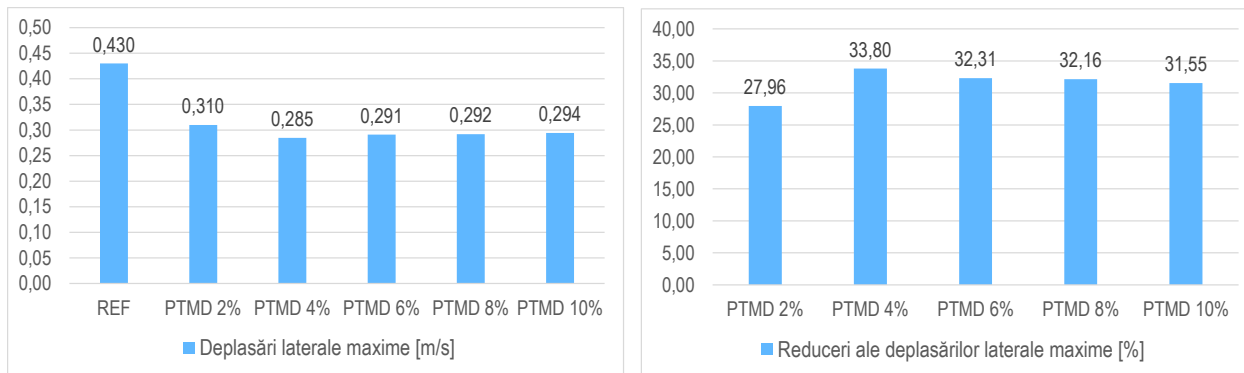


Fig. 3.3.61 Variația deplasării laterale maxime

În Figura Fig. 3.3.62 este prezentată variația accelerațiilor laterale în timp, iar valorile maxime și reducerea procentuală în Fig. 3.3.63. Valorile maxime scad odată cu echiparea structurii cu sistem PTMD, reducerea acestora față de cazul structurii de referință fiind de 14,5% pentru $\mu=2\%$ și 38% pentru $\mu=10\%$.

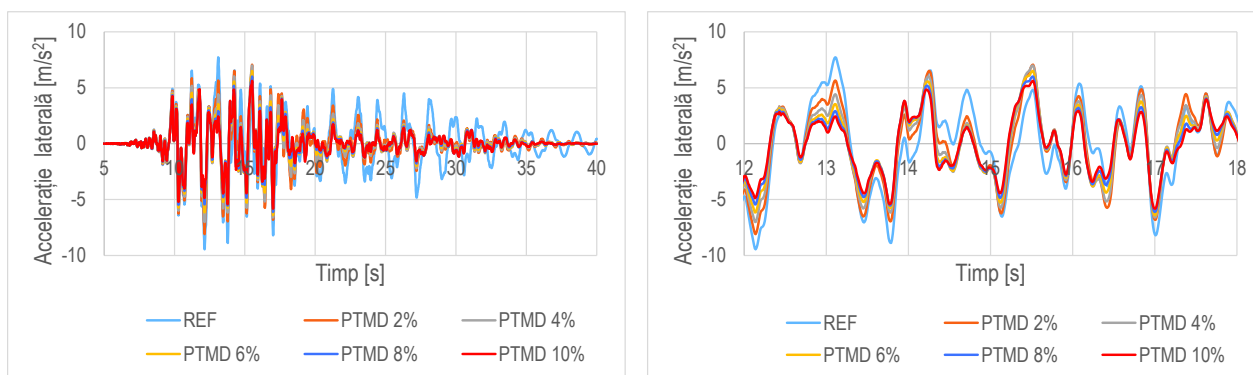


Fig. 3.3.62 Variația accelerațiilor laterale în timp

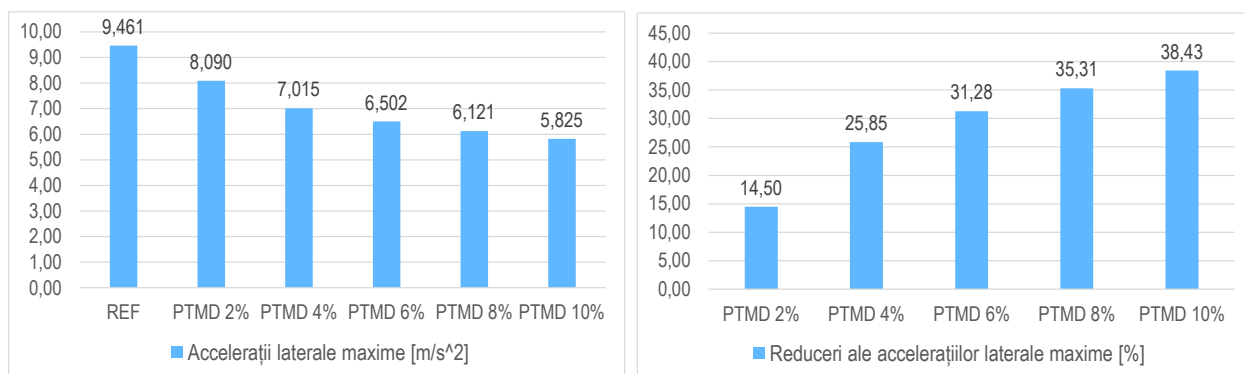


Fig. 3.3.63 Variația accelerației laterale maxime

În sfârșit, variația forței tăietoare seismice de bază este prezentată comparativ pentru structura de referință și structura echipată cu sistem PTMD în Figura Fig. 3.3.64. Se constată o diminuare a valorilor forței tăietoare de bază odată cu echiparea structurii, precum și a intervalului de timp în care acestea au valori însemnate. Reducerea răspunsului seismic în forțe tăietoare seismice de bază este mai pregnantă în cazul echipării cu masa adăugată mare - cca. 37% pentru masa adăugată $m_d=10\% \cdot m$ - (Fig. 3.3.65).

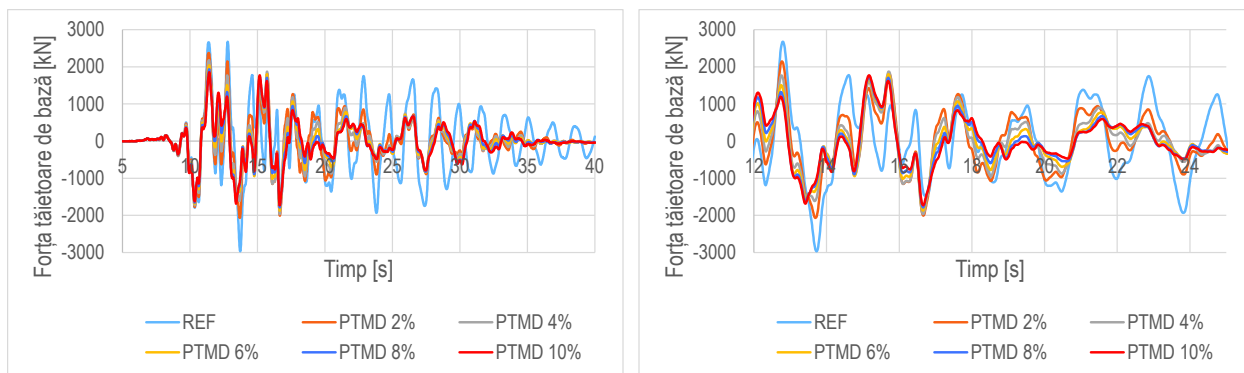


Fig. 3.3.64 Variația forțelor tăietoare seismice de bază în timp

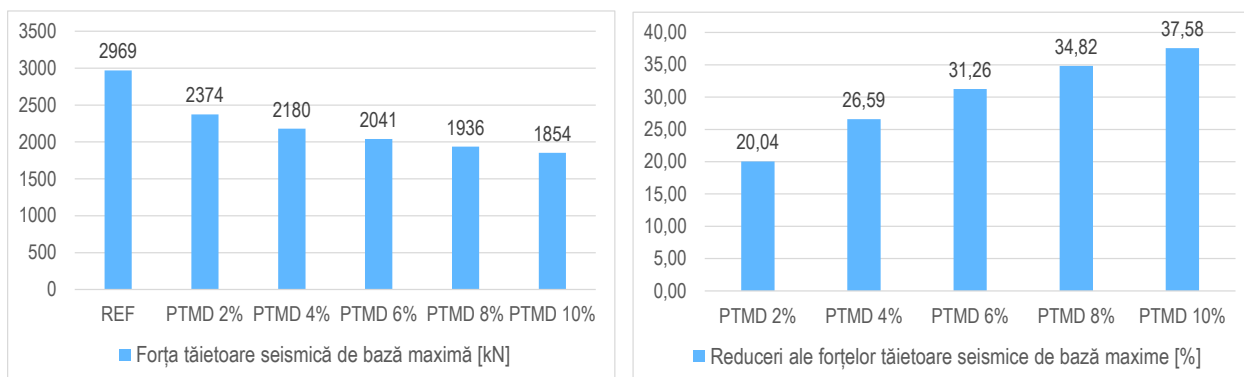


Fig. 3.3.65 Variația forței tăietoare seismice de bază maxime

Rezultatele numerice obținute în cazul structurilor echipate cu sistem de protecție seismică de tip PTMD indică o îmbunătățire semnificativă a tuturor parametrilor ce caracterizează răspunsul seismic (deplasări și accelerații reduse, perioade proprii fundamentale crescute, forțe tăietoare de bază mai mici) față de cazul structurii de referință. Siguranța structurală (dată de scăderea valorilor acestor parametri cinematici analizați) crește ca o consecință directă a sporirii perioadei proprii fundamentale a structurii echipate cu sistem PTMD. Dacă o descreștere a deplasărilor laterale se poate obține cu ușurință și prin creșterea rigidității laterale – care conduce implicit la creșterea accelerațiilor laterale datorită scăderii perioadelor proprii de vibrație, iată că un echipament PTMD adecvat reușește să conducă atât la reducerea deplasărilor cât și a accelerațiilor și a forțelor tăietoare seismice de bază.

3.4 Amortizarea adăugată versus echipare cu sistem PTMD

Echivalarea eficienței unui sistem de protecție seismică este o componentă necesară atât din punct de vedere tehnic cât și economic. Normativele moderne referitoare la analiza structurală implică, deja, posibilitatea elaborării acestor studii prin analize de tip time-history (dinamice neliniare) care trebuie asociate cu un nivel specificat al fracțiunii de amortizare critică ζ . Facilitatea și versatilitatea analizelor de tip time-history permit, la rândul lor, o verificare simplă și rapidă a îndeplinirii condițiilor asociate stării limită de serviciu. Abordarea stării limită de serviciu prin creșterea rigidității laterale (în vederea reducerii deplasărilor relative de nivel) nu mai poate constitui o soluție modernă când la dispoziția inginerului

structurist se află procedee tehnice de tip amortizare adăugată, masă adăugată, izolare în bază. În acest context, este important și util ca efectul sistemului de protecție seismică utilizat în conceperea structurii să fie echivalat ca nivel de amortizare liniar vâscoasă adăugată. Într-adevăr, exprimarea eficienței protecției seismice în nivel de fracțiune de amortizare critică este o practică curentă [50]–[52] și constituie obiectivul acestui subcapitol în cazul structurilor echipate cu PTMD. Dacă asocierea eficienței sistemului de protecție seismică cu un nivel de amortizare critică constituie o modalitate simplă și intuitivă de exprimare a acestei eficiențe, se pune întrebarea care dintre parametrii (care exprimă răspunsul seismic) să fie „echivalat”? Simplu și, din nou intuitiv, este echivalarea stării cinematice laterale induse seismic [145], [146], în primul rând deplasarea laterală a ultimului nivel al structurii. O tehnică des întâlnită în literatura de specialitate într-un astfel de proces de echivalare prevede, chiar, înlocuirea modelului dinamic cu n grade de libertate cu un model cu un singur grad de libertate, ambele având aceeași deplasare laterală maximă [141], [147]. De multe ori echivalarea unui sistem cu n grade de libertate cu un model cu un grad de libertate se face pe baza deplasării laterale maxime fără ca acest criteriu să fie explicat. Atât de impregnată este perceperea răspunsului seismic în deplasări laterale! Având în vedere multiplele componente cinematice și statice ale răspunsului seismic al unei structuri, echivalarea sistemului cu n grade de libertate cu un model cu un grad de libertate poate fi condusă pe oricare din aceste componente.

În continuare, sunt prezentate câteva rezultate numerice ale echivalării efectului masei adăugate cu nivelul de amortizare critică ζ pe baza deplasării laterale maxime și a forței tăietoare seismice de bază maxime pentru un set de structuri acționate seismic. În Capitolul 4 se propune o echivalare a eficienței echipării cu PTMD cu nivel de amortizare critică ζ pe baza capacității de absorbție energetică.

Structura cu 5 niveluri

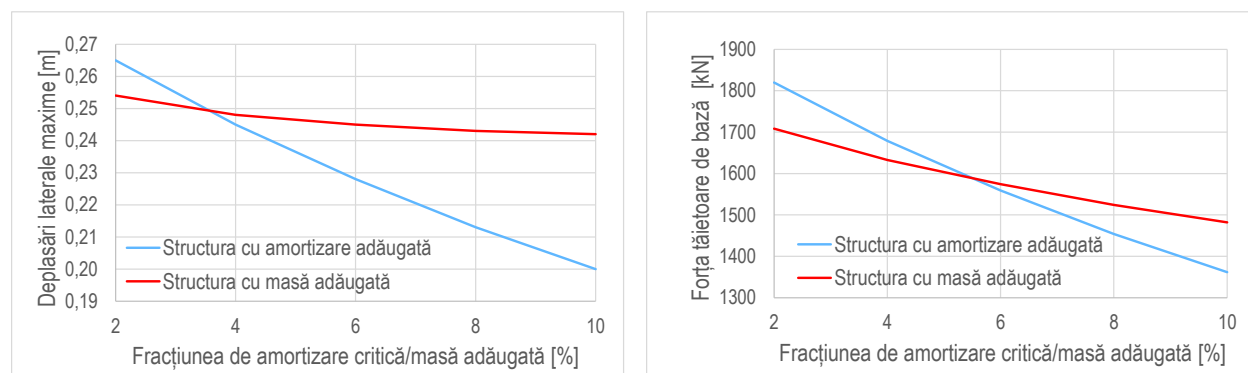


Fig. 3.4.1 Acțiunea seismică Vrancea 1977

În cazul structurii cu cinci niveluri acționată de cutremurul vrâncean din '77 se constată că efectul amortizării adăugate ζ este mult mai profund decât efectul creșterii masei adăugate prin coeficientul μ , atât din punctul de vedere al deplasărilor laterale maxime, cât și al forțelor tăietoare seismice de bază maxime. Totuși, pentru valori mici ale acestor parametri - ζ , μ - (3% în cazul deplasărilor maxime și 5% pentru cazul forțelor tăietoare maxime), masa adăugată este mai eficientă decât amortizarea suplimentară (Fig. 3.4.1).

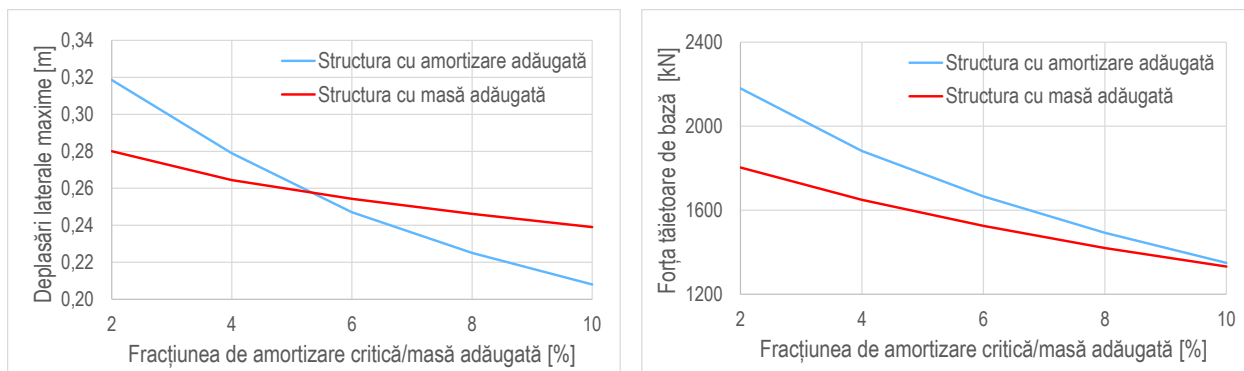


Fig. 3.4.2 Acțiunea seismică Loma Prieta 1989

În cazul structurii acționată de cutremurul Loma Prieta - Fig. 3.4.2 - se observă că în ambele situații analizate (deplasare laterală maximă și forță tăietoare de bază maximă) amortizarea adăugată, atât prin creșterea fracțiunii de amortizare critică ζ , cât și prin echiparea cu sistem PTMD, conduce la scăderi semnificative a valorilor parametrilor analizați. În cazul deplasărilor maxime se constată că masa adăugată este mai eficientă până la valoarea de 5% a coeficienților ζ și μ , iar în ceea ce privește forța tăietoare de bază, echipamentul PTMD este mai eficient pentru întregul interval studiat (2 ÷ 10%).

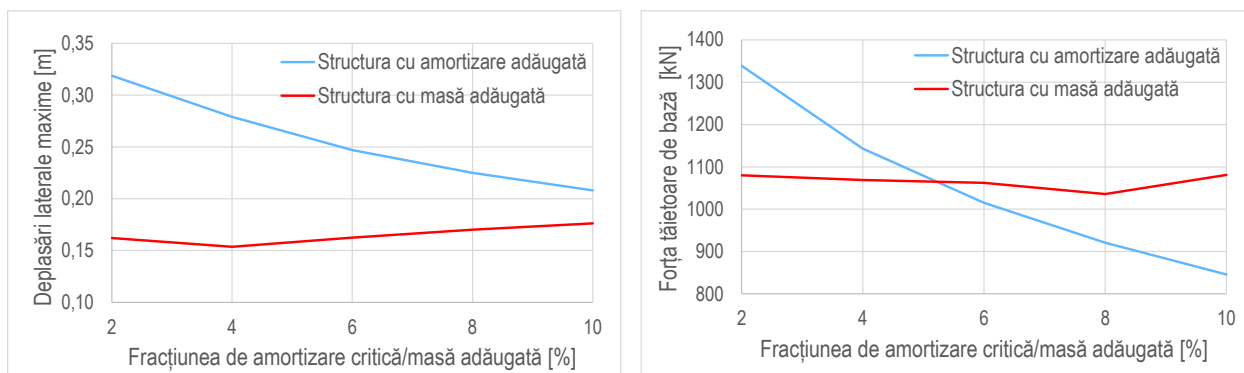


Fig. 3.4.3 Acțiunea seismică Kocaeli 1999

Pentru acțiunea seismică Kocaeli (Fig. 3.4.3) se constată o scădere mai pregnantă a parametrilor studiați odată cu creșterea amortizării structurale ζ , dar valorile maxime ale acestora sunt mai mici pentru structura echipată cu sistem PTMD (pe întreg intervalul studiat – deplasările laterale maxime și pentru valori mai mici de 5% ale coeficienților ζ și μ - forțele tăietoare seismice de bază).

În continuare sunt prezentate rezultatele numerice pentru structura de zece niveluri acționată de cele trei cutremure considerate.

Structura cu 10 niveluri

Valorile maxime ale deplasărilor laterale și ale forțelor tăietoare seismice de bază prezentate comparativ pentru fracțiunea de amortizare critică cuprinsă în intervalul (2÷10)% și pentru structura echipată cu sistem PTMD având $\zeta=2\%$ și μ cuprins între 2% și 10% în cazul structurii cu zece niveluri acționată de cutremurul vrâncean din 1977 sunt prezentate în Figura Fig. 3.4.4. Se observă că pentru valori mai mici de 5% ale

parametrilor ζ și μ , sistemul PTMD este mai eficient decât creșterea amortizării structurale. Când valorile acestora depășesc însă valoarea de 5%, deplasările laterale maxime sunt mai mici în cazul amortizării structurale mărite. În ceea ce privește forța tăietoare de bază, valorile maxime scad în ambele situații (ζ și μ mărit).

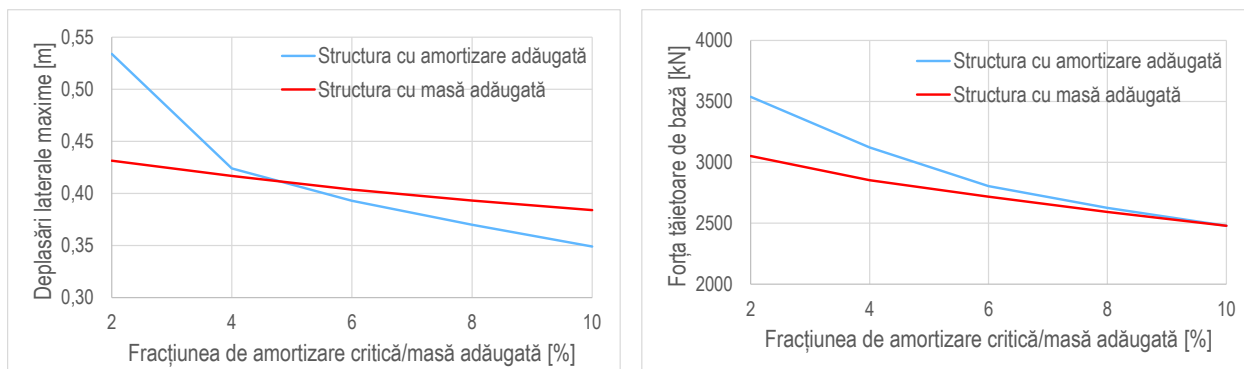


Fig. 3.4.4 Acțiunea seismică Vrancea 1977

Rezultatele numerice în cazul structurii cu zece niveluri acționată de cutremurul Loma Prieta sunt prezentate în Figura Fig. 3.4.5, iar cele aferente structurii acționată de cutremurul Kocaeli în Figura Fig. 3.4.6.

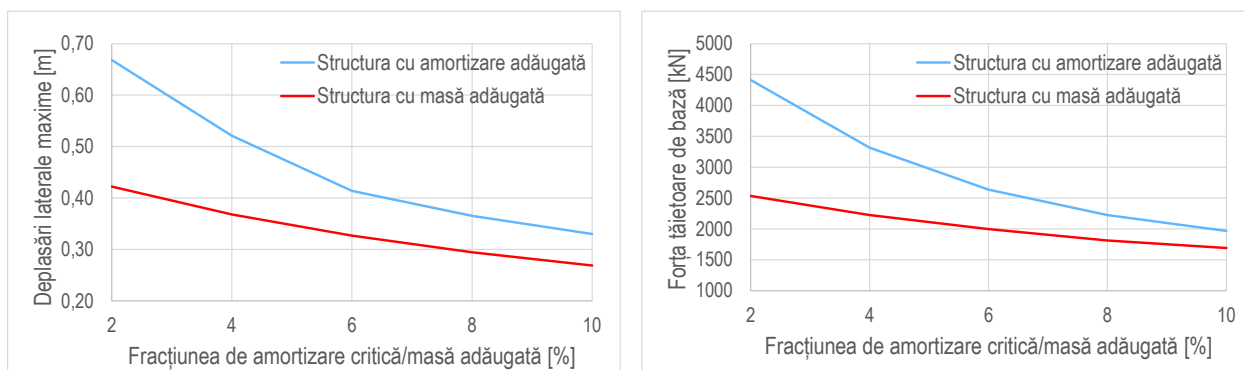


Fig. 3.4.5 Acțiunea seismică Loma Prieta 1989

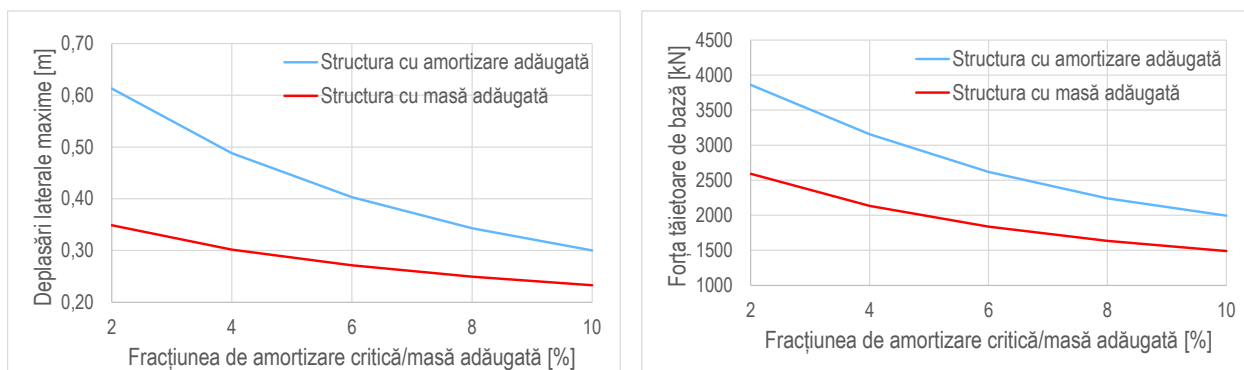


Fig. 3.4.6 Acțiunea seismică Kocaeli 1999

Pentru ambele situații, sistemul PTMD este mai eficient decât amortizarea structurală mărită pe întreg intervalul studiat ($\zeta; \mu = 2 \div 10\%$).

Structura cu 15 niveluri

Cazul structurii sub acțiunea cutremurului Vrancea 1977 este prezentat în Figura Fig. 3.4.7. Se observă că sistemul PTMD este mai eficient pe întregul interval studiat, cu toate că descreșterea deplasărilor laterale maxime este mai pronunțată în cazul amortizării structurale mărite. Acesta este motivul pentru care valorile sunt apropiate spre finalul intervalului analizat.

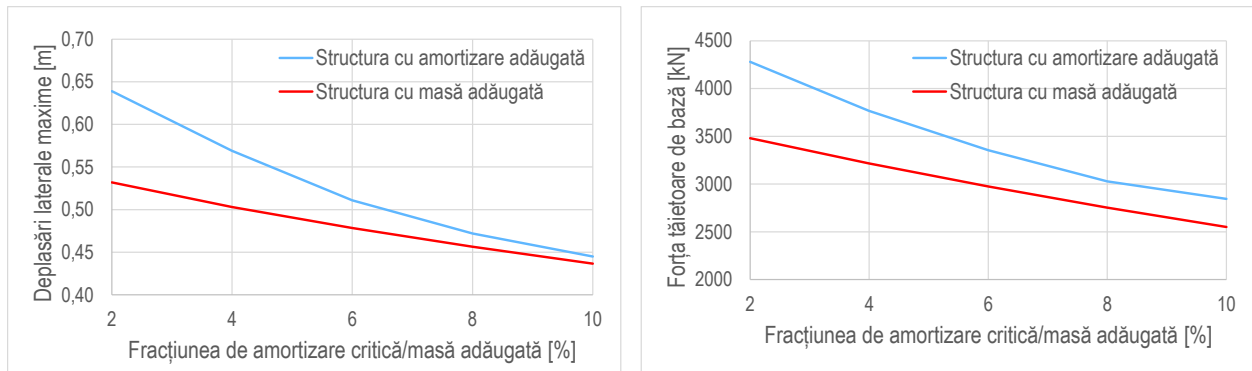


Fig. 3.4.7 Acțiunea seismică Vrancea 1977

Rezultatele aferente structurii cu cincisprezece niveluri acționate de cutremurul Loma Prieta 1989 sunt reprezentate în Figura Fig. 3.4.8. Și în acest caz se constată că masa adăugată este mai eficientă decât amortizarea structurală mărită pe întregul interval studiat.

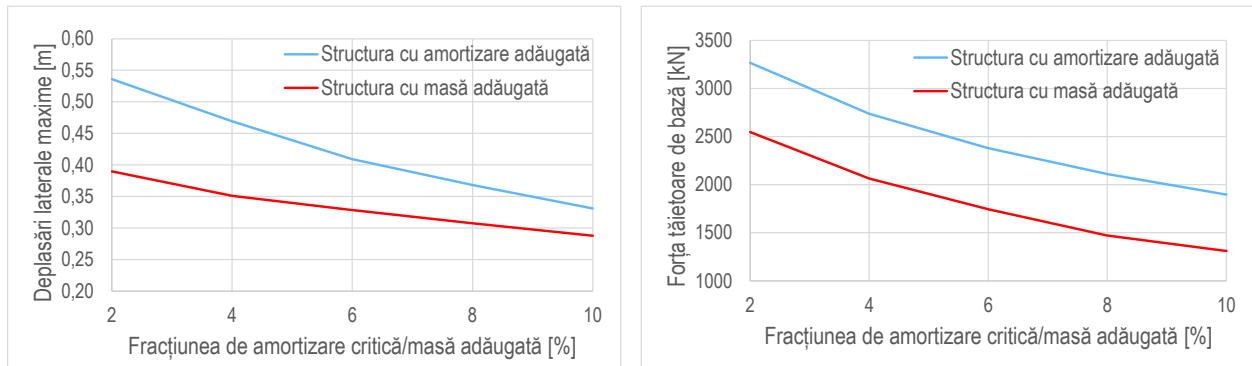


Fig. 3.4.8 Acțiunea seismică Loma Prieta 1989

Cazul acțiunii seismice Kocaeli este reprezentat în Figura Fig. 3.4.9. Și de această dată masa adăugată este mai eficientă decât creșterea amortizării structurale pe toată durata intervalului analizat. Deoarece în cazul deplasării maxime, reducerea valorilor, odată cu creșterea fracțiunii de amortizare critică, este mai accentuată, valorile tind să se apropie spre sfârșitul intervalului.

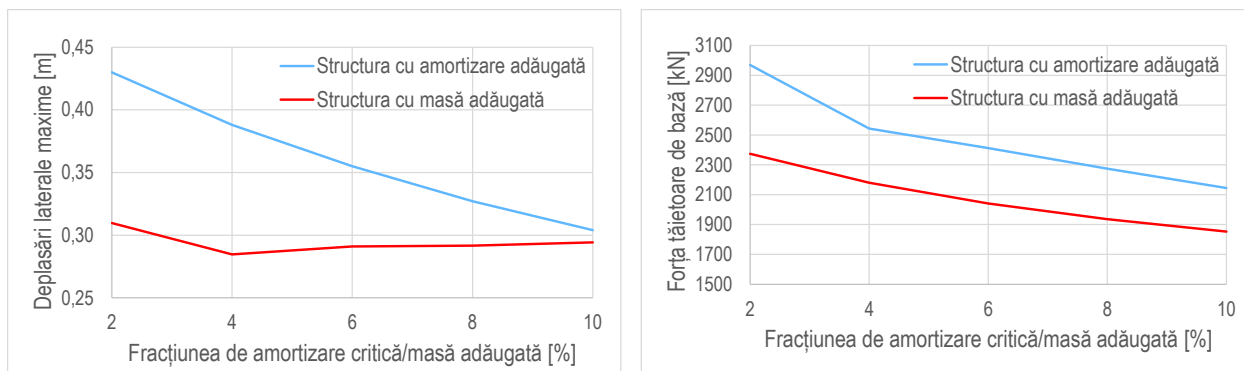


Fig. 3.4.9 Acțiunea seismică Kocaeli 1999

În toate cazurile analizate se constată că sistemul PTMD este mai eficient pentru valori mici ale amortizării structurale. Pentru structurile mai înalte (zece și cincisprezece niveluri), se constată că efectul sistemului PTMD este mult mai pronunțat decât efectul amortizării structurale ζ mărite pentru întregul interval cuprins între 2% și 10%. Excepție face doar cazul structurii cu zece niveluri sub acțiunea cutremurului Vrancea, unde, pentru valori mai mari de 5% ale parametrilor ζ și μ , situația se inversează (Fig. 3.4.4).

Referitor la îndeplinirea obiectivelor Capitolului 3

Primul obiectiv al acestui capitol (răspuns seismic "tradițional") a fost îndeplinit prin efectuarea a cca. 90 de analize seismice (trei structuri, trei acțiuni seismice, cinci grade de echipare cu sistem PTMD μ și cinci valori ale fracțiunii de amortizare critică ζ) și calculul componentelor clasice ale răspunsului seismic: deplasări laterale, accelerații laterale, perioade proprii de vibrație, forțe tăietoare de bază. Rezultatele sunt prezentate numeric și grafic într-o manieră comparativă pentru a evidenția efectele echipării cu sisteme de tip PTMD asupra răspunsului seismic. Rezultatele sunt urmate de comentarii și concluzii relevante referitoare la echiparea cu sisteme PTMD, la efectul acțiunii seismice ținând cont de vecinătatea numerică a perioadelor lor predominante cu perioadele proprii fundamentale ale structurilor echipate.

Cel de-al doilea obiectiv al acestui capitol (echivalarea efectelor echipării cu PTMD cu efectele amortizării adăugate) este, de asemenea, îndeplinit prin folosirea deplasării laterale maxime și, separat, a forței tăietoare seismice de bază drept criterii de echivalare. Rezultatele numerice prezentate grafic permit o vizualizare simplă și directă a acestei echivalențe. În același timp, rezultatele pot constitui un indiciu în componenta de concepție a activității de proiectare a structurilor multietajate.

Cap. 4 Starea energetică a structurilor metalice multietajate cu masă adăugată

Abordarea răspunsului seismic al structurilor metalice multietajate echipate cu masă adăugată necesită o scurtă incursiune în conceptele energetice care deși nu sunt noi [14], [16], [148], [149] nu sunt nici foarte familiare. Analiza și proiectarea structurilor atât în formele lor curente (metoda stărilor limită, proiectarea bazată pe performanțe seismice) cât și în formele lor istorice (metoda rezistențelor admisibile, metoda rezistențelor ultime) implică definirea stării mecanice a structurii. Astfel, au devenit adevărate jaloane – în analiza și proiectarea structurilor – starea statică (de eforturi secționale, de eforturi unitare) și starea cinematică (de deformații, de deplasări) ale structurilor acționate seismic. Ulterior, acestor stări li s-au adăugat starea de stabilitate și mai recent starea de ductilitate [21], [150]–[152]. Această ultimă stare – de ductilitate – a cunoscut o dezvoltare rapidă [20], [153] și este considerată azi ca fiind absolut necesară pentru ca o structură să supraviețuiască acțiunii seismice. Starea de ductilitate adecvată asigură, într-adevăr, supraviețuirea structurii solicitată seismic datorită disipării unei mari cantități de energie indusă seismic prin deformațiile plastice remanente. Aceasta este „traducerea” efectului ductilității în răspunsul seismic al structurilor. Dar, starea de ductilitate înseamnă, implicit, acceptarea deformațiilor remanente, adică a intervenției post-seism de reabilitare structurală. În cazul unei astfel de structuri – care a suportat deformații remanente – ecuația de bilanț energetic are forma:

$$E_i = E_k + E_s + E_d + E_h \quad (1.2)$$

În care E_h este energia disipată prin aceste deformații plastice. Ecuația de bilanț energetic (1.2) reprezintă nu numai o expresie matematică a efectului ductilității ci și o formă analitică a stării energetice a unei structuri acționate seismic. Autorul tezei propune utilizarea acestui concept – starea energetică a structurii acționate seismic – în analiza seismică a structurilor metalice multietajate echipate cu masă adăugată.

Capacitatea de absorbție energetică E_{abs} a structurii este generată, în acest caz, de componenta asociată nivelului de amortizare liniar vâscoasă inerentă E_d și de energia E_h disipată prin deformații plastice. Adică:

$$E_{abs} = E_d + E_h \quad (4.1)$$

În activitatea curentă de concepție și proiectare a structurilor amplasate în zone seismice, se aplică prevederi normative pentru asigurarea componentei E_h a capacității de absorbție energetică E_{abs} . Prevederile normative au un caracter calitativ și constau în „dirijarea” zonelor cu potențial de plastificare spre anumite secțiuni ale structurii. Formarea, în timpul acțiunii seismice, a zonelor plastice, asigură – într-adevăr – valori ridicate pentru componenta E_h dar, aceasta înseamnă, implicit intervenții de reabilitare structurală post-seism. Protecția seismică poate fi „tradusă” prin externalizarea zonelor plastice din structură către echipamente de protecție seismică (amortizori, izolatori în bază, mase adăugate). În cazul structurilor echipate cu PTMD, necesarul de capacitate de absorbție energetică E_{abs} va fi dat și de componentă E_{dm} – aportul masei adăugate:

$$E_{abs} = E_{ds} + E_{dm} + E_h \quad (4.2)$$

unde E_{ds} este capacitatea de absorbție energetică asigurată prin amortizarea inerentă a structurii în prezența echipamentului PTMD. Asigurarea unui nivel adecvat de performanțe seismice înseamnă – din punct de vedere al conceperii și dimensionării structurii – comportarea acesteia exclusiv în domeniul elastic [32], [56], [154]. În termeni de capacitate de absorbție energetică, comportarea în domeniul elastic exclusiv este echivalentă cu $E_h = 0$ și

$$E_{abs}=E_{ds}+E_{dm} \quad (1.4)$$

Acesta este și cazul (comportare exclusiv elastică) studiat în teză când asigurarea capacității de absorbție energetică se face prin „substituirea” termenului E_h cu energia E_{dm} absorbită de sistemul PTMD.

În acest caz, ecuația de bilanț energetic al structurii echipate cu PTMD având comportare în domeniul elastic devine:

$$E_i=E_k+E_s+E_{ds}+E_{dm} \quad (1.5)$$

Prin analizele numerice întreprinse, prin rezultatele prezentate și prin concluziile asociate, Capitolul 4 evidențiază teoretic posibilitatea asigurării capacității de absorbție energetică a structurilor metalice multietajate prin echiparea cu sisteme PTMD.

Starea energetică nu este o haină nouă a tradiționalelor stări cinematice, statice, de ductilitate ci o abordare mai cuprinzătoare a componentelor răspunsului seismic ținând cont de felul în care acestea sunt procesate în conceptul de energie. Aplicarea conceptelor energetice s-a dezvoltat, inclusiv într-o direcție în care starea de degradare anticipată, indusă structurii proiectate, de un viitor cutremur de proiectare poate fi codificată prin indici care exprimă raportul unor componente energetice [155]. O astfel de aprofundare a abordării energetice înseamnă de fapt o cuantificare a performanțelor seismice (asociate stării de degradare, în acest caz) ale structurii proiectate. În acest context, autorul tezei propune ca însăși starea energetică a unei structuri (proiectate sau existente) să constituie un criteriu de performanță seismică a structurii.

Asocierea criteriilor și nivelurilor de performanță seismică cu starea energetică a unei structuri metalice multietajate echipată cu masă adăugată necesită dezvoltarea următoarelor aspecte:

- studiul energiei de input seismic asociate structurilor metalice multietajate cu masă adăugată
- studiul distribuției energiei de input seismic între structura propriu-zisă și masa adăugată
- studiul necesarului de capacitate de absorbție energetică a structurii în prezența masei adăugate.

Criteriul propus de autorul tezei este – din punct de vedere matematic - raportul E_d/E_i care exprimă proporțional gradul de asigurare de către structura proiectată/existentă a capacității de absorbție energetică asociată unei acțiuni seismice date. Cu cât acest raport este mai mare, cu atât structura poate absorbi o cantitate E_d mai mare din energia seismică E_i introdusă de cutremur în structură. În cazul structurilor studiate în teză (structuri cu comportare exclusiv elastică) capacitatea de absorbție E_d este asigurată prin echiparea cu sisteme PTMD capabile să asigure cantitatea E_{dm} lăsând pe seama structurii (ca necesar de absorbție de energie) doar cantitatea $E_{ds}<E_d$. În acest fel criteriul energetic propus pentru evaluarea performanțelor seismice devine $(E_{dm}+E_{ds})/E_i$. Această formă matematică a nivelului de performanță evidențiază clar rolul energetic al sistemului PTMD de înlocuire treptată a componentei energetice E_h (implicit asociat cu degradări/deformații ireversibile) cu componenta E_{dm} care nu este asociată cu degradări structurale.

În acest context, poate fi definit obiectivul principal al Capitolului 4: abordarea energetică a răspunsului seismic al structurilor metalice multietajate echipate cu sistem PTMD. Acesta este, de fapt, și obiectivul principal al cercetării de doctorat întreprinse. Această calitate – de obiectiv principal – a abordării energetice a răspunsului seismic a impus stabilirea unor obiective intermediare ale acestui Capitol 4:

- Definirea stării energetice a structurilor echipate cu sisteme PTMD

- O succintă prezentare teoretică a componentelor energetice ale răspunsului seismic
- Studiul efectelor echipării cu sisteme PTMD asupra componentelor energetice ale răspunsului seismic
- Evidențierea influenței masei adăugate asupra stării energetice
- Echivalarea efectelor masei adăugate cu efectele amortizării adăugate folosind criteriile energetice.

Prin aceste obiective, Capitolul 4 se constituie în esența tezei elaborate și a permis autorului elaborarea a unui criteriu energetic de performanță a structurilor metalice multietajate acționate seismic.

4.1 Efectul masei adăugate asupra componentelor energetice ale răspunsului seismic

Perceperea efectului masei adăugate asupra răspunsului seismic al structurilor multietajate este – de cele mai multe ori – asociată cu reducerea deplasărilor și a accelerațiilor laterale [109], [156] dar, acordarea corectă a masei adăugate și a caracteristicilor mecanice ale conexiunii cu structura propriu-zisă conduce la modificări mult mai profunde ale stării mecanice ale structurii echipate cu PTMD. Studiul stării energetice a unei astfel de structuri este capabil să includă și să reflecte întreaga gamă de componente (statice, cinematice) ale răspunsului seismic. Echiparea cu o masă adăugată având valori cuprinse în intervalul uzual (de la 2% la 10% din masa structurii) și conectarea acesteia cu sisteme elastice și de amortizare având proprietățile specifice recomandate conduc la modificări profunde în perioadele de vibrații, în forțele seismice (de bază) de nivel statice echivalente, în accelerațiile laterale de nivel și, evident, în deplasările laterale de nivel.

Scopul acestui capitol este de a studia efectele echipării cu PTMD asupra componentelor stării energetice a structurii. Concluziile unui astfel de demers oferă o bază numerică atât pentru validarea rezultatelor existente în literatura de specialitate cât și pentru elaborarea unui criteriu nou – energetic – de evaluare a efectului masei adăugate și a performanțelor seismice ale structurilor astfel echipate.

4.1.1 Abordarea energetică a răspunsului seismic. Fundamente teoretice

Formularea răspunsului seismic al structurilor cu număr finit n de grade de libertate în exprimare energetică se bazează pe modelul specific analizelor seismice aplicate structurilor multietajate (Fig. 4.1.1).

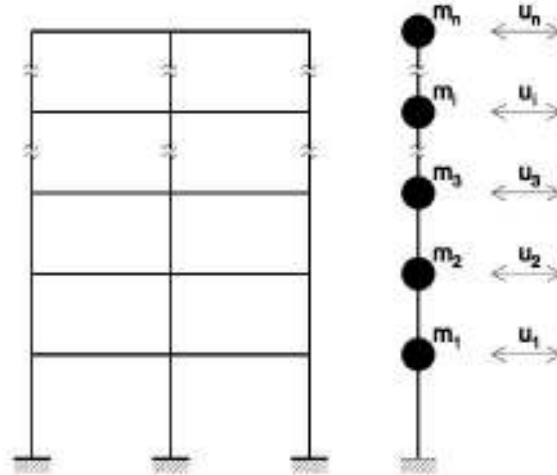


Fig. 4.1.1 Modelul dinamic al structurii cu n grade de libertate

Acestui model dinamic/seismic i se asociază următoarele mărimi scalare, vectoriale și matriceale:

- Vectorul ($n \times 1$) $\mathbf{u}(t)$ al deplasărilor (al celor n grade de libertate dinamică);
- Vectorul ($n \times 1$) al vitezelor $\dot{\mathbf{u}}(t)$;
- Vectorul ($n \times 1$) al accelerațiilor $\ddot{\mathbf{u}}(t)$;
- Vectorul ($n \times 1$) al acțiunilor dinamice $\mathbf{F}(t)$;
- Matricea de rigiditate (condensată) \mathbf{K}_u ($n \times n$) asociată gradelor de libertate $\mathbf{u}(t)$;
- Matricea inerțială \mathbf{M} ($n \times n$) asociată vectorului $\mathbf{u}(t)$;
- Matricea de amortizare liniar vâscoasă \mathbf{C} ($n \times n$) asociată vectorului $\dot{\mathbf{u}}(t)$;

Cu acestea, ecuația diferențială a vibrațiilor forțate cu amortizare liniar vâscoasă induse sistemului de acțiunile $\mathbf{F}(t)$ (ecuația de echilibru dinamic) se scrie:

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}_u \cdot \mathbf{u}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (4.5a)$$

Dacă comportarea sistemului nu este liniar elastică, forțele de reacțiune (eforturile secționale) au forma generală $\mathbf{f}(\mathbf{u}) \cdot \mathbf{u}(t)$ și ecuația de echilibru dinamic are forma:

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{f}(\mathbf{u}) \cdot \mathbf{u}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (4.5b)$$

În cazul sistemelor acționate seismic, ecuația de echilibru dinamic nu conține „forțe” ci *mișcare seismică*. Includerea acțiunii mișcării bazei structurii implică transformarea mișcării în forțe (de inerție) aplicate maselor m_i . Forțele de inerție aplicate maselor m_i și generate de acțiunea seismică reprezentată de accelerația $\ddot{u}_g(t)$ a cutremurului pot fi explicitate prin descompunerea deplasării totale (induse seismic) în deplasarea de corp rigid și deplasarea elastică.

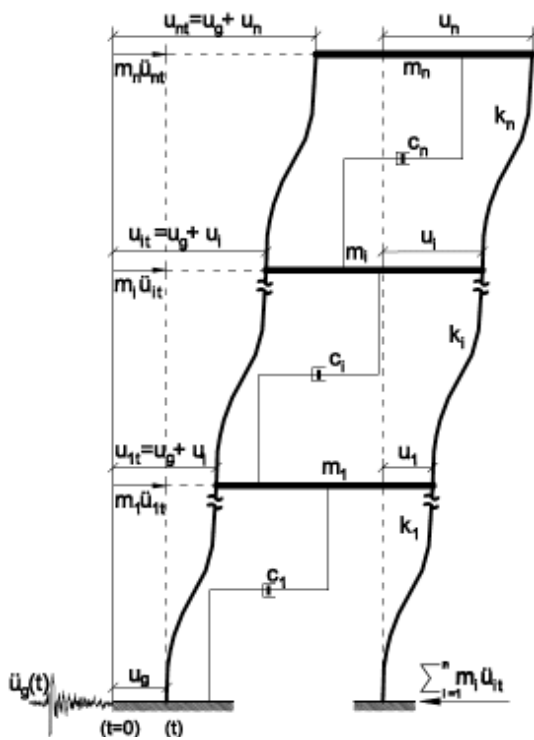


Fig. 4.1.2 Statica și cinematica induse seismic

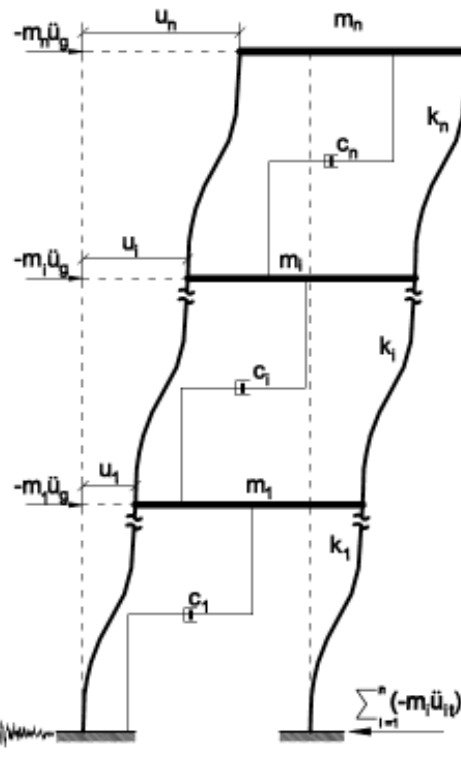


Fig. 4.1.3 Statica și cinematica relative

Ecuția diferențială a mișcării sistemului (presupus elastic și cu amortizare inerentă liniar vâscoasă) cu n grade de libertate acționat seismic se scrie conform relației (4.6a), iar în cazul comportării neliniare, conform relației (4.6b):

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{u}}_t(t) + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}}_t(t) + \mathbf{K} \cdot \mathbf{u}(t) = \mathbf{0} \quad (4.6a)$$

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{f}(\mathbf{u}) \cdot \mathbf{u}(t) = \mathbf{0} \quad (4.6b)$$

Deplasarea totală \mathbf{u}_t se descompune în cele două componente: deplasarea elastică și deplasarea de corp rigid, și anume:

$$\mathbf{u}_t = \mathbf{u} + \mathbf{r} \cdot \mathbf{u}_g \quad (4.7a)$$

Similar vitezele și, accelerațiile se compun după aceeași regulă:

$$\dot{\mathbf{u}}_t = \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{r} \cdot \dot{\mathbf{u}}_g \quad (4.7b)$$

$$\ddot{\mathbf{u}}_t = \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{r} \cdot \ddot{\mathbf{u}}_g \quad (4.7c)$$

$$d\mathbf{u}_t = d\mathbf{u} + \mathbf{r} \cdot d\mathbf{u}_g; \text{ sau: } d\mathbf{u} = d\mathbf{u}_t - \mathbf{r} \cdot d\mathbf{u}_g \quad (4.7d)$$

Aici, \mathbf{r} ($n \times 1$) este *vectorul* (matricea $n \times n$, în general) *coeficienților de influență*. Semnificația mecanică a elementului i a vectorului $\mathbf{r} \cdot \ddot{\mathbf{u}}_g = \ddot{\mathbf{u}}_g$ este de forță de inerție asociată masei m_i generată de accelerația $\ddot{\mathbf{u}}_g = 1$. Prin introducerea vectorului coeficienților de influență \mathbf{r} , forța de inerție asociată masei m_i este $-\mathbf{M} \cdot \mathbf{r} \cdot \ddot{\mathbf{u}}_g(t)$. În aceste expresii, vectorul coeficienților de influență $\mathbf{r} = \mathbf{1}$ unde $\mathbf{1}$ este vectorul ($n \times 1$) unitate. Cu acestea,

ecuația diferențială de echilibru dinamic a unui sistem cu amortizare liniar vâscoasă se scrie conform relației (4.8a) în domeniul elastic liniar, iar în domeniul elastic neliniar conform (4.8b):

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}_u \cdot \mathbf{u}(t) = -\mathbf{M} \cdot \mathbf{r} \cdot \ddot{u}_g(t) \quad (4.8a)$$

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{f}(\mathbf{u}) \cdot \mathbf{u}(t) = -\mathbf{M} \cdot \mathbf{r} \cdot \ddot{u}_g(t) \quad (4.8b)$$

Explicitarea membrului drept:

$$-\mathbf{M} \cdot \mathbf{r} \cdot \ddot{u}_g(t) = -\mathbf{M} \cdot \mathbf{1} \cdot \ddot{u}_g(t)$$

$$-\mathbf{M} \cdot \mathbf{r} \cdot \ddot{u}_g(t) = \begin{bmatrix} m_1 \cdot \ddot{u}_g \\ \vdots \\ m_i \cdot \ddot{u}_g \\ \vdots \\ m_n \cdot \ddot{u}_g \end{bmatrix}$$

sau:

$$-\mathbf{M} \cdot \mathbf{r} \cdot \ddot{u}_g(t) = -\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{u}}_g \text{ în care } \mathbf{r} \cdot \ddot{u}_g = \ddot{\mathbf{u}}_g$$

Aceste concepte vor fi utilizate, în continuare, pentru dezvoltarea abordării energetice a sistemelor cu număr finit n grade de libertate.

Abordarea energetică a răspunsului seismic al sistemelor cu n grade de libertate implică o matematică simplă aplicată ecuațiilor (4.8). În cazul comportării liniar elastice, prin transpunerea ecuației (4.8a), ținând cont de proprietatea de simetrie a matricelor \mathbf{M} , \mathbf{C} și \mathbf{K}_u rezultă:

$$(\ddot{\mathbf{u}}_t)^T \cdot \mathbf{M} + \dot{\mathbf{u}}^T \cdot \mathbf{C} + \mathbf{u}^T \cdot \mathbf{K} = 0 \quad (4.9)$$

Înmulțind ecuația (4.9) la dreapta cu diferențiala $d\mathbf{u}$, se obține:

$$(\ddot{\mathbf{u}}_t)^T \cdot \mathbf{M} \cdot d\mathbf{u} + \dot{\mathbf{u}}^T \cdot \mathbf{C} \cdot d\mathbf{u} + \mathbf{u}^T \cdot \mathbf{K} \cdot d\mathbf{u} = 0 \quad (4.10)$$

Înlocuind $d\mathbf{u} = \dot{\mathbf{u}} \cdot dt$ în (4.10) rezultă:

$$(\ddot{\mathbf{u}}_t)^T \cdot \mathbf{M} \cdot \dot{\mathbf{u}} \cdot dt + \dot{\mathbf{u}}^T \cdot \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}} \cdot dt + \mathbf{u}^T \cdot \mathbf{K} \cdot \dot{\mathbf{u}} \cdot dt = 0 \quad (4.11)$$

Integrând relația (4.11) de la 0 la t se obține:

$$\int_0^t (\ddot{\mathbf{u}}_t)^T \cdot \mathbf{M} \cdot \dot{\mathbf{u}} \cdot dt + \int_0^t \dot{\mathbf{u}}^T \cdot \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}} \cdot dt + \int_0^t \mathbf{u}^T \cdot \mathbf{K} \cdot \dot{\mathbf{u}} \cdot dt = 0 \quad (4.12)$$

Prin folosirea regulilor (4.7) de compunere a elementelor cinematice (deplasări, viteze, accelerații), primul termen al relației (4.12) devine:

$$\int_0^t (\ddot{\mathbf{u}}_t)^T \cdot \mathbf{M} \cdot \dot{\mathbf{u}} \cdot dt = \int_0^u (\ddot{\mathbf{u}}_t)^T \cdot \mathbf{M} \cdot d\mathbf{u} = \int_0^u (\ddot{\mathbf{u}}_t)^T \cdot \mathbf{M} \cdot d\mathbf{u}_t - \int_0^u (\ddot{\mathbf{u}}_t)^T \cdot \mathbf{M} \cdot d\mathbf{u}_g = \int_0^u (\ddot{\mathbf{u}}_t)^T \cdot \mathbf{M} \cdot d\mathbf{u}_t - \int_0^u (\ddot{\mathbf{u}}_t)^T \cdot \mathbf{M} \cdot d\mathbf{u}_g \quad (4.13)$$

În transformările de mai sus, s-a ținut cont și că:

$$(\ddot{\mathbf{u}}_t)^T = (\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{r} \cdot \ddot{u}_g)^T = \ddot{\mathbf{u}}^T + (\ddot{u}_g)^T$$

în care $\ddot{\mathbf{u}}_g = \mathbf{r} \cdot \ddot{u}_g$.

Cu acestea, ecuația (4.12) se scrie:

$$\int_0^u (\ddot{\mathbf{u}}_t)^T \cdot \mathbf{M} \cdot d\mathbf{u}_t + \int_0^t \dot{\mathbf{u}}^T \cdot \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}} \cdot dt + \int_0^t \mathbf{u}^T \cdot \mathbf{K} \cdot \dot{\mathbf{u}} \cdot dt = \int_0^u (\ddot{\mathbf{u}}_t)^T \cdot \mathbf{M} \cdot d\mathbf{u}_g \quad (4.14a)$$

Se efectuează operația de integrare (directă) din primul termen:

$$\int_0^u (\ddot{\mathbf{u}}_t)^T \cdot \mathbf{M} \cdot d\mathbf{u}_t = \frac{1}{2} \cdot [\int_0^u (\ddot{\mathbf{u}}_t)^T \cdot \mathbf{M} \cdot (\dot{\mathbf{u}}_t)]$$

Cu aceasta, ecuația (4.14a) devine:

$$\frac{1}{2} \cdot [(\dot{\mathbf{u}}_t)^T \cdot \mathbf{M} \cdot (\dot{\mathbf{u}}_t)] + \int_0^t \dot{\mathbf{u}}^T \cdot \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}} \cdot dt + \int_0^t \mathbf{u}^T \cdot \mathbf{K} \cdot \dot{\mathbf{u}} \cdot dt = \int_0^u (\ddot{\mathbf{u}}_t)^T \cdot \mathbf{M} \cdot d\mathbf{u}_g \quad (4.14b)$$

În ecuațiile (4.14) se introduc conceptele de energie astfel [9]–[12], [157], [158]:

Energia absolută cinetică dezvoltată de mișcările vibratorii ale maselor m_i :

$$E_{k/a} = \frac{1}{2} \cdot [(\dot{\mathbf{u}}_t)^T \cdot \mathbf{M} \cdot (\dot{\mathbf{u}}_t)] \quad (4.15a)$$

Energia disipată prin amortizare vâscoasă:

$$E_d = \int_0^t \dot{\mathbf{u}}^T \cdot \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}} \cdot dt \quad (4.15b)$$

Energia de deformare elastică:

$$E_s = \int_0^t \mathbf{u}^T \cdot \mathbf{K} \cdot \dot{\mathbf{u}} \cdot dt \quad (4.15c)$$

Iar în cazul comportării ne-elastice a sistemului dinamic:

$$E_s = \int_0^t \mathbf{u}^T \cdot \mathbf{f}(\mathbf{u}) \cdot \dot{\mathbf{u}} \cdot dt \quad (4.15d)$$

În acest ultim caz, E_s include atât energia de deformare în domeniul elastic $E_{s/e}$ cât și energia de deformare din domeniul plastic $E_{s/h}$ (plastificarea elementelor structurale – amortizare histeretică):

$$E_s = E_{s/e} + E_{s/h}$$

Energia seismică absolută de input:

$$E_{i/a} = \int_0^u (\ddot{\mathbf{u}}_t)^T \cdot \mathbf{M} \cdot d\mathbf{u}_g = \int_0^u (\ddot{\mathbf{u}}_t)^T \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{1} \cdot d\mathbf{u}_g = \int_0^t (\ddot{\mathbf{u}}_t)^T \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{r} \cdot \dot{\mathbf{u}}_g(t) \cdot dt \quad (4.16)$$

Ecuația de bilanț energetic *absolut* se scrie:

$$E_{k/a} + E_s + E_d = E_{i/a} \quad (4.17a)$$

$$E_{k/a} + [E_{s/e} + E_{s/h}] + E_d = E_{i/a} \quad (4.17b)$$

Formularea în termeni de bilanț energetic *relativ* se obține înmulțind ecuația (4.9) cu $d\mathbf{u} = \dot{\mathbf{u}} \cdot dt$ și integrând (de la 0 la t) termen cu termen în (4.10):

$$\int_0^t (\ddot{\mathbf{u}}_t)^T \cdot \mathbf{M} \cdot \dot{\mathbf{u}} \cdot dt + \int_0^t (\dot{\mathbf{u}}_t)^T \cdot \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}} \cdot dt + \int_0^t (\mathbf{u}_t)^T \cdot \mathbf{K} \cdot \dot{\mathbf{u}} \cdot dt = 0 \quad (4.18)$$

Înlocuind $\dot{\mathbf{u}}_t(t) = \dot{\mathbf{u}}_g(t) + \ddot{\mathbf{u}}(t)$ în (4.18) rezultă relația:

$$\int_0^t (\ddot{\mathbf{u}})^T(t) \cdot \mathbf{M} \cdot \dot{\mathbf{u}} \cdot dt + \int_0^t (\dot{\mathbf{u}})^T(t) \cdot \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}} \cdot dt + \int_0^t (\mathbf{u})^T(t) \cdot \mathbf{K} \cdot \dot{\mathbf{u}} \cdot dt = - \int_0^t (\dot{\mathbf{u}})^T \cdot \mathbf{M} \cdot \dot{\mathbf{u}}_g(t) \cdot dt \quad (4.19)$$

Se trece la conceptele asociate bilanțului energetic relativ:

- Energia seismică relativă de input:

$$E_{i/r} = - \int_0^t (\dot{\mathbf{u}})^T \cdot \mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{u}}_g(t) \cdot dt = - \int_0^u (\dot{\mathbf{u}})^T \cdot \mathbf{M} \cdot d\dot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (4.20a)$$

- Energia cinetică relativă:

$$E_{k/r} = \int_0^t (\ddot{\mathbf{u}})^T \cdot \mathbf{M} \cdot \dot{\mathbf{u}} \cdot dt = \int_0^u (\dot{\mathbf{u}})^T \cdot \mathbf{M} \cdot d\mathbf{u} = \frac{1}{2} \cdot (\dot{\mathbf{u}}^T \cdot \mathbf{M} \cdot \dot{\mathbf{u}}) \quad (4.20b)$$

- Energia disipată prin amortizare vâscoasă: $E_d = \int_0^t (\dot{\mathbf{u}})^T \cdot \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}} \cdot dt$

- Energia de deformare (elastică și plastică – histeretică):

$$E_s = \int_0^t (\mathbf{u})^T \cdot \mathbf{K} \cdot \dot{\mathbf{u}} \cdot dt = \int_0^u (\mathbf{u})^T \cdot \mathbf{K} \cdot d\mathbf{u}$$

Cu aceste notații, ecuația de bilanț energetic relativ devine:

$$E_{k/r} + E_d + E_s = E_{i/r} \quad (4.21)$$

Se constată că numai componentele de *energie seismică de input* $E_{i/r}$ și, respectiv *energie cinetică* $E_{k/r}$ sunt diferite în interpretarea de *absolut* și *relativ*. Celelalte două componente (energia disipată E_d și, respectiv energia de deformare E_s) nu au „conotații” de absolut / relativ.

În continuare, formulările asociate sistemelor echipate cu PTMD se referă doar la valorile relative ale componentelor energetice introduse. În acest caz, ecuația de bilanț energetic devine:

$$E_k + E_d + E_s = E_i \quad (1.3)$$

în care termenii E_i și E_k sunt asociați valorilor relative ale acestor componente.

4.1.2 Influența masei adăugate asupra stării energetice. Studii numerice

Echiparea cu sisteme PTMD a structurilor metalice multietajate produce modificări ale tuturor componentelor care definesc starea energetică a structurii. Masa adăugată nu înseamnă doar creșterea în valoare (de la m la $m+m_d$) a masei structurii. Alterarea parametrilor dinamici prin echiparea cu sisteme PTMD conduce la modificarea a chiar cantității de energie E_i indusă seismic. Modificările calitative și cantitative ale energiei de input seismic E_i generate de echiparea cu sisteme PTMD depind de specificitatea seismică a amplasamentului (Fig. 4.1.4, Fig. 4.1.45).

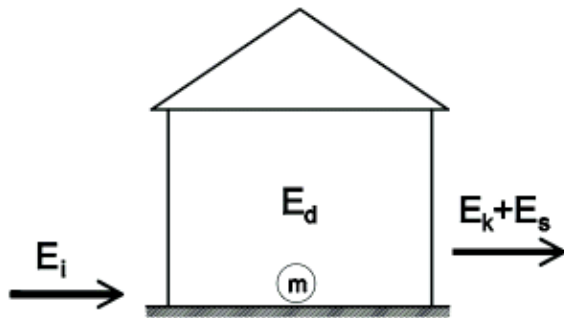


Fig. 4.1.4 Structura de referință

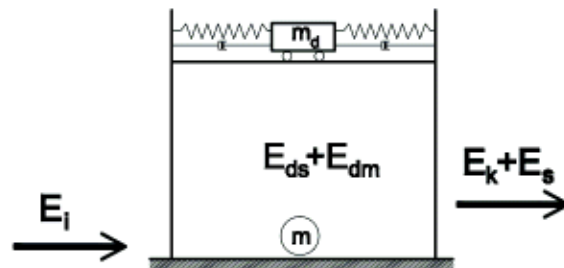


Fig. 4.1.5 Structura echipată cu sistem PTMD

Analizele și rezultatele numerice prezentate în continuare se referă la variațiile în timp ale răspunsului seismic al structurilor de referință (neechipate cu sisteme PTMD) și al structurilor echipate cu sisteme PTMD. Acțiunile seismice selectate în primul rând pentru perioadele lor predominante influențează puternic starea energetică a aceleiași structuri. Sistemul de protecție seismică PTMD influențează, la rândul său,

starea energetică a structurii începând chiar cu cantitatea de energie de input seismic E_i . Setul de analize întreprinse și rezultatele numerice obținute și prezentate sunt menite să evidențieze dependența stării energetice de acțiunea seismică, de structură și de echiparea cu sisteme PTMD. Comentariile care însoțesc rezultatele numerice prezentate sunt focalizate atât înspre evidențierea acestor influențe cât și înspre sublinierea simplității și versatilității criteriului energetic propus pentru evaluarea performanțelor seismice.

Un alt set de analize întreprinse și de rezultate numerice prezentate includ echivalarea prin abordare energetică a efectului sistemului PTMD cu efectul amortizării adăugate. Pentru echivalarea sistemului PTMD cu amortizare liniar-vâscoasă adăugată sunt propuși doi indici energetici:

- Cantitatea $[E_i - (E_{ds}+E_{dm})]$ care reprezintă energia înmagazinată. Această energie este cea care generează – în domeniul elastic - mișcarea vibratorie cu toate consecințele sale statice (eforturi unitare σ , τ , eforturi secționale, M , T , N , forțe seismice de nivel static echivalente, forța seismică de bază) și cinematice (deplasări, deformații, viteze, accelerații)
- Raportul $[(E_{ds}+E_{dm})/E_i]$ care – în termeni de economie de piață – exprimă proporția în care se află „cererea” din partea cutremurului (cantitatea E_i) și, respectiv cantitatea $(E_{ds}+E_{dm})$ care reprezintă „oferta” structurii. Acest raport este, de fapt, criteriul energetic propus pentru evaluarea performanțelor energetice a structurilor echipate cu PTMD.

În continuare sunt prezentate rezultatele analizelor seismice întreprinse grupate în funcție de acțiunea seismică. Fiecare acțiune seismică este asociată structurii de referință (ne-echipată cu sistem PTMD) și unui set de cinci cazuri în care structurile sunt echipate cu sisteme PTMD. Echipările cu sisteme PTMD cuprind cele cinci cazuri de valori $\mu=m_d/m$ de 2%, 4%, 6%, 8% și, respectiv 10% din masa structurii. În aceste analize, valorile parametrilor k_d (coeficientul de rigiditate al conexiunii masă adăugată m_d – structura de referință m) și c_d (coeficientul de amortizare al conexiunii masă adăugată m_d – structura de referință m) sunt constante la valorile lor optime calculate conform recomandărilor din literatura de specialitate [37], [94].

Variația energiei de input seismic E_i

Analizele întreprinse și rezultatele prezentate includ structurile cu cinci, zece și cincisprezece niveluri de referință și, respectiv echipate cu sisteme PTMD, acționate de cele trei cutremure considerate (Vrancea 1977, Loma Prieta 1989 și Kocaeli 1999). Rezultatele prezentate sunt grupate astfel încât să evidențieze variația și dependența energiei seismice de input E_i în raport cu echiparea cu sisteme PTMD și cu acțiunea seismică.

Înțelegerea corectă a dependenței și variației energiei seismice de input E_i în raport cu acțiunea seismică necesită evidențierea unor parametri dinamici ai structurii versus parametrii dinamici ai acțiunii seismice. Autorul consideră că, din acest punct de vedere, perioadele fundamentale T_1 ale structurii (în diferite ipostaze de echipare cu sisteme PTMD - Tabelul 5) și respectiv perioada predominantă T_c a cutremurului considerat (Tabelul 4) sunt relevante deoarece modul în care acțiunea seismică se transmite de la terenul de fundare la o construcție este în funcție de modul în care mișcarea proprie a acesteia se situează față de mișcarea seismică.

Tabel 4 Caracteristicile acțiunilor seismice

Cutremur	Data	Stația de înregistrare	Perioada predominantă T_c [s]	Accelerația maximă [g]
Vrancea (România)	4 martie 1977	Incerc București	1,16	0,199
Loma Prieta (USA)	18 octombrie 1989	Emeryville	1,18	0,250
Kocaeli (Turcia)	17 august 1999	Yarimca	1,40	0,349

Tabel 5 Perioadele fundamentale de vibrație T_1 [s]

Structura analizată	Structura de referință	Structura echipată cu sistem PTMD				
	REF	$\mu = 2\%$	$\mu = 4\%$	$\mu = 6\%$	$\mu = 8\%$	$\mu = 10\%$
5 niveluri	1,08	1,22	1,29	1,34	1,39	1,44
10 niveluri	1,47	1,67	1,77	1,85	1,92	1,99
15 niveluri	1,75	2,00	2,13	2,24	2,34	2,43

Compararea valorilor perioadelor predominante T_c (ale cutremurelor) cu perioadele T_1 ale modurilor fundamentale de vibrație (ale celor trei structuri analizate) reliefează apropierea acestor valori în cele șase cazuri ale structurii cu cinci niveluri. Acest fapt a constituit, de altfel, principalul factor în selectarea și cuplarea acțiunilor seismice cu structura. Perioadele structurilor cu zece și, respectiv cincisprezece niveluri (de referință și echipate) se îndepărtează progresiv de perioadele predominante ale celor trei acțiuni seismice. Din nou, această gradare (Tab. 6 ÷ 8) a perioadelor a fost concepută pentru a da posibilitatea unor concluzii realiste și relevante.

Structura cu 5 niveluri

În Tabelul 6 este prezentată gradarea perioadelor (propriei T_1 și, respectiv predominante T_c).

Tabel 6 Gradarea perioadelor fundamentale de vibrație T_1 și a perioadelor predominante T_c ale acțiunilor seismice

Structura analizată	REF	Vrancea, 1977	Loma Prieta, 1989	PTMD 2%	PTMD 4%	PTMD 6%	PTMD 8%	Kocaeli, 1999	PTMD 10%
$T_1; T_c$ [s]	1,08	1,16	1,18	1,22	1,29	1,34	1,39	1,40	1,44

În Figura 4.1.6 este prezentată comparativ variația energiei seismice de input în timp pentru cele trei cutremure considerate.

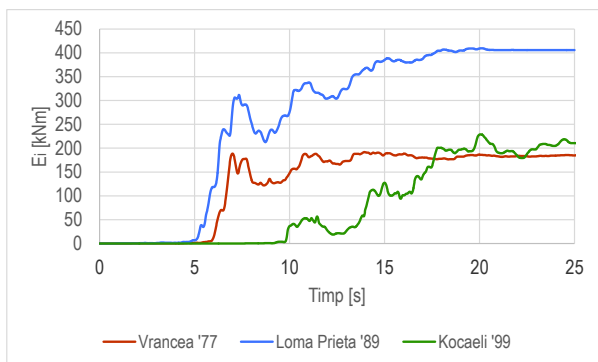


Fig. 4.1.6a E_i pentru structura de referință

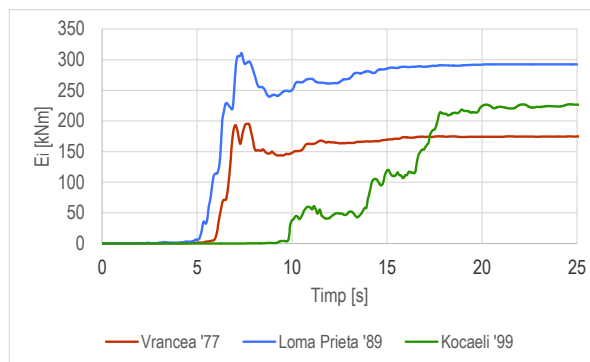


Fig. 4.1.6b E_i pentru structura echipată cu PTMD 2%

Se constată că în cazul structurii de referință (Fig. 4.1.6a) și, chiar în cazul structurii echipate cu un sistem PTMD având parametrul $\mu = m_d/m$ (Fig. 4.1.6b ÷ Fig. 4.1.6f), variația energiei de input seismic E_i este puternic influențată atât de raportul T_c/T_1 cât și de valoarea de vârf a_g a accelerației terenului. Un cutremur mai slab (Loma Prieta; $a_g = 0,24g$) dar cu perioada predominantă apropiată de perioada fundamentală de vibrație a structurii induce acesteia o cantitate de energie mai mare decât un cutremur mai puternic (Kocaeli; $a_g = 0,33g$), dar care are perioada predominantă mai îndepărtată de perioada proprie a structurii. Între două cutremure având perioade predominante apropiate (Vrancea – 1,16s și Loma Prieta – 1,18s), factorul decisiv în cantitatea de energie seismică indusă structurii este valoarea de vârf a accelerației seismice (Vrancea – 0,2g și Loma Prieta – 0,24g).

Care este influența echipării cu un sistem PTMD din punct de vedere al energiei seismice induse? Se constată că o echipare cu un sistem PTMD având o masă adăugată redusă ($\mu = 2\%$) influențează cantitatea de energie seismică indusă. Într-un astfel de caz, înțelegerea corectă a influenței echipării cu un sistem PTMD necesită specificarea noii valori a perioadei fundamentale de vibrație ($T_1 = 1,22$ s în acest caz). Se constată că sistemul PTMD conduce la scăderea cantității E_i față de cazul structurii de referință chiar dacă perioadele predominante ale acțiunilor seismice și perioada fundamentală a sistemului echipat sunt apropiate. Cutremurul Loma Prieta ($T_c = 1,18$ s) induce structurii echipate ($T_1 = 1,22$ s) o cantitate de energie seismică $E_i = 290$ kNm, mai mică cu cca. 40% decât cantitatea E_i indusă structurii neechipate (405 kNm). Iată cum echiparea cu un sistem PTMD conduce la reducerea răspunsului seismic (în acest caz în termeni de energie seismică de input E_i) în ciuda apropierii perioadei predominante a cutremurului de perioada fundamentală de vibrație a structurii echipate.

În continuare, sunt prezentate rezultatele numerice asociate structurii cu cinci niveluri și echipată progresiv cu sisteme PTMD având $\mu = 4\%$, 6% , 8% și, respectiv 10% (Fig. 4.1.6c ÷ Fig. 4.1.6f).

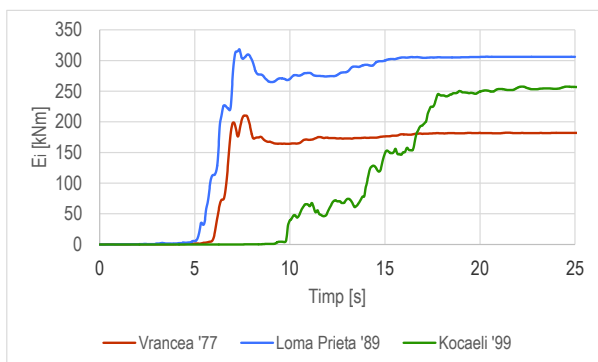


Fig. 4.1.6c E_i pentru structura echipată cu PTMD 4%

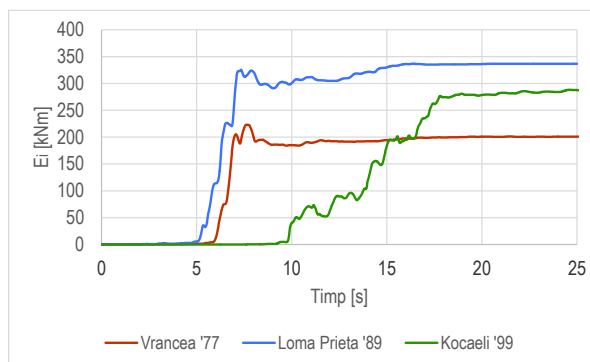


Fig. 4.1.6d E_i pentru structura echipată cu PTMD 6%

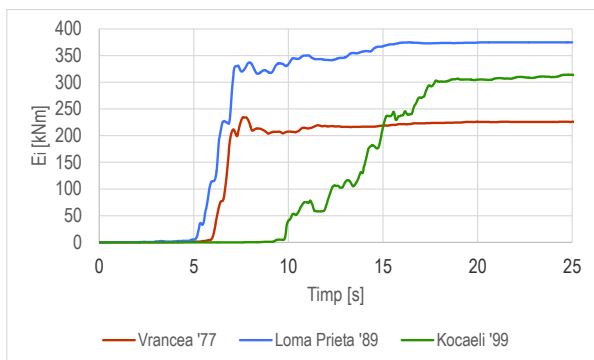


Fig. 4.1.6e E_i pentru structura echipată cu PTMD 8%

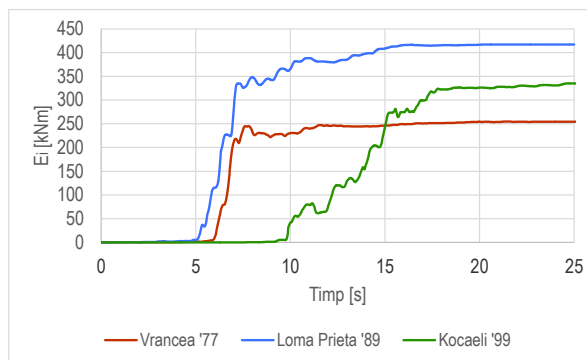


Fig. 4.1.6f E_i pentru structura echipată cu PTMD 10%

Fig. 4.1.6 Energia seismică de input în cazul structurii cu 5 niveluri

Relaționarea cantității de energie seismică de input (a tuturor celor trei acțiuni seismice) cu gradul de echipare cu sisteme PTMD, luând în considerare perioadele (predominante, și, respectiv fundamentale) conduce la concluzia că creșterea perioadelor proprii fundamentale conduce la creșterea cantității de energie de input. Această concluzie poate constitui un factor de decizie în conceperea atât a structurii de referință cât și a structurii echipate cu sisteme PTMD. Dacă cele trei acțiuni seismice selectate se pot constitui (în cele minimum trei cutremure necesare în activitatea de proiectare [26], [56] conceperei și dimensionării structurii, se poate concluziona că acțiunea seismică induce unei structuri având T_1 mai mare decât T_c o cantitate de energie seismică E_i mai mare. Acest indiciu trebuie, la rândul său, relaționat cu faptul că și necesarul de capacitate de absorbție energetică a acelei structuri va fi mai mare.

În continuare, este evidențiată variația energiei de input seismic în raport cu gradul de echipare $\mu = m_d/m$ și acțiunea seismică (Fig. 4.1.7 ÷ Fig. 4.1.9).

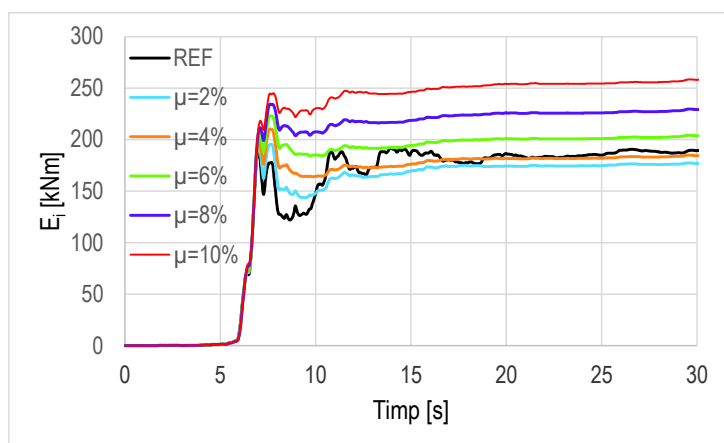


Fig. 4.1.7 Energia seismică de input în cazul structurii cu 5 niveluri acționată de cutremurul Vrancea 1977

lată o gradare a cantității energiei de input seismic E_i în funcție de raportul $\mu = m_d/m$ adică, de fapt, în funcție de perioada proprie fundamentală T_1 în cazul acțiunii seismice Vrancea 1977: structuri flexibilizate (prin creșterea masei adăugate) i se induce o cantitate tot mai mare de energie seismică.

În cazul acțiunii seismice Loma Prieta 1989 ($T_c = 1,18$ sec.) asemănătoare acțiunii Vrancea 1977 – din punct de vedere al relației $T_c \leftrightarrow T_1$ – se constată aceeași gradare a cantității de energie seismică indusă (Fig. 4.1.8): în ipostazele mai flexibile ale structurii se induce mai multă energie seismică.

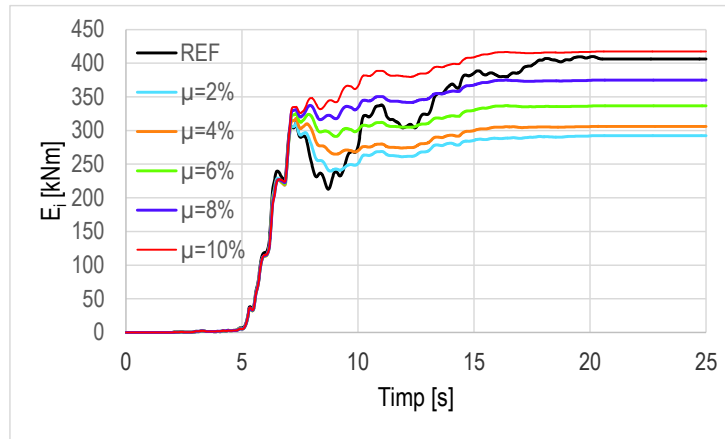


Fig. 4.1.8 Energia seismică de input în cazul structurii cu 5 niveluri acționată de cutremurul Loma Prieta 1989

Același grafic (Fig. 4.1.8) permite o observație asociată situației T_c mai mare decât T_1 , dar apropiată acestuia: energia seismică indusă structurii de referință (linia de culoare neagră) este relativ mare. Cea de-a treia acțiune seismică (Kocaeli 1999) are perioada predominantă ($T_c=1,40$ sec.) foarte apropiată de perioada fundamentală ($T_1=1,44$ sec.) a structurii echipate cu PTMD având $\mu=10\%$ (valoarea maximă analizată). O situație diferită și chiar opusă situațiilor asociate acțiunilor Vrancea și Loma Prieta ale căror perioade predominante sunt apropiate perioadelor fundamentale ale structurii de referință ($T_1=1,08$ sec) sau echipate cu un sistem PTMD având $\mu=2\%$ (valoarea minimă analizată). Cu toate acestea, gradarea cantității de energie de input seismic se conservă: flexibilizarea structurii (creșterea perioadei T_1 prin creșterea masei adăugate) conduce la creșterea energiei seismice de input E_i (Fig. 4.1.9).

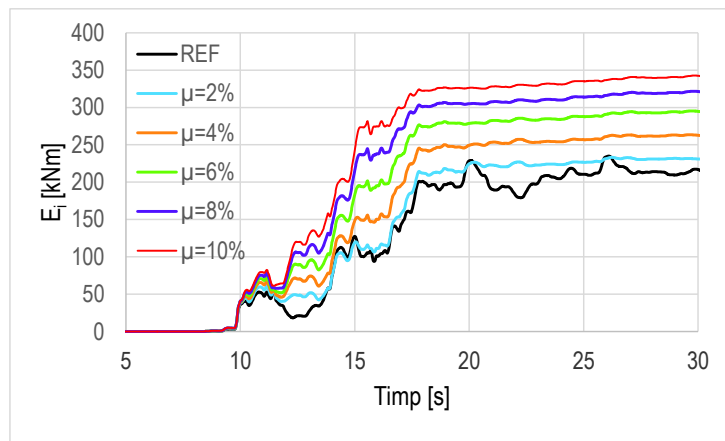


Fig. 4.1.9 Energia seismică de input în cazul structurii cu 5 niveluri acționată de cutremurul Kocaeli 1999

O variație a valorilor maxime ale energiei de input seismic E_i în raport cu parametrul μ de echipare este prezentată în Figura 4.1.10 pentru structura cu cinci niveluri.

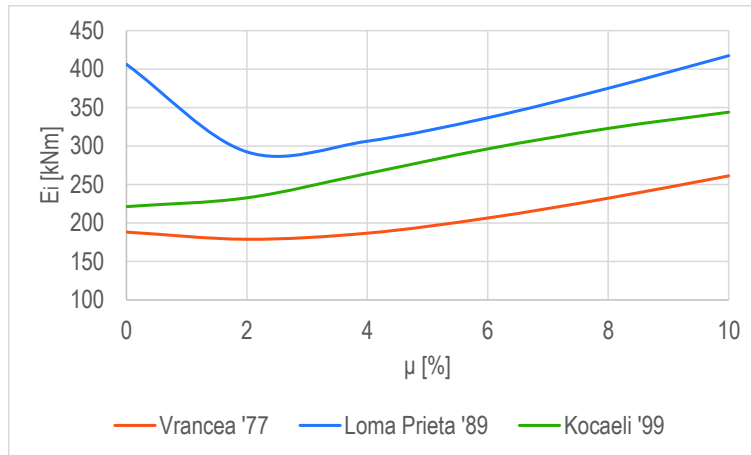


Fig. 4.1.10 Energia seismică de input maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$

Echiparea cu sistem PTMD având $\mu=10\%$ din masa structurii, adică valoarea maximă a recomandărilor din literatura de specialitate [41]–[43], [46] readuce valorile E_i ale structurii echipate la cele ale structurii de referință în cazul acțiunii seismice Loma Prieta. În cazul cutremurului Vrancea, valoarea energiei maxime de input scade odată cu adăugarea sistemului PTMD ($\mu = 2\%$), dar pe măsură ce crește masa adăugată ($\mu = 4\% \div 10\%$) și valorile energiei cresc. Pentru cutremurul Kocaeli în schimb, valorile energiei seismice de input cresc odată cu creșterea masei adăugate m_d a sistemului PTMD, indiferent de gradul de echipare ($\mu = 2\% \div 10\%$).

Aplicarea criteriului energetic propus - valoarea minimă a energiei de input seismic (Fig. 4.1.10) - conduce, în cazul structurii cu cinci niveluri, la valoarea $\mu_{opt} = 2\%$ pentru cutremurele Vrancea și Loma Prieta, iar pentru cutremurul Kocaeli valoarea minimă a acesteia se atinge în cazul structurii neechipate.

Aplicarea criteriului curent – în funcție de deplasarea laterală minimă (a nivelului superior al structurii) - de stabilire a valorii optime a parametrului μ conduce la valoarea $\mu_{opt}=10\%$ pentru cutremurele Vrancea și Loma Prieta, iar în cazul cutremurului Kocaeli $\mu_{opt}=4\%$ (Fig 4.1.11).

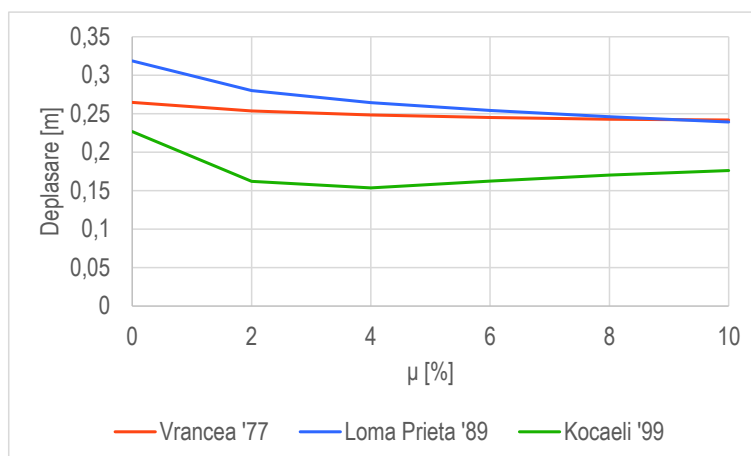


Fig. 4.1.11 Deplasări maxime pentru $\mu = (0 \div 10)\%$

lată cum, abordarea în termeni energetici a răspunsului seismic (în acest caz, în termeni de energie seismică de input E_i) poate constitui un nou criteriu (alături de deplasările laterale) de selectare optimă a masei adăugate m_d în raport cu masa m a structurii de referință (Fig. 4.1.12).

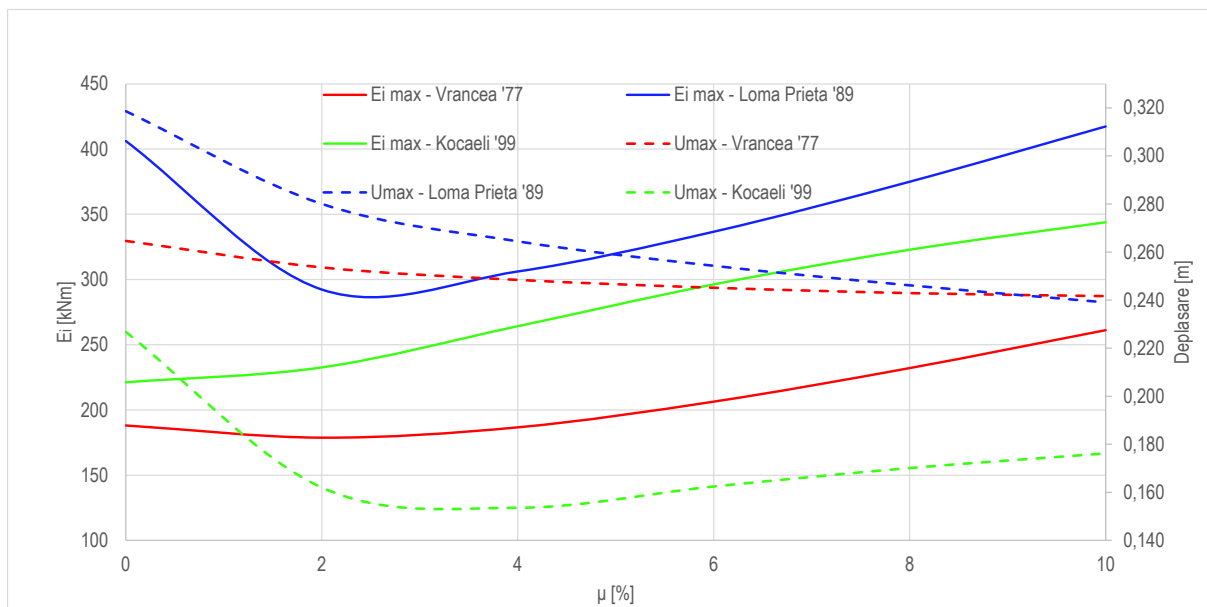


Fig. 4.1.12 Energia seismică de input maximă (liniile continue) și deplasarea maximă (liniile întrerupte) pentru $\mu = (0 \div 10)\%$

În continuare sunt prezentate variațiile valorilor maxime ale energiei seismice de input și a valorilor maxime ale deplasărilor laterale pentru structura de referință și cea echipată cu sistem PTMD ($\mu = 2\% \div 10\%$) pentru toate cele trei cutremure considerate: Vrancea 1977 (Fig. 4.1.13), Loma Prieta 1989 (Fig. 4.1.14) și Kocaeli 1999 (Fig. 4.1.15). O astfel de prezentare comparativă extinde (în domeniul energetic) validitatea evaluării optime a masei adăugate.

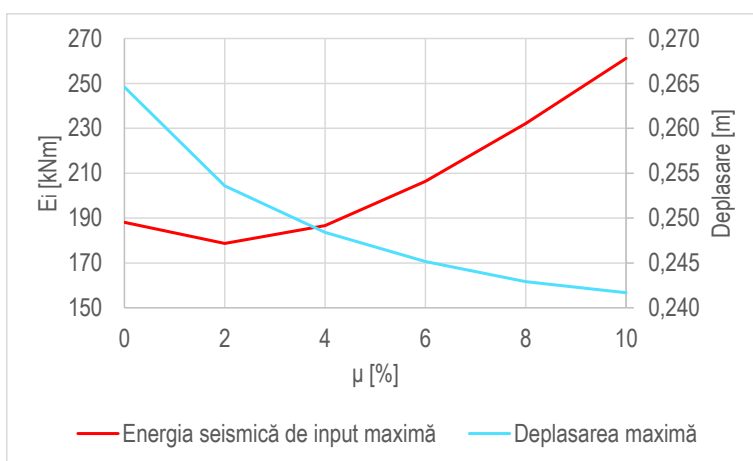


Fig. 4.1.13 Energia seismică de input maximă și deplasarea maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$ - Vrancea '77

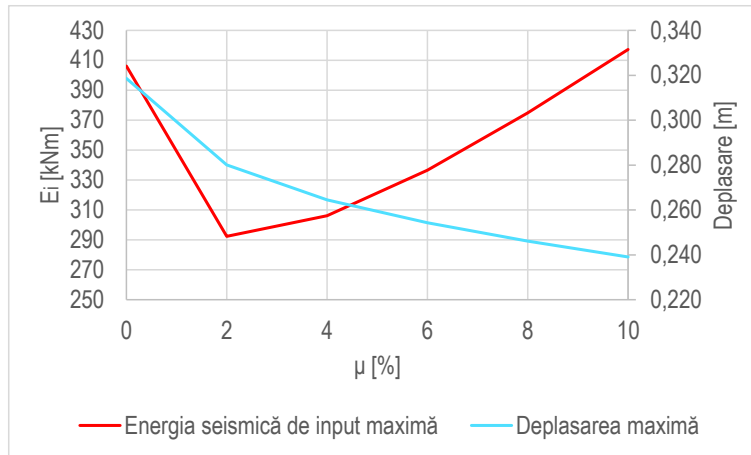


Fig. 4.1.14 Energia seismică de input maximă și deplasarea maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$ - Loma Prieta '89

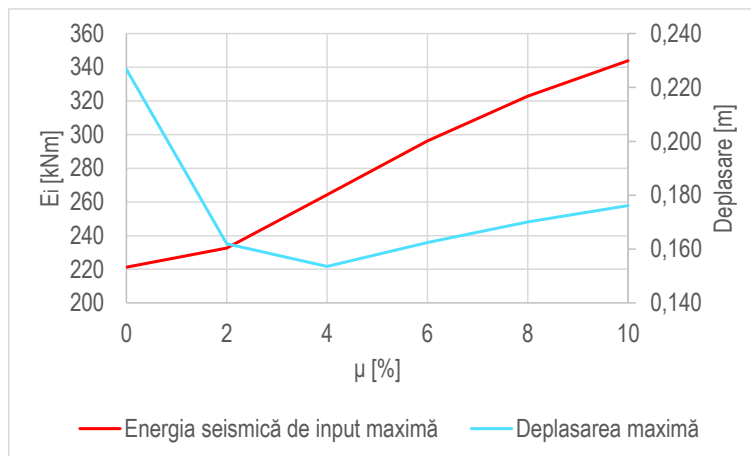


Fig. 4.1.15 Energia seismică de input maximă și deplasarea maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$ - Kocaeli '99

Extinderea în domeniul energetic a evaluării optime propusă de autorul tezei nu are ca obiectiv combaterea tehnicii deplasărilor laterale ci completarea acesteia cu un criteriu (energetic) mai cuprinzător prin natura lui sintetică. Trecând la rezultatele numerice propriu-zise (Fig. 4.1.10 ÷ Fig. 4.1.15), se constată o anumită îngustime/simplicitate a evaluării exclusive folosind criteriul deplasării laterale. Acest criteriu (deplasări laterale) conduce la concluzia, deloc surprinzătoare: cu cât masa adăugată este mai mare, cu atât deplasările laterale sunt mai mici atunci când perioadele T_1 și T_c sunt apropiate. Ce relevă în plus criteriul energetic de evaluare? În primul rând, criteriul energetic „atenționează” că creșterea masei de la m la $(m+m_d)$ atrage o cantitate mai mare de energie seismică de input. În al doilea rând, referirea exclusiv la energia seismică de input evidențiază necesitatea extinderii studiului asupra capacității E_d de absorbție energetică a structurii – un indicator mai cuprinzător decât cantitatea E_i de energie seismică de input. Criteriul capacității de absorbție energetică urmează să fie prezentat în cadrul acestui subcapitol.

Structura cu 10 niveluri

În cazul structurii cu zece niveluri, gradarea perioadelor (propriei T_1 și, respectiv predominante T_c) este prezentată în Tabelul 7.

Tabel 7 Gradarea perioadelor fundamentale de vibrație T_1 și a perioadelor predominante T_c ale acțiunilor seismice

Structura analizată	Vrancea, 1977	Loma Prieta, 1989	Kocaeli, 1999	REF	PTMD 2%	PTMD 4%	PTMD 6%	PTMD 8%	PTMD 10%
$T_1; T_c$ [s]	1,16	1,18	1,40	1,47	1,67	1,77	1,85	1,92	1,99

Variația energiei seismice de input în timp pentru cele trei cutremure considerate este prezentată în Figura 4.1.16.

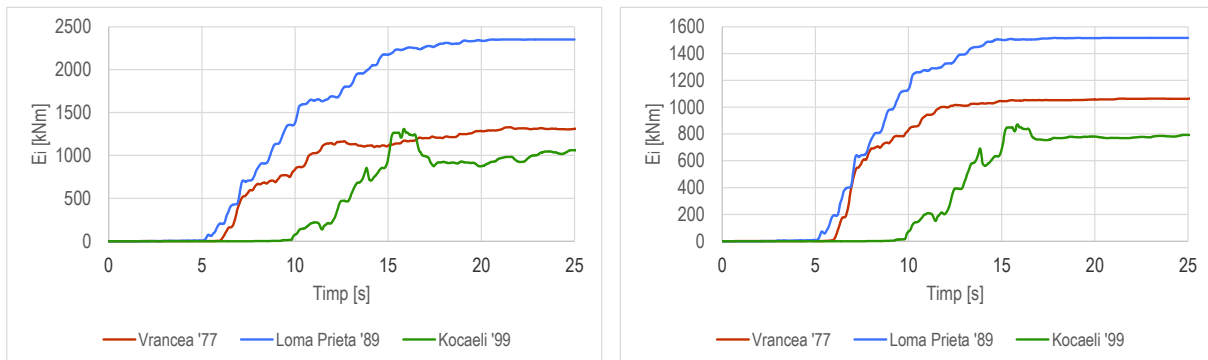


Fig. 4.1.16a E_i pentru structura de referință

Fig. 4.1.16b E_i pentru structura echipată cu PTMD 2%

Se constată că atât în cazul structurii de referință (Fig. 4.1.16a) cât și în cazul structurii echipate cu sistem PTMD (Fig. 4.1.16b – Fig. 4.1.16f), variația energiei de input seismic E_i este puternic influențată atât de raportul T_c/T_1 și de valoarea de vârf a_g a accelerației terenului cât și de durata intensității mari a mișcării terenului. Un cutremur mai slab (Loma Prieta; $a_g=0,24g$), cu perioada predominantă mai îndepărtată de perioada fundamentală de vibrație a structurii, dar cu o durată mai lungă a intensității seismice mari induce acesteia o cantitate de energie mai mare decât un cutremur mai puternic (Kocaeli; $a_g=0,33g$) cu perioada predominantă mai apropiată de perioada proprie a structurii. Între două cutremure având perioade predominante apropiate (Vrancea – 1,16s și Loma Prieta – 1,18s), factorul decisiv în cantitatea de energie seismică indusă structurii de referință este valoarea de vârf a accelerației seismice (Vrancea – 0,2g și Loma Prieta – 0,24g). Din Figura 4.1.16 putem extrage două concluzii referitor la efectul sistemului PTMD, și anume: cantitatea de energie seismică indusă structurii este mai mică atunci când perioada fundamentală a structurii este mai mare decât perioada predominantă a cutremurului și efectul masei adăugate este maxim atunci când T_1 este apropiată de T_c .

În continuare, sunt prezentate rezultatele numerice asociate structurii cu zece niveluri și echipată progresiv cu sisteme PTMD având $\mu = 4\%$, 6% , 8% și, respectiv 10% (Fig. 4.1.16c ÷ Fig. 4.1.16f).

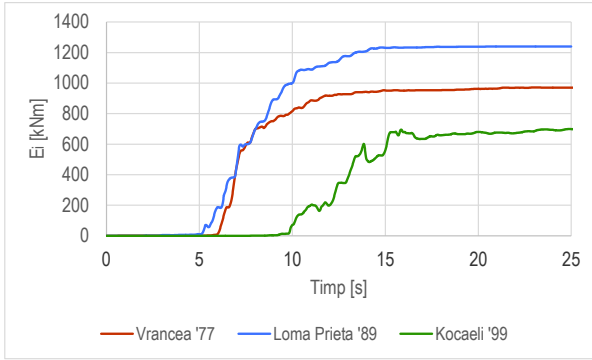


Fig. 4.1.16c Ei pentru structura echipată cu PTMD 4%

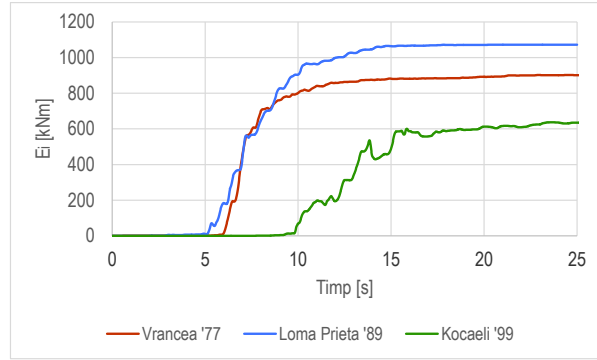


Fig. 4.1.16d Ei pentru structura echipată cu PTMD 6%

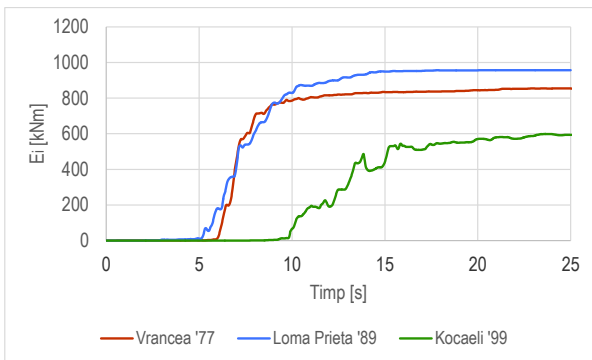


Fig. 4.1.16e Ei pentru structura echipată cu PTMD 8%

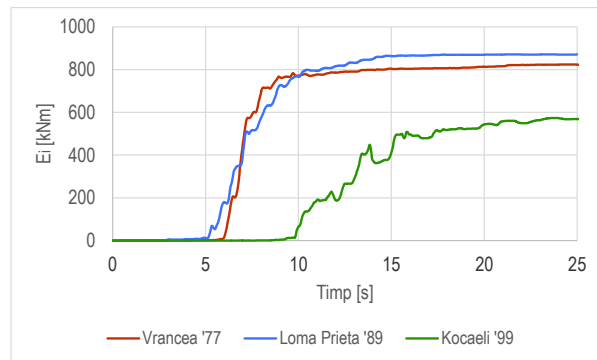


Fig. 4.1.16f Ei pentru structura echipată cu PTMD 10%

Fig. 4.1.16 Energia seismică de input în cazul structurii cu 10 niveluri

Se constată o tendință de scădere a cantității de energie seismică indusă structurii odată cu echiparea cu sistem PTMD. Luând în considerare perioadele T_1 și T_c putem concluziona că, în acest caz, creșterea perioadelor proprii fundamentale conduce la scăderea cantității de energie seismică de input.

În continuare, este evidențiată variația energiei de input seismic în raport cu gradul de echipare $\mu = m_d/m$ și acțiunea seismică (Fig. 4.1.17 ÷ Fig. 4.1.19). Iată o gradare a cantității energiei de input seismic E_i în funcție de raportul $\mu = m_d/m$ adică, în funcție de perioada proprie fundamentală T_1 .

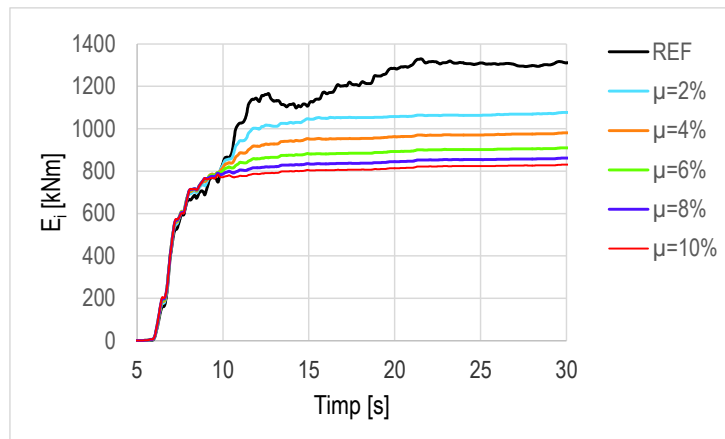


Fig. 4.1.17 Energia seismică de input în cazul structurii cu 10 niveluri acționată de cutremurul Vrancea 1977

În cazul acțiunii seismice Vrancea 1977 (Fig. 4.1.17), structuri flexibile (prin creșterea masei adăugate și, implicit a perioadei T_1) i se induce o cantitate tot mai mică de energie seismică. Acest cutremur induce structuri echipate cu sistem PTMD având $\mu=2\%$ (valoarea minimă considerată în acest studiu) o cantitate de energie seismică $E_i = 1080$ kNm, mai mică cu 18% decât cantitatea E_i indusă structuri neechipate (1315 kNm), iar pentru $\mu = 10\%$ (valoarea maximă recomandată) cantitatea de energie se reduce cu cca. 35% față de structura de referință.

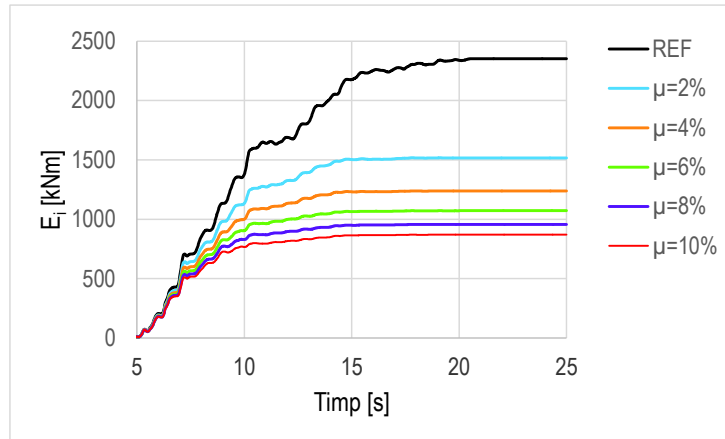


Fig. 4.1.18 Energia seismică de input în cazul structurii cu 10 niveluri acționată de cutremurul Loma Prieta 1989

În cazul acțiunii seismice Loma Prieta 1989 se constată aceeași gradare a cantității de energie seismică indusă (Fig. 4.1.18): în ipostazele mai flexibile ale structurii se reduce cantitatea de energie indusă de acțiunea seismică. Pentru structura echipată cu o masă adăugată relativ mică ($\mu = 2\%$) cantitatea de energie seismică $E_i = 1517$ kNm este cu cca. 35% mai mică decât cantitatea de energie indusă structuri neechipate (2350 kNm), iar pentru cazul de echipare $\mu = 10\%$, cantitatea de energie se reduce cu aproximativ 65% față de cazul structurii de referință.

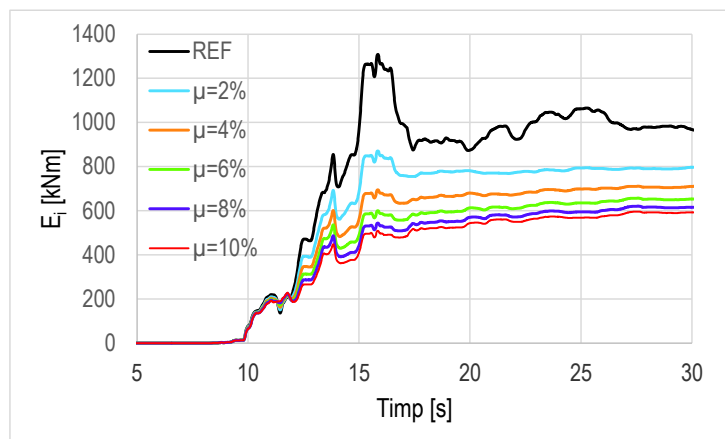


Fig. 4.1.19 Energia seismică de input în cazul structurii cu 10 niveluri acționată de cutremurul Kocaeli 1999

Cutremurul Kocaeli 1999 induce structurii echipate având $\mu = 2\%$ o cantitate de energie seismică $E_i = 800$ kNm, mai mică cu 17% decât cantitatea E_i indusă structurii neechipate (965 kNm), iar pentru $\mu=10\%$ cantitatea de energie se reduce cu cca. 40% față de structura de referință (Fig. 4.1.19).

Pentru toate cazurile analizate se constată o tendință de scădere a cantității de energie seismică de input a structurii echipate cu sistem PTMD față de structura de referință. Iată cum echiparea cu sistem PTMD conduce la reducerea răspunsului seismic - în acest caz în termeni de energie seismică de input E_i .

În Figura 4.1.20 este prezentată variația valorilor maxime ale energiei de input seismic, iar în Figura 4.1.21 este prezentată variația valorilor maxime ale deplasărilor laterale în raport cu parametrul μ de echipare pentru structura cu zece niveluri.

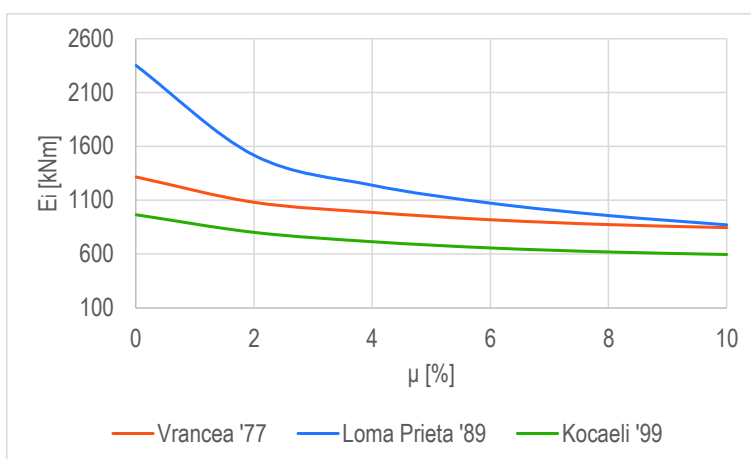


Fig. 4.1.20 Energia seismică de input maximă pentru $\mu=(0 \div 10)\%$

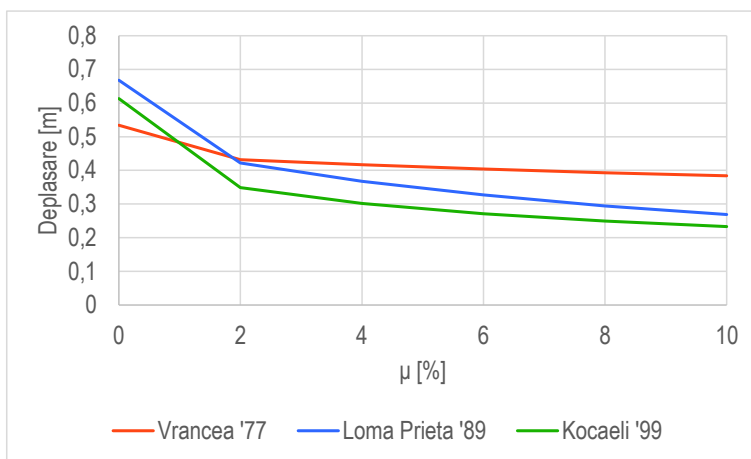


Fig. 4.1.21 Deplasări maxime pentru $\mu = (0 \div 10)\%$

Se observă o tendință de scădere atât a cantității de energie seismică indusă structurii (Fig. 4.1.20), cât și a deplasărilor laterale maxime (Fig. 4.1.21) odată cu creșterea gradului de echipare μ .

Se constată că atât aplicarea criteriului energetic propus - valoarea minimă a energiei de input seismic - cât și aplicarea criteriului curent - valoarea minimă a deplasării laterale - conduce, în cazul structurii cu zece niveluri, la valoarea $\mu_{opt} = 10\%$ pentru toate cele trei cutremure considerate (Fig. 4.1.20 ÷ Fig. 4.1.25).

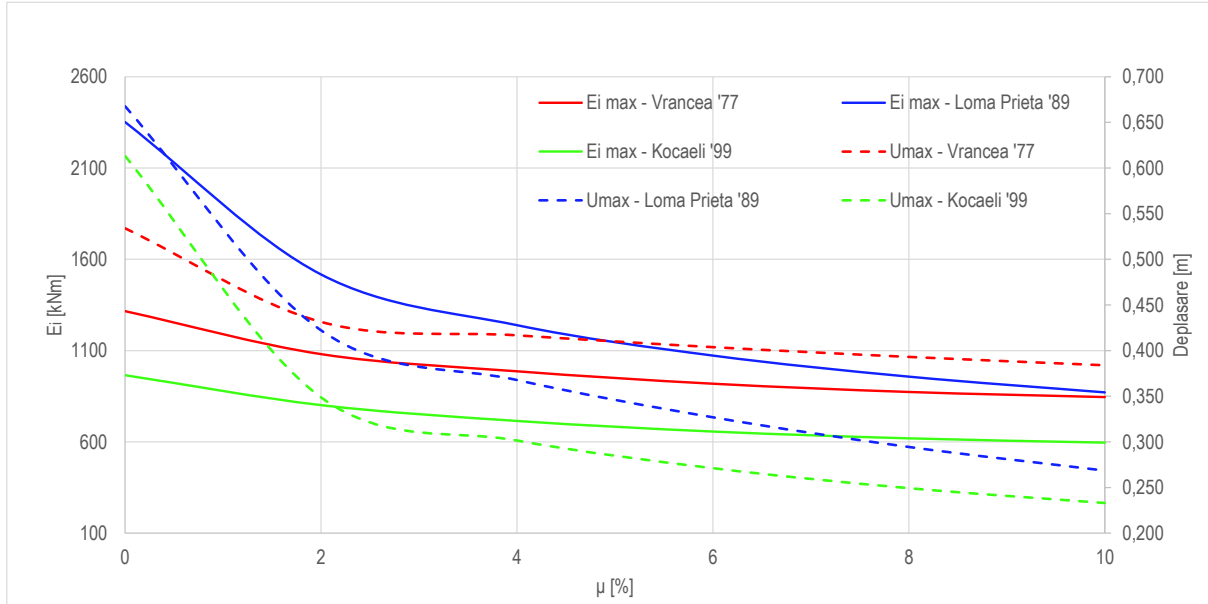


Fig. 4.1.22 Energia seismică de input maximă (liniile continue) și deplasarea maximă (liniile întrerupte) pentru $\mu = (0 \div 10)\%$

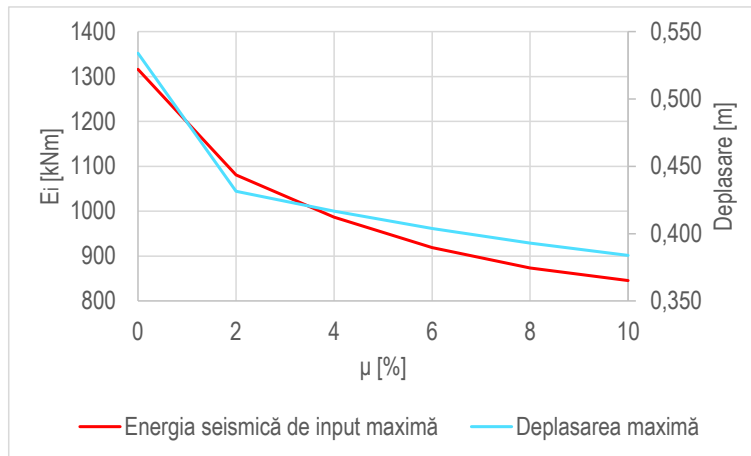


Fig. 4.1.23 Energia seismică de input maximă și deplasarea maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$ - Vrancea '77

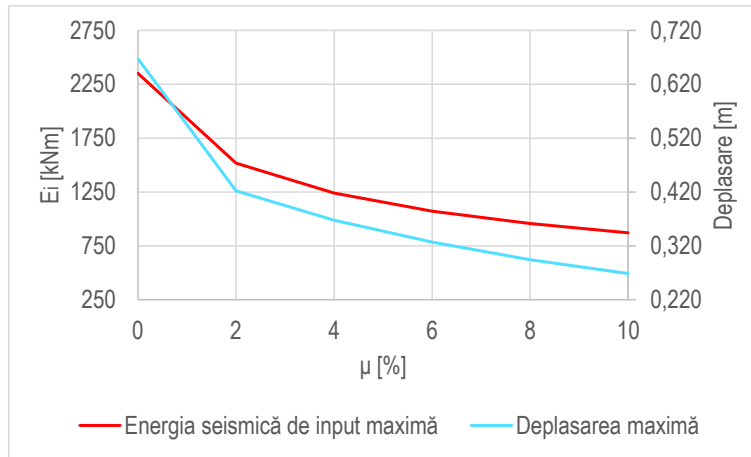


Fig. 4.1.24 Energia seismică de input maximă și deplasarea maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$ - Loma Prieta '89

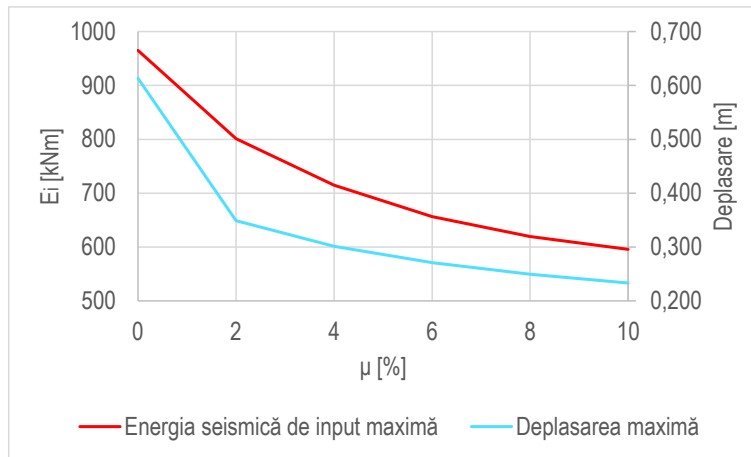


Fig. 4.1.25 Energia seismică de input maximă și deplasarea maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$ - Kocaeli '99

Structura cu 15 niveluri

În cazul structurii cu cincisprezece niveluri, gradarea perioadelor proprii fundamentale T_1 și a perioadelor predominante T_c este prezentată în Tabelul 8.

Tabel 8 Gradarea perioadelor fundamentale de vibrație T_1 și a perioadelor predominante T_c ale acțiunilor seismice

Structura analizată	Vrancea, 1977	Loma Prieta, 1989	Kocaeli, 1999	REF	PTMD 2%	PTMD 4%	PTMD 6%	PTMD 8%	PTMD 10%
T_1, T_c [s]	1,16	1,18	1,40	1,75	2,00	2,13	2,24	2,34	2,43

Variația energiei seismice de input în timp (Fig. 4.1.26) este prezentată comparativ pentru cele trei cutremure considerate atât pentru structura de referință (Fig. 4.1.26a) cât și pentru structura echipată cu

sistem de protecție seismică de tip masă adăugată pasivă (Fig. 4.1.26b ÷ Fig. 4.1.26f) similar structurilor cu cinci și zece niveluri.

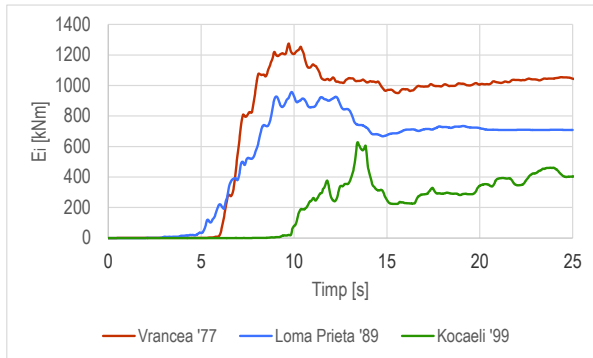


Fig. 4.1.26a E_i pentru structura de referință

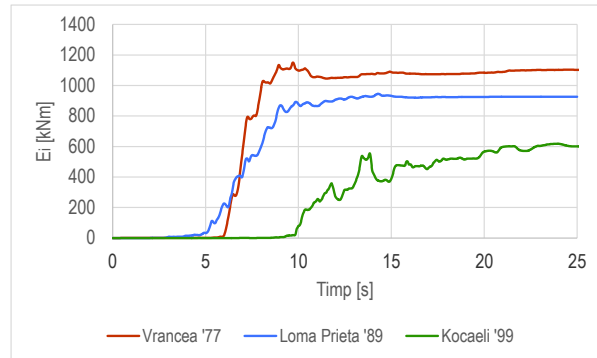


Fig. 4.1.26b E_i pentru structura echipată cu PTMD 2%

În ambele situații se constată că variația energiei de input seismic E_i este puternic influențată de perioada predominantă T_c raportată la perioada fundamentală T_1 . În toate cazurile (structura de referință sau structura echipată), perioadele T_1 sunt mai mari decât perioadele T_c . Un cutremur mai slab (Vrancea '77; $a_g=0,2g$) având perioada predominantă cea mai îndepărtată de perioada fundamentală de vibrație a structurii induce acesteia cantitatea de energie E_i cea mai mare, pe când un cutremur puternic (Kocaeli '99; $a_g=0,35g$) cu perioada predominantă mai apropiată de perioada T_1 a structurii, induce acesteia o cantitate mai mică de energie seismică. Această gradare se menține chiar și după echiparea structurii cu sistem PTMD (Fig. 4.1.26b).

În continuare, sunt prezentate rezultatele numerice asociate structurii cu cincisprezece niveluri și echipată progresiv cu sisteme PTMD având $\mu=4\%$, 6% , 8% și, respectiv 10% (Fig. 4.1.26c ÷ Fig. 4.1.26f).

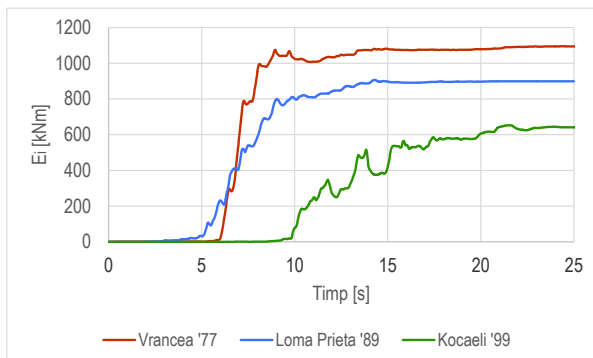


Fig. 4.1.26c E_i pentru structura echipată cu PTMD 4%

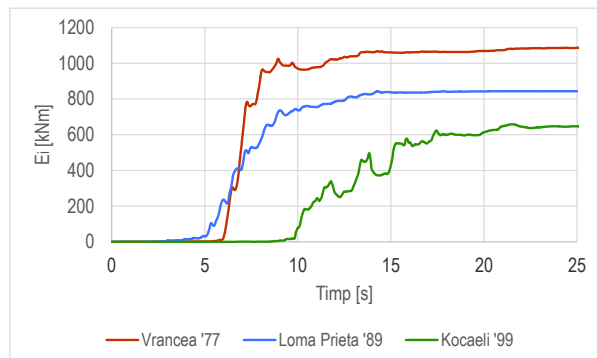


Fig. 4.1.26d E_i pentru structura echipată cu PTMD 6%

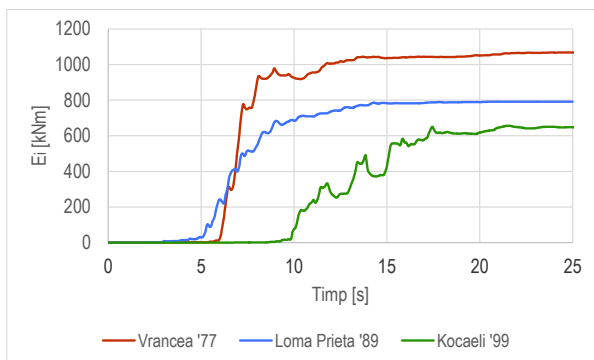


Fig. 4.1.26e E_i pentru structura echipată cu PTMD 8%

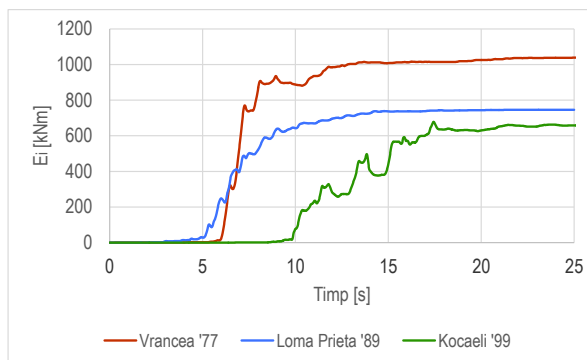


Fig. 4.1.26f E_i pentru structura echipată cu PTMD 10%

Fig. 4.1.26 Energia seismică de input în cazul structurii cu 15 niveluri

Relaționarea cantității de energie seismică de input (a tuturor celor trei acțiuni seismice) cu gradul de echipare cu sisteme PTMD, luând în considerare perioadele (predominante, și, respectiv fundamentale) conduce la concluzia că pe măsură ce perioadele proprii ale structurii se îndepărtează de perioadele predominante ale cutremurelor, efectul masei adăugate nu mai este atât de mare. Se observă totuși o tendință de scădere a valorilor energiei seismice de input odată cu creșterea masei adăugate în intervalul de timp cu a_g maxim.

Variația energiei de input seismic în raport cu gradul de echipare $\mu = m_d/m$ este evidențiată în Fig. 4.1.27 ÷ Fig. 4.1.29.

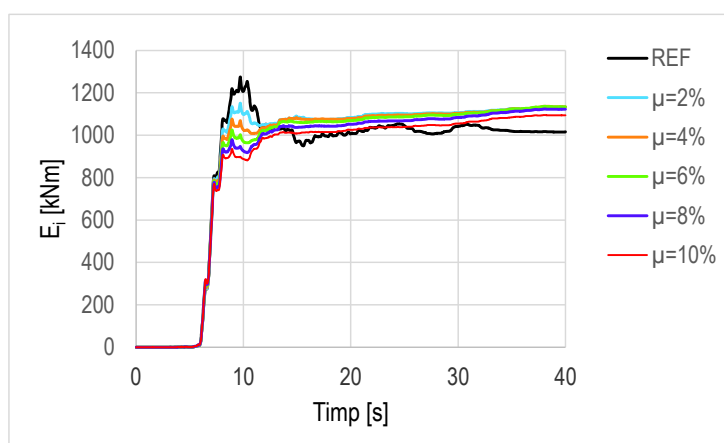


Fig. 4.1.27 Energia seismică de input în cazul structurii cu 15 niveluri acționată de cutremurul Vrancea 1977

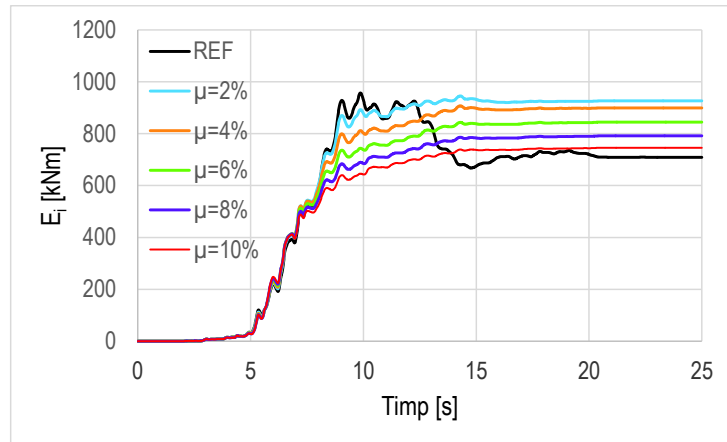


Fig. 4.1.28 Energia seismică de input în cazul structurii cu 15 niveluri acționată de cutremurul Loma Prieta 1989

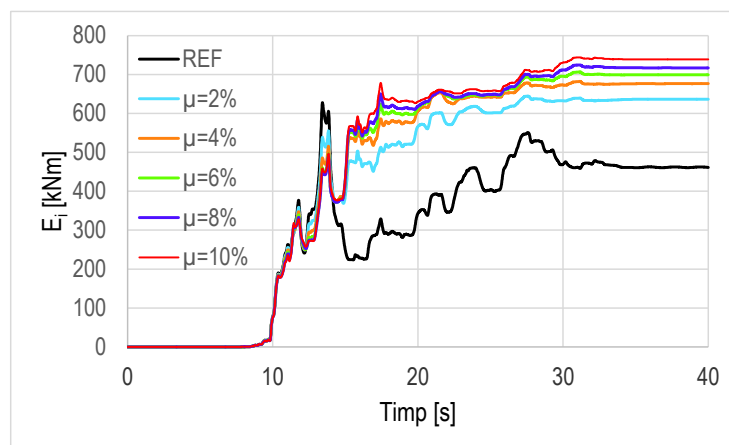


Fig. 4.1.29 Energia seismică de input în cazul structurii cu 15 niveluri acționată de cutremurul Kocaeli 1999

În toate situațiile se observă o tendință de scădere a energiei seismice indusă structurii în momentul de intensitate maximă al cutremurului pentru structura echipată, dar spre sfârșitul cutremurului situația se inversează. În cazul cutremurelor Vrancea și Loma Prieta, cu perioadele predominante T_c mai îndepărtate de perioadele proprii T_1 , variația energiei seismice indusă structurii echipate este mică față de cea indusă structurii de referință (Fig. 4.1.27 și Fig. 4.1.28). Pentru situația acțiunii seismice Kocaeli cu perioada predominantă T_c cea mai apropiată de perioada T_1 a structurii, diferența între cantitatea de energie indusă structurii echipate și celei de referință este mai mare (Fig. 4.1.29).

O variație a valorilor maxime ale energiei de input seismic E_i la finalul cutremurelor în raport cu parametrul μ de echipare este prezentată în Figura 4.1.30 pentru structura cu cincisprezece niveluri.

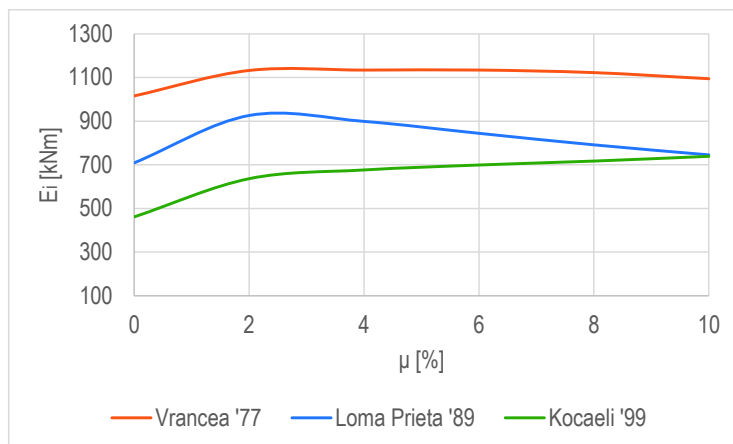


Fig. 4.1.30 Energia seismică de input maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$

Prin echiparea cu sistem PTMD tendința este de creștere a energiei seismice de input. În cazul acțiunilor seismice Vrancea și Loma Prieta, echiparea structurii cu un sistem PTMD având $\mu=10\%$ din masa structurii, reduce valorile E_i la cele ale structurii de referință.

Aplicarea criteriului energetic propus - valoarea minimă a energiei de input seismic (Fig. 4.1.30) - conduce, în cazul structurii cu cincisprezece niveluri la concluzia că solicitarea seismică minimă, pentru toate cele trei cutremure analizate, se atinge în situația structurii neechipate cu sistem PTMD (structura de referință).

Aplicarea criteriului curent – în funcție de deplasarea laterală minimă - de stabilire a valorii optime a parametrului μ conduce la valoarea $\mu_{opt}=10\%$ pentru toate cutremurele considerate (Fig 4.1.31).

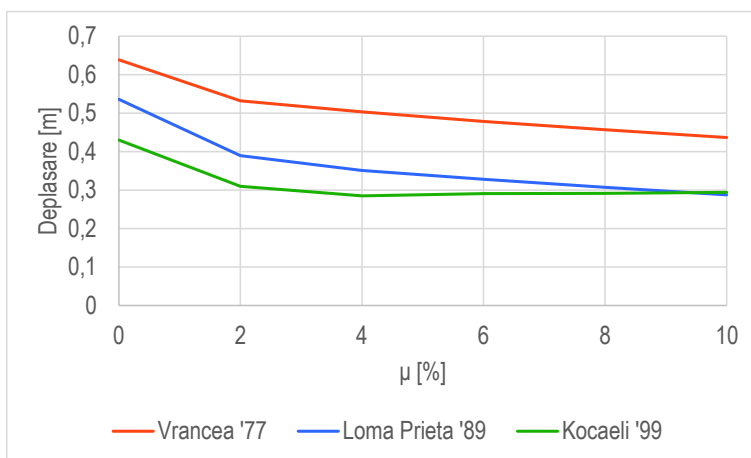


Fig. 4.1.31 Deplasări maxime pentru $\mu = (0 \div 10)\%$

Iată cum, abordarea în termeni energetici a răspunsului seismic (în acest caz, în termeni de energie seismică de input E_i) poate constitui un nou criteriu (alături de deplasările laterale) de selectare a masei adăugate m_d în raport cu masa m a structurii de referință. Valorile maxime ale energiilor seismice de input și a deplasărilor laterale maxime sunt prezentate comparativ pentru structura de referință și structura protejată seismic cu sistem PTMD pentru toate cele trei cutremure în Fig. 4.1.32 ÷ Fig. 4.1.35.

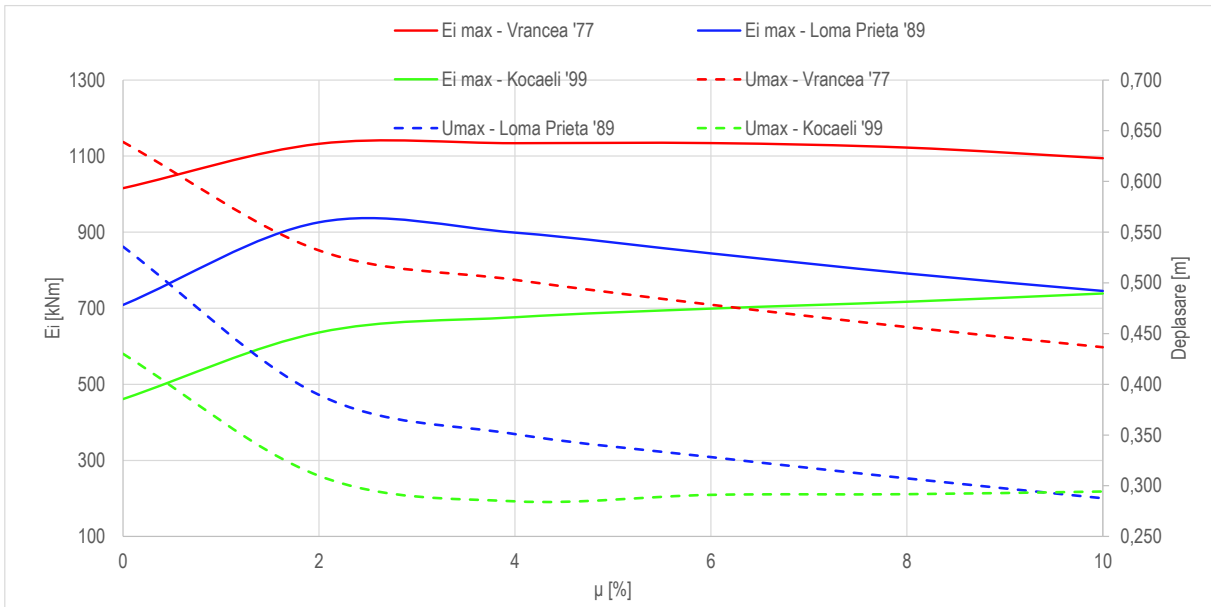


Fig. 4.1.32 Energia seismică de input maximă (liniile continue) și deplasarea maximă (liniile întrerupte) pentru $\mu = (0 \div 10)\%$

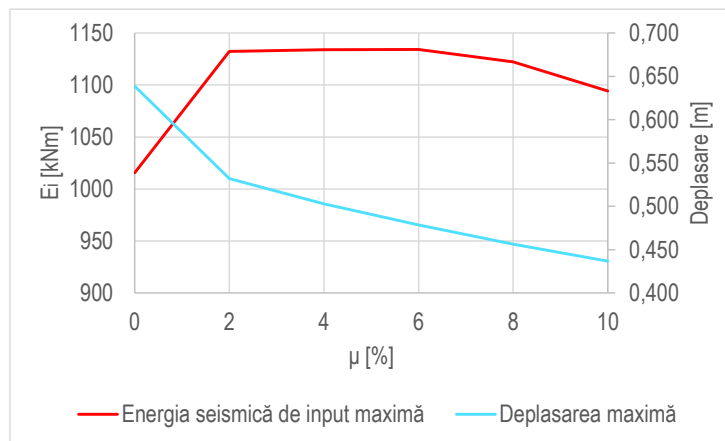


Fig. 4.1.33 Energia seismică de input maximă și deplasarea maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$ - Vrancea '77

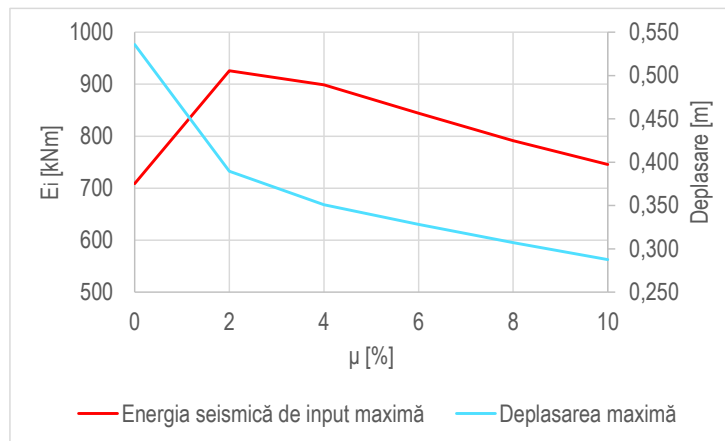


Fig. 4.1.34 Energia seismică de input maximă și deplasarea maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$ - Loma Prieta '89

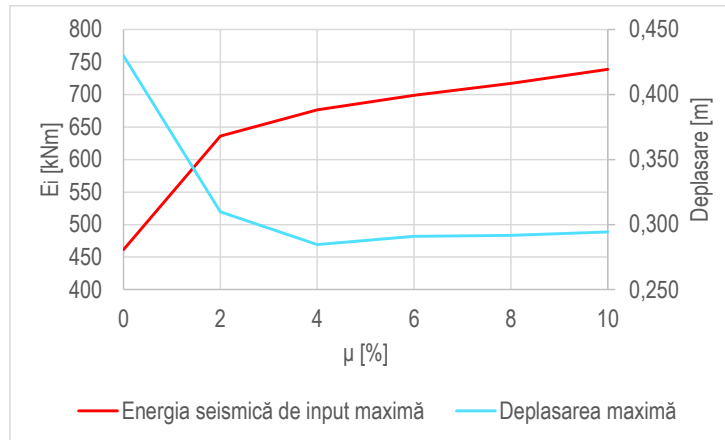


Fig. 4.1.35 Energia seismică de input maximă și deplasarea maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$ - Kocaelli '99

Autorul tezei evidențiază, din nou, monotonia criteriului deplasări laterale minime: reducerea deplasărilor laterale este într-o relație directă cu creșterea valorii masei adăugate. În acest context, criteriul energie seismică de input E_i este, cel puțin, mai expresiv prin evidențierea consecinței energetice a creșterii masei adăugate. Studiind relația cvasi-monotonă μ - deplasare laterală se constată o obturare a faptului că structurile de referință (neechipate cu sisteme PTMD) au perioade proprii fundamentale T_1 relativ apropiate de perioadele predominante ale acțiunilor seismice în timp ce perioadele fundamentale proprii ale structurilor echipate se îndepărtează continuu de valorile perioadelor preeminante ale acțiunilor seismice (Tab. 6 ÷ 8). Energia E_i indusă structurii și componentele structurale E_k , E_s , E_d ale acesteia sunt – în schimb – concepte care pot sintetiza elemente ale stării cinematice (deplasări laterale) și caracteristici dinamice (perioade proprii).

Exprimarea energetică a efectului echipării cu sisteme PTMD evidențiază simplu și direct rolul acestui sistem în „degrevarea” structurii propriu-zise de necesitatea de a susține componentele de energie cinetică E_k – generatoare de mișcare și de energie potențială E_s – generatoare de deformații (Fig. 4.1.36 ÷ 4.1.47). Rezultatele sunt prezentate comparativ pentru structura de referință și structura echipată.

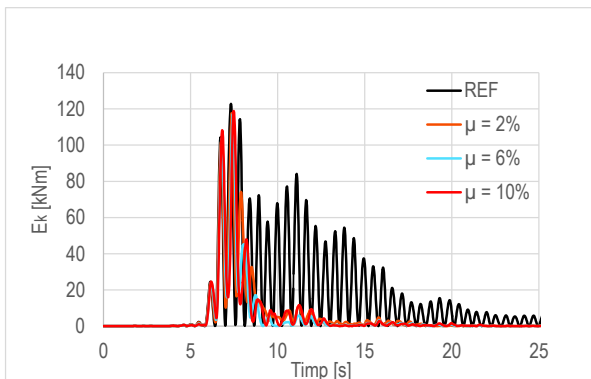


Fig. 4.1.36 E_k – 5 niveluri – Vrancea '77

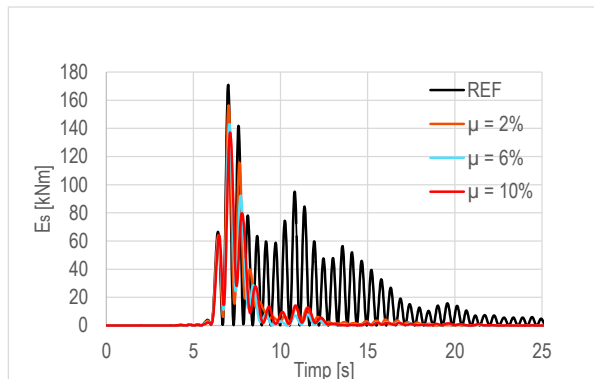


Fig. 4.1.37 E_s – 5 niveluri – Vrancea '77

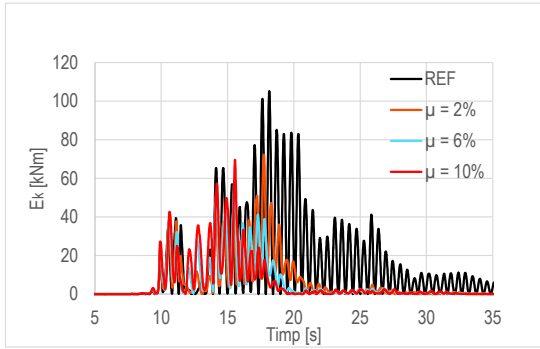


Fig. 4.1.38 E_k – 5 niveluri – Kocaeli '99

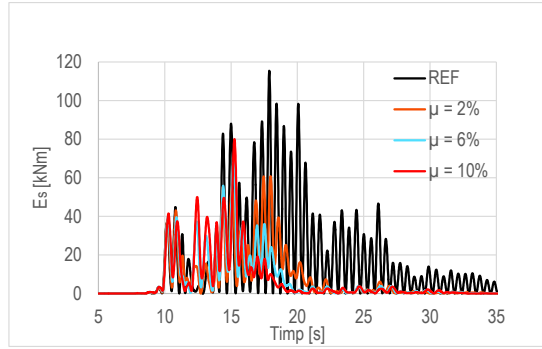


Fig. 4.1.39 E_s – 5 niveluri – Kocaeli '99

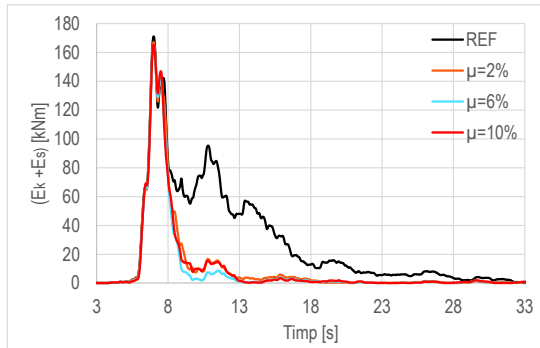


Fig. 4.1.40 $(E_k + E_s)$ – 5 niveluri – Vrancea '77

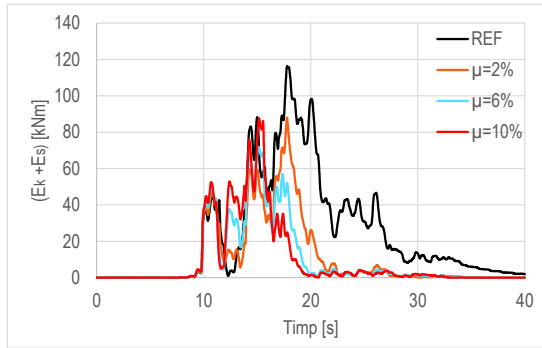


Fig. 4.1.41 $(E_k + E_s)$ – 5 niveluri – Kocaeli '99

În continuare sunt prezentate rezultatele asociate structurii cu zece niveluri.

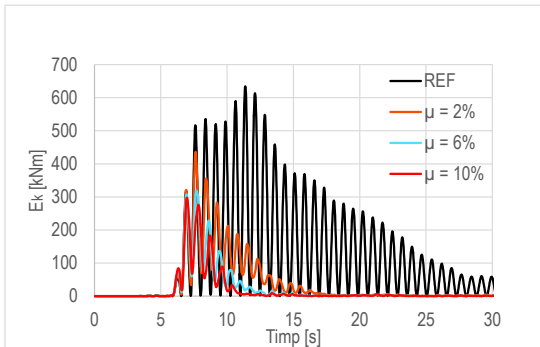


Fig. 4.1.42 E_k – 10 niveluri – Vrancea '77

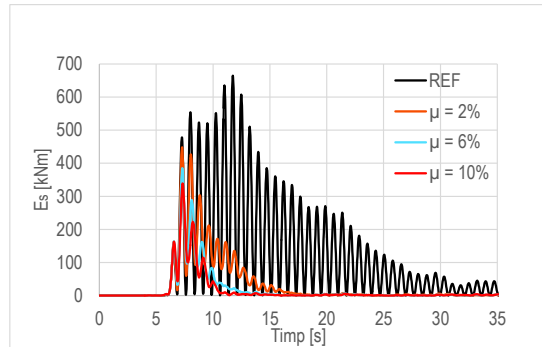


Fig. 4.1.43 E_s – 10 niveluri – Vrancea '77

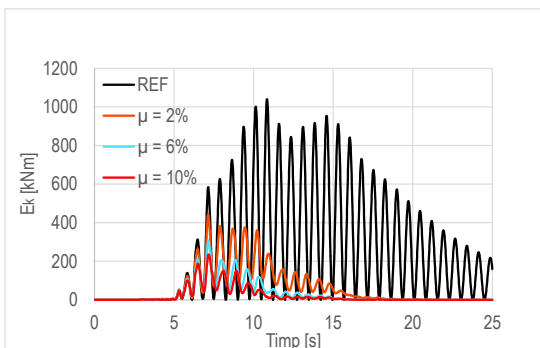


Fig. 4.1.44 E_k – 10 niveluri – Loma Prieta '89

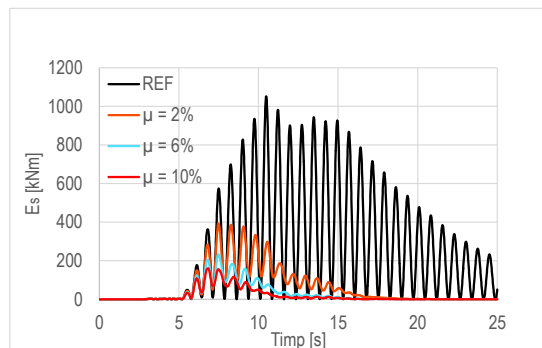


Fig. 4.1.45 E_s - 10 niveluri – Loma Prieta '89

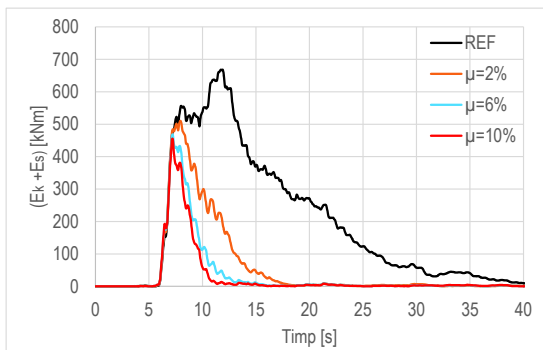


Fig. 4.1.46 ($E_k + E_s$) – 10 niveluri – Vrancea '77

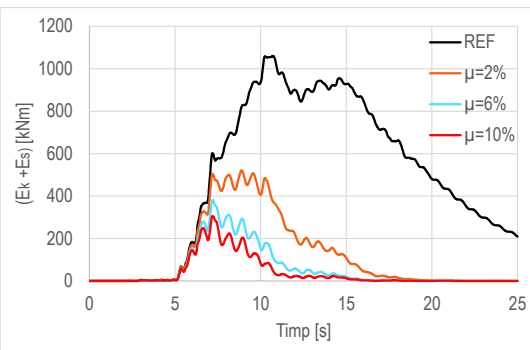


Fig. 4.1.47 ($E_k + E_s$) – 10 niveluri – Loma Prieta '89

În cazul structurilor echipate cu sistem PTMD (având μ cuprins între 2% și 10%) se constată o scădere considerabilă (în comparație cu valorile asociate structurilor de referință) a valorilor maxime a acestor energii (cinetică - E_k și de deformație elastică - E_s), dar mai ales a intervalului de timp în care aceste valori sunt pregnante. Acest lucru conduce automat la scăderea gradului de avariere a structurii. O altă concluzie care se poate extrage din aceste rezultate este aceea că efectul masei adăugate este mai pronunțat atunci când perioada fundamentală a structurii T_1 este mai mică decât perioada predominantă a cutremurului T_c , dar apropiate. Cu cât cantitatea de energie înmagazinată în structură E_{st} are valori mai reduse, cu atât starea de vibrație, și implicit solicitarea structurii este mai mică. Rezultă că diminuarea acestei cantități de energie în cazul structurilor echipate reflectă aportul sistemului PTMD la reducerea valorică și în timp a stării vibratorii. Iată cum componentele energetice E_k , E_s și E_{st} exprimă efectele complexe ale acestui echipament de protecție seismică: pe de o parte masa adăugată reduce cantitativ energia înmagazinată E_{st} generatoare de mișcare și deformații iar, pe de altă parte, masa adăugată reduce durata intervalului de timp în care mișcarea vibratorie are valori semnificative. Astfel, și din acest punct de vedere, se constată cuprinderea mai largă și versatilitatea mai accentuată a criteriului energetic față de criteriul deplasărilor laterale.

Dar rolul echipării cu sisteme PTMD este exprimat în modul cel mai adecvat de către variația necesarului de capacitate de absorbție energetică E_d a structurii echipate, aceasta constituind însăși esența și fundamentul proiectării structurilor acționate seismic.

Asigurarea necesarului de capacitate de absorbție energetică E_d

Ce înseamnă de fapt „capacitate de absorbție energetică”? În cazul structurii ne-echipate înseamnă capacitatea structurii propriu-zise de a absorbi și disipa energie seismică prin amortizarea inerentă cu care aceasta este înzestrată. Dacă nu ar exista această amortizare, vibrațiile s-ar menține în structură pentru totdeauna. Sigur că un anumit grad de amortizare inerentă există întotdeauna, însă valoarea exactă a acesteia nu poate fi determinată cu acuratețe, dar, se poate totuși aproxima, ținând cont de anumiți parametri precum: materialul de bază al construcției, frecvența primului mod de vibrație, înălțimea clădirii. Conform studiilor și a codurilor de proiectare, în cazul structurilor din oțel, fracțiunea de amortizare critică ζ recomandată în analizele structurale este cuprinsă între 0,5% și 7% [159]–[161]. În Tabelul 9 sunt prezentate valorile recomandate pentru structurile de oțel în câteva țări.

Tabel 9 Valori normate ale fracțiunii de amortizare critică ζ

Țara / Codul de proiectare	Solicitarea / Starea limită	Tipul structural / modul de îmbinare a elementelor structurale componente	Valoarea fracțiunii de amortizare critică ζ [%]
Australia (AS1170.2)	SLS	—	0,5 ÷ 1,0
		Îmbinări cu buloane	5,0
		Îmbinări prin sudură	2,0
China (GB50191-93)	—	Turnuri, antene	2,0
Franța	Gruparea fundamentală	Îmbinări cu buloane	0,8
		Îmbinări prin sudură	0,3
	Gruparea seismică	Îmbinări cu buloane	4,0
		Îmbinări prin sudură	2,0
Italia (Eurocod 1)	—	—	5,0
Germania (DIN 1055)	Încărcări din vânt	Îmbinări cu buloane	0,5-0,8
		Îmbinări prin sudură	0,3
Japonia	Gruparea fundamentală	—	1,0
	Gruparea seismică	—	2,0
Singapore	—	—	1,0
Suedia	—	—	0,9
SUA Centrale nucleare	Cutremure care permit funcționarea centralei	Îmbinări prin sudură	2,0
		Îmbinări cu buloane	4,0
	Cutremure care necesită închiderea centralei	Îmbinări prin sudură	4,0
		Îmbinări cu buloane	7,0

Aceste valori sunt stabilite din determinări practice, pentru anumite situații de încărcare/solicitare a structurii și din considerente de asigurare diferențiată a clădirilor. Acțiunea seismică „cere” ca o parte din cantitatea de energie seismică de input E_i să fie disipată prin amortizare. Valoarea E_d a capacității de absorbție a energiei seismice cerută structurii de cutremur depinde de acțiunea seismică, de structură, de relația $T_c \leftrightarrow T_1$, și, așa cum se arată în Fig. 4.1.48 ÷ Fig. 4.1.83 și de echiparea structurii cu dispozitive de disipare a energiei seismice. Prin utilizarea dispozitivelor de protecție seismică de tip PTMD se dorește reducerea cerințelor pe care structura propriu-zisă trebuie să le îndeplinească.

Dependența necesarului de capacitate de absorbție energetică de cantitatea de energie seismică de input

Este de așteptat ca unei structuri căreia i se induce o cantitate mare de energie seismică E_i să i se ceară o capacitate mare E_d de absorbție și disipare a acestei energii. Câteva rezultate numerice prezentate grafic (Fig. 4.1.48 ÷ 4.1.83) evidențiază și validează această dependență.

Structura cu 5 niveluri (Fig. 4.1.48 ÷ Fig. 4.1.59)

Variația în timp a energiei seismice de input și a necesarului de capacitate de absorbție energetică (E_d în cazul structurii de referință și ($E_{ds}+E_{dm}$) în cazul structurii echipate) este prezentată comparativ. În cazul solicitării seismice Vrancea 1977, rezultatele asociate structurii de referință sunt prezentate în Figura 4.1.48, iar pentru structura echipată cu sistem PTMD în Fig. 4.1.49 ÷ Fig. 4.1.51 ($\mu = 2\% \div 10\%$).

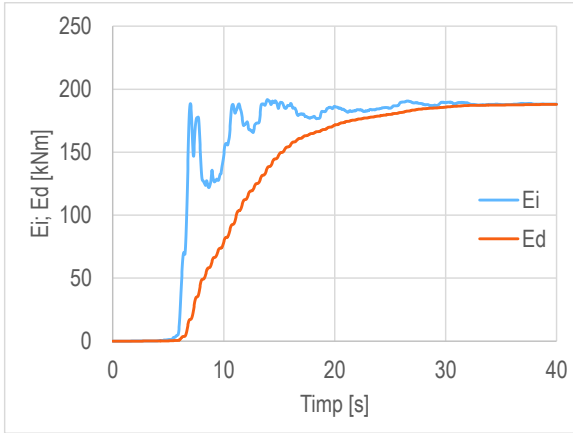


Fig. 4.1.48 E_i, E_d – Structura de referință - Vrancea '77

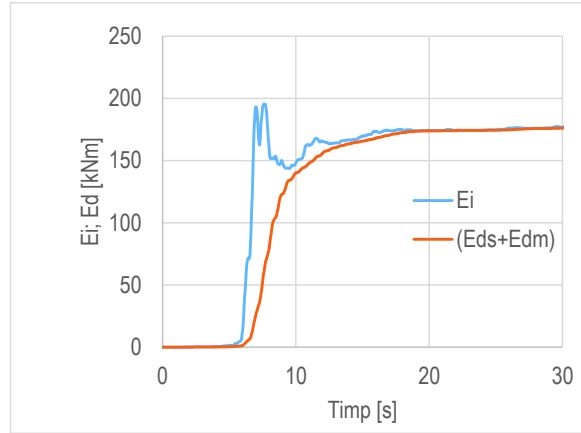


Fig. 4.1.49 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=2\%$ - Vrancea '77

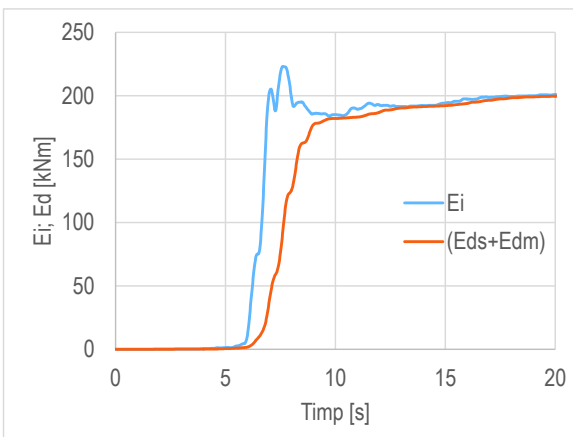


Fig. 4.1.50 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=6\%$ - Vrancea '77

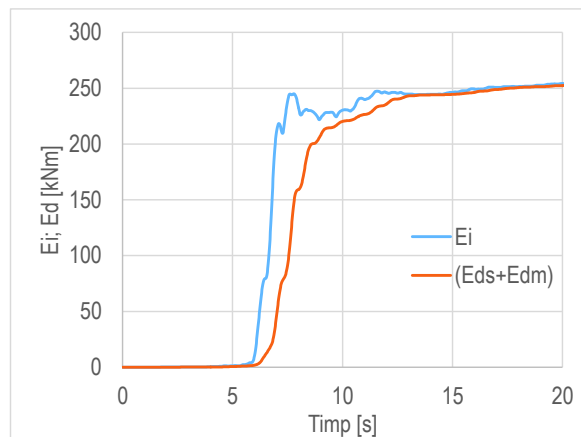


Fig. 4.1.51 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=10\%$ - Vrancea '77

În mod similar, sunt prezentate variațiile celor două componente (E_i, E_d) și în cazul acțiunilor seismice Loma Prieta (Fig. 4.1.52 ÷ Fig. 4.1.55) și Kocaeli (Fig. 4.1.56 ÷ Fig. 4.1.59).

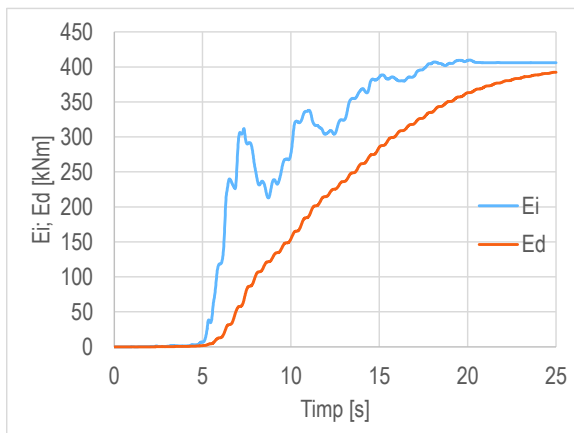


Fig. 4.1.52 E_i, E_d – Structura de referință - Loma Prieta '89

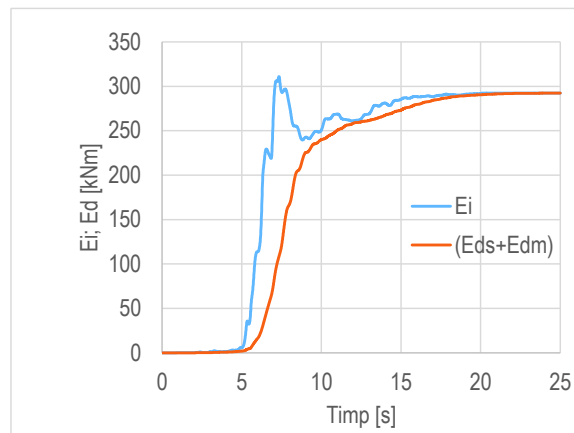


Fig. 4.1.53 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=2\%$ - Loma Prieta '89

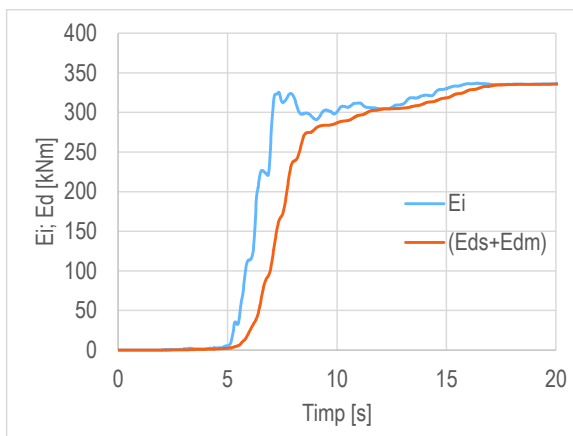


Fig. 4.1.54 E_i, E_d – Structura echipată $\mu=6\%$ - Loma Prieta '89

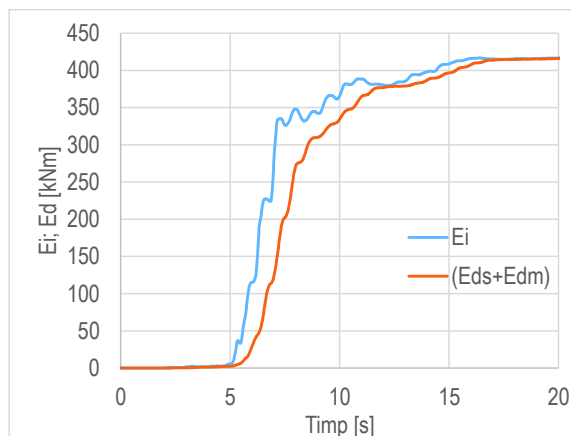


Fig. 4.1.55 E_i, E_d – Structura echipată $\mu=10\%$ - Loma Prieta '89

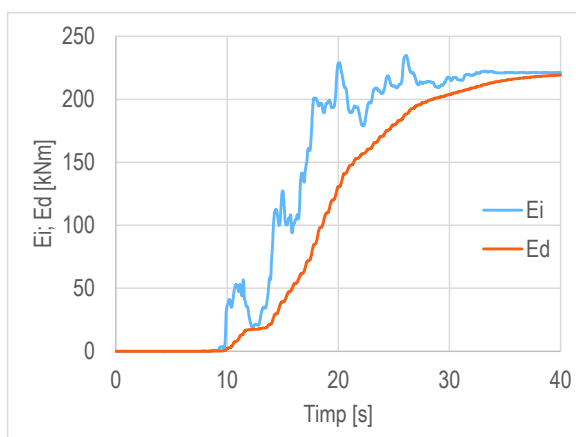


Fig. 4.1.56 E_i, E_d – Structura de referință - Kocaeli '99

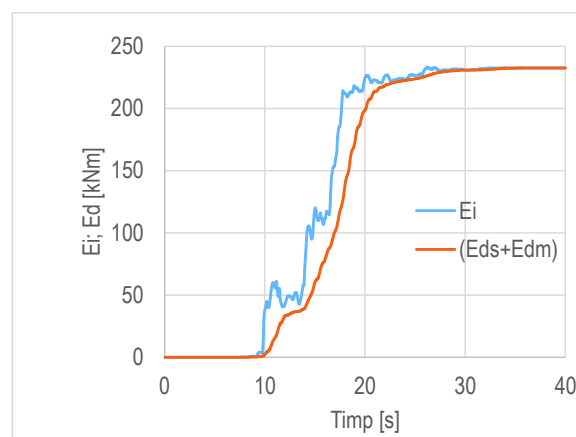


Fig. 4.1.57 E_i, E_d – Structura echipată $\mu=2\%$ - Kocaeli '99

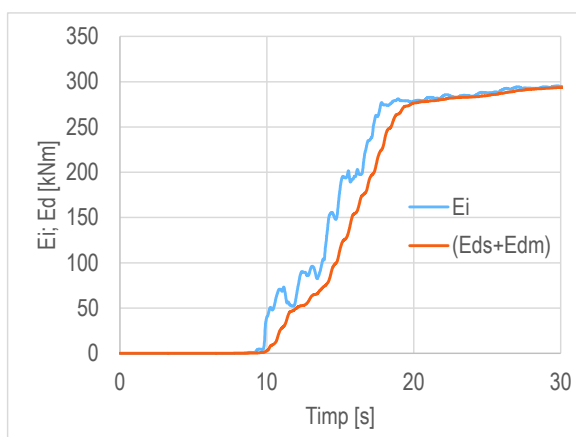


Fig. 4.1.58 E_i, E_d – Structura echipată $\mu=6\%$ - Kocaeli '99

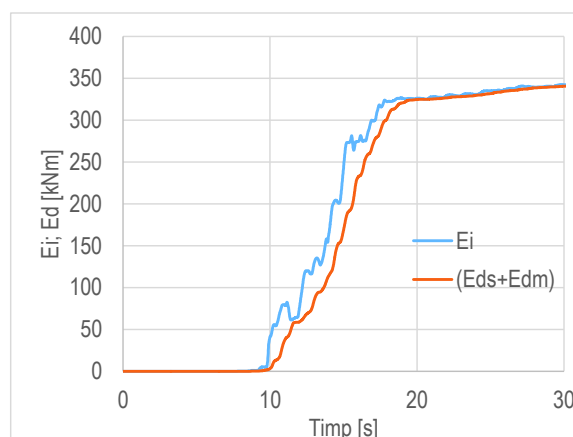


Fig. 4.1.59 E_i, E_d – Structura echipată $\mu=10\%$ - Kocaeli '99

Structura cu 10 niveluri (Fig. 4.1.60 ÷ 4.1.71)

În Fig. 4.1.60 ÷ Fig. 4.1.63 este prezentată variația energiei seismice de input E_i și a necesarului E_d de capacitate de absorbție asociate acțiunii seismice Vrancea 1977 pentru structura de referință și cea echipată cu sistem PTMD.

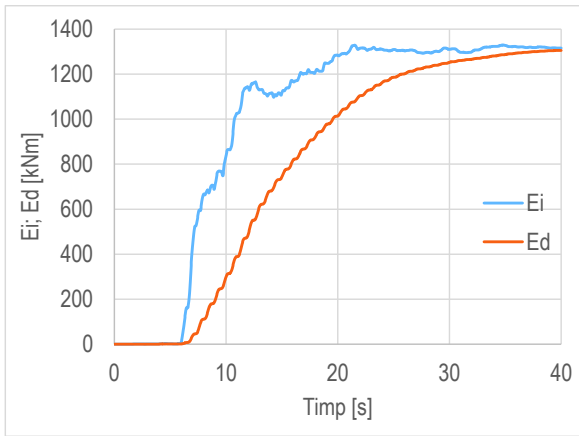


Fig. 4.1.60 E_i, E_d – Structura de referință - Vrancea '77

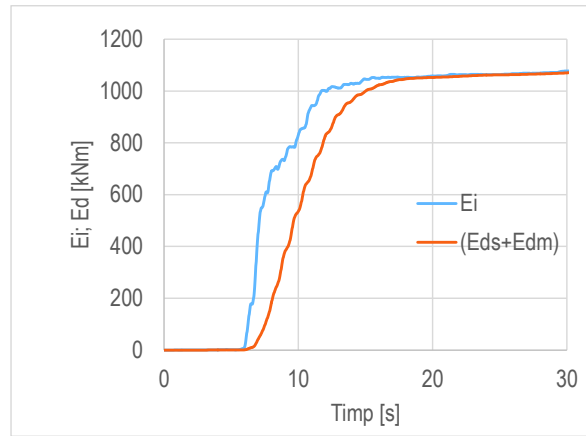


Fig. 4.1.61 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=2\%$ - Vrancea '77

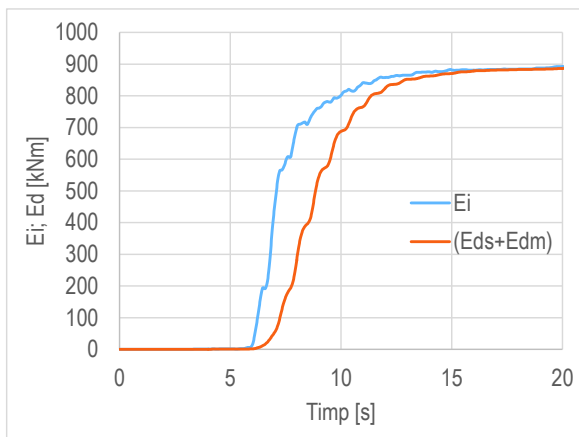


Fig. 4.1.62 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=6\%$ - Vrancea '77

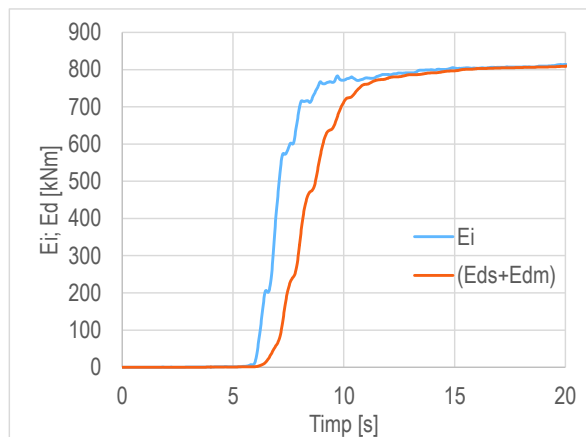


Fig. 4.1.63 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=10\%$ - Vrancea '77

În continuare sunt prezentate variațiile celor două componente energetice (E_i, E_d) în cazul acțiunii seismice Loma Prieta 1989 (Fig. 4.1.64 ÷ Fig. 4.1.67).

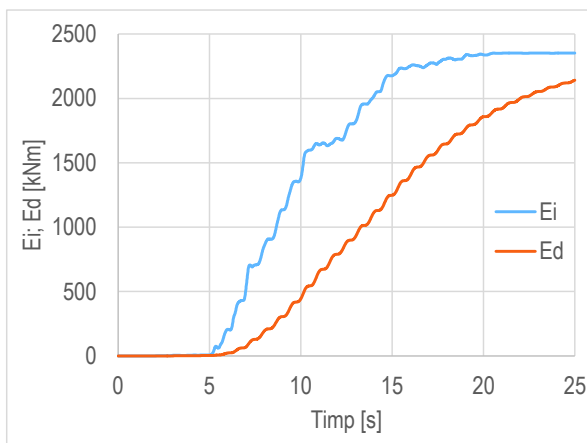


Fig. 4.1.64 E_i, E_d – Structura de referință - Loma Prieta '89

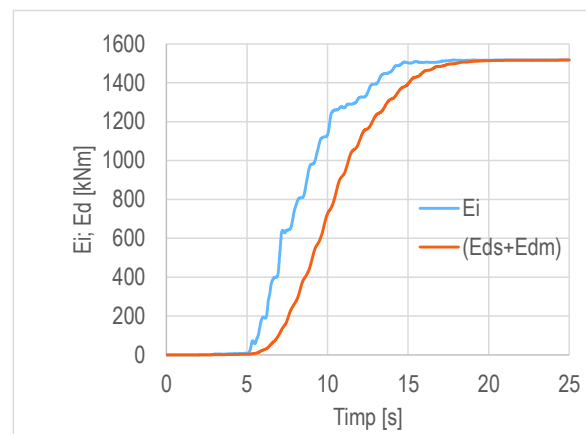


Fig. 4.1.65 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=2\%$ - Loma Prieta '89

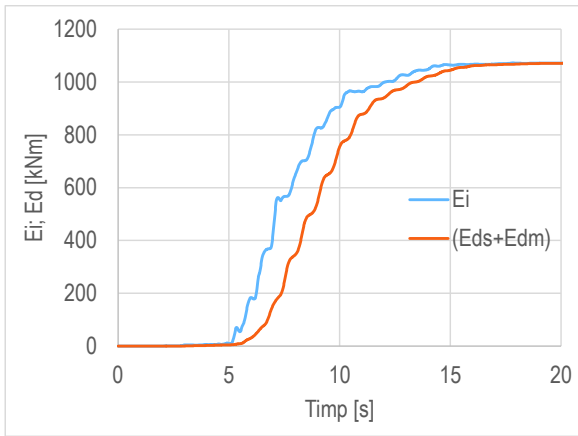


Fig. 4.1.66 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=6\%$ - Loma Prieta '89

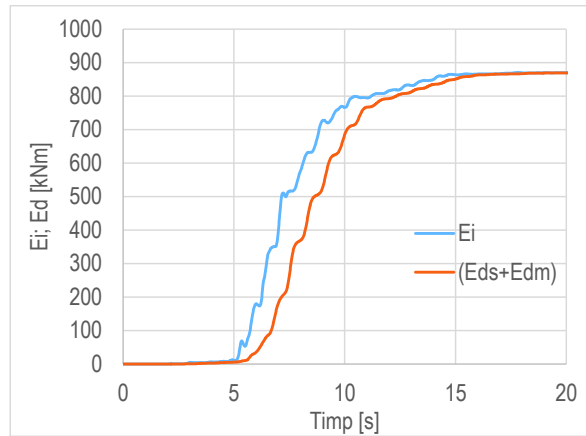


Fig. 4.1.67 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=10\%$ - Loma Prieta '89

În sfârșit, variația energiei seismice de input E_i și a necesarului E_d de capacitate de absorbție asociate acțiunii seismice Kocaeli 1999 este prezentată în Fig. 4.1.68 ÷ Fig. 4.1.71.

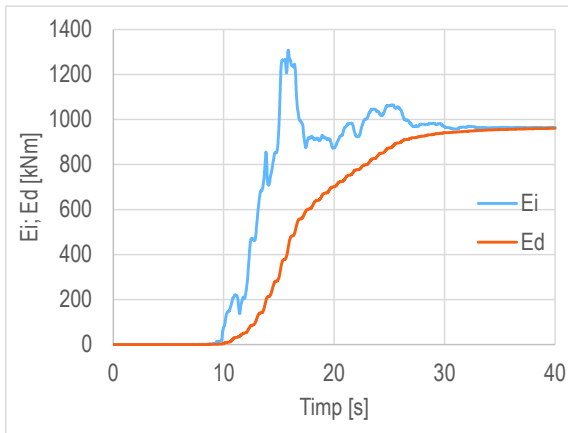


Fig. 4.1.68 E_i, E_d – Structura de referință - Kocaeli '99

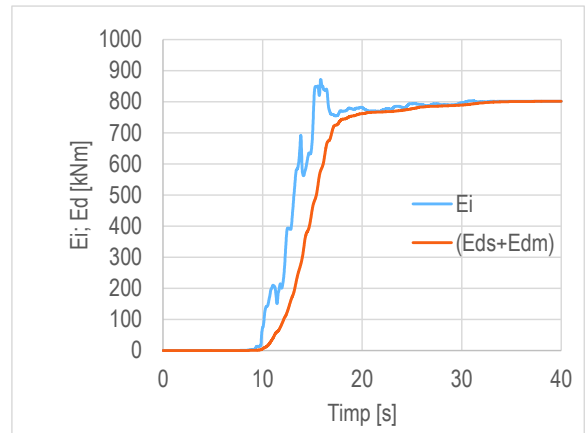


Fig. 4.1.69 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=2\%$ - Kocaeli '99

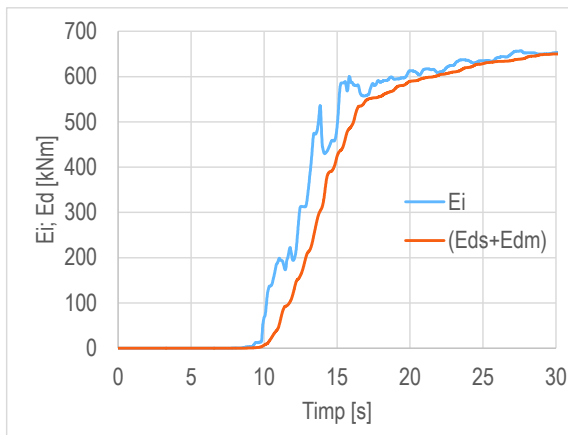


Fig. 4.1.70 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=6\%$ - Kocaeli '99

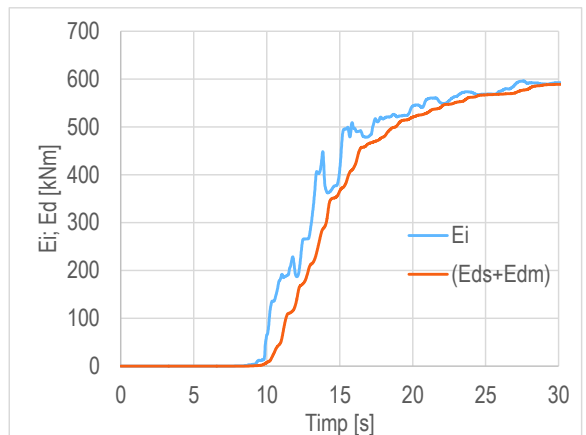


Fig. 4.1.71 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=10\%$ - Kocaeli '99

Structura cu 15 niveluri (Fig. 4.1.72 ÷ 4.1.83)

Variația în timp a energiei de input seismic E_i și a necesarului de capacitate de absorbție E_d este reprezentată în mod similar structurilor de cinci și, respectiv zece niveluri. Fig. 4.1.72 ÷ Fig. 4.1.75 sunt asociate acțiunii seismice Vrancea '77, iar Fig. 4.1.76 ÷ Fig. 4.1.79, acțiunii seismice Loma Prieta 1989.

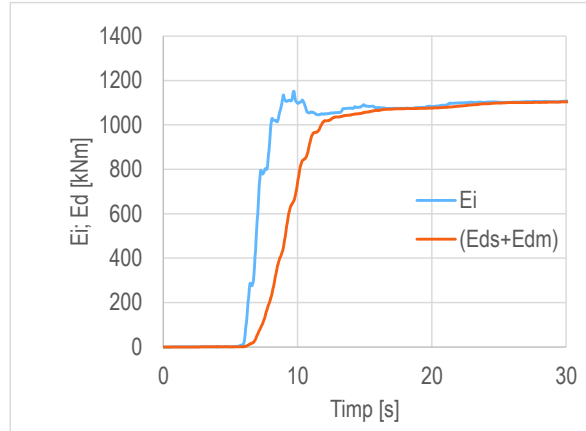
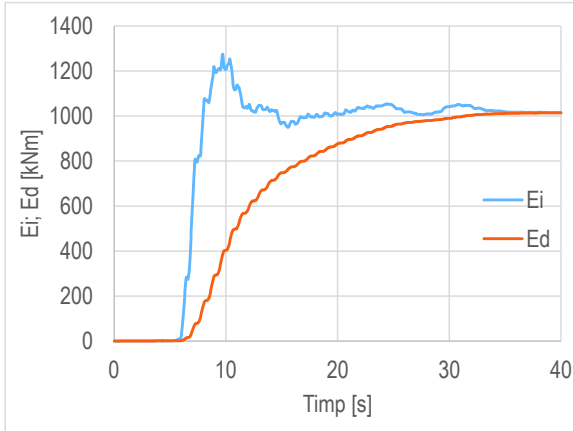


Fig. 4.1.72 E_i, E_d – Structura de referință - Vrancea '77 Fig. 4.1.73 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=2\%$ - Vrancea '77

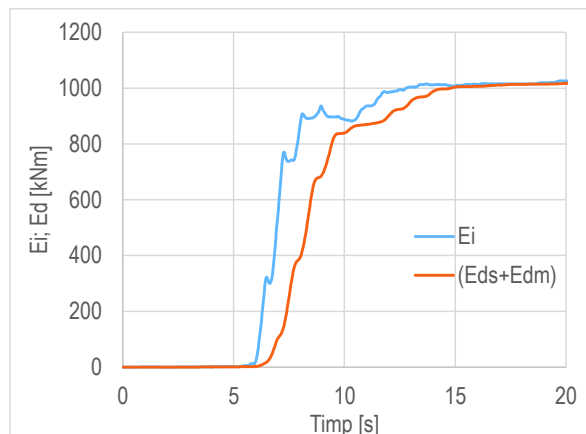
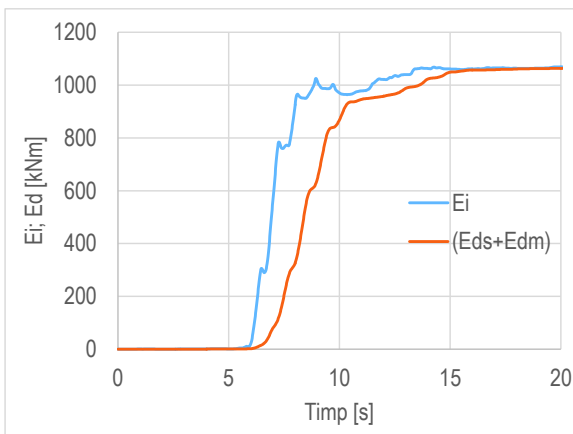


Fig. 4.1.74 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=6\%$ - Vrancea '77 Fig. 4.1.75 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=10\%$ - Vrancea '77

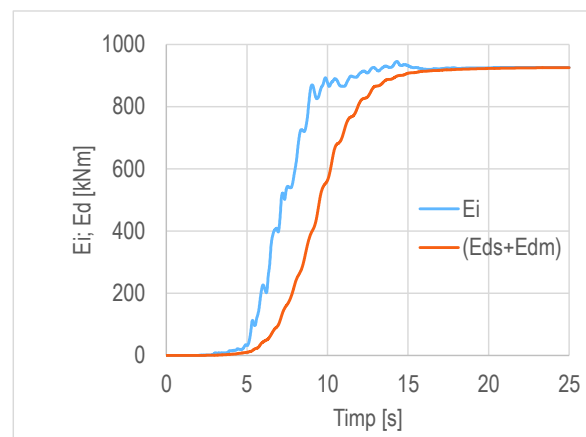
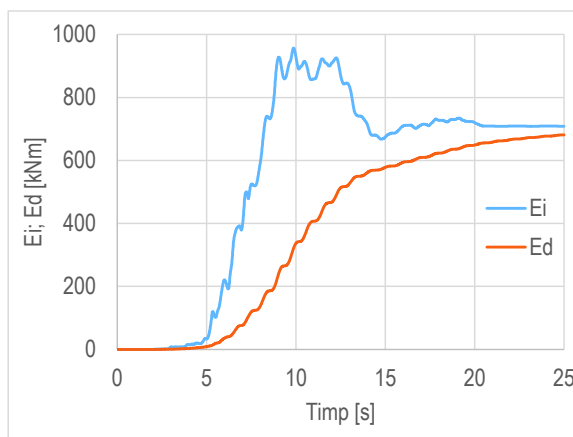


Fig. 4.1.76 E_i, E_d – Structura de referință - Loma Prieta '89

Fig. 4.1.77 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=2\%$ - Loma Prieta '89

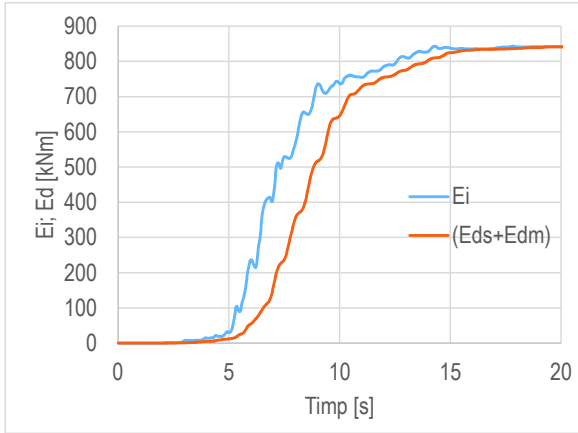


Fig. 4.1.78 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=6\%$ - Loma Prieta '89

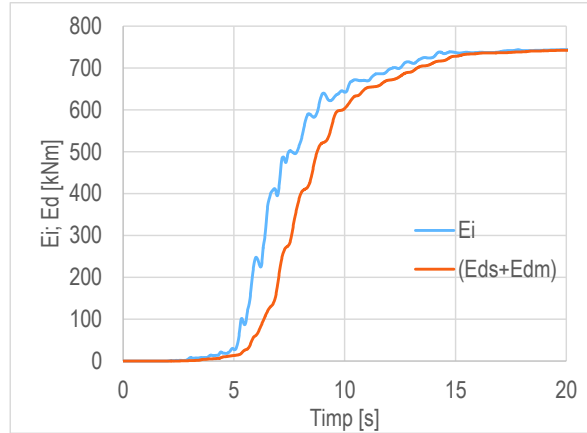


Fig. 4.1.79 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=10\%$ - Loma Prieta '89

În sfârșit, variațiile celor două componente energetice (E_i, E_d) în cazul acțiunii seismice Kocaeli 1999 sunt prezentate în Figura 4.1.80 pentru structura de referință și în Fig. 4.1.81 ÷ Fig. 4.1.83 pentru structura echipată cu sistem PTMD.

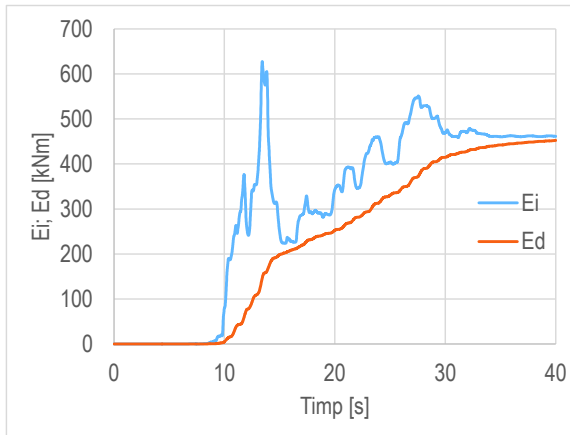


Fig. 4.1.80 E_i, E_d – Structura de referință - Kocaeli '99

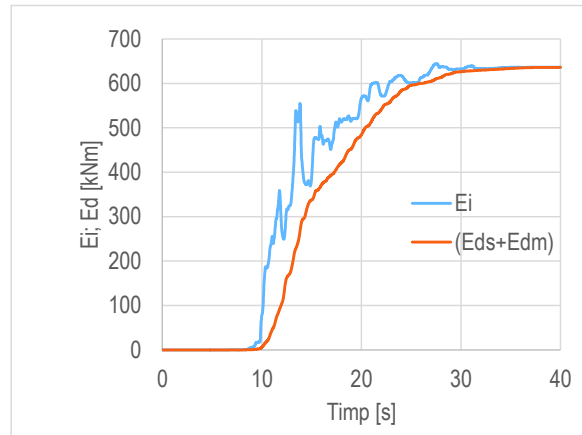


Fig. 4.1.81 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=2\%$ - Kocaeli '99

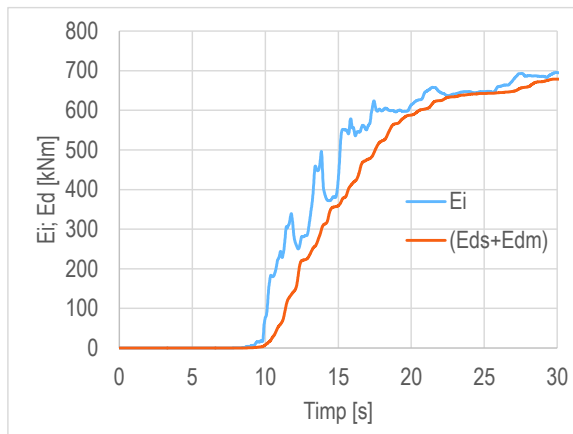


Fig. 4.1.82 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=6\%$ - Kocaeli '99

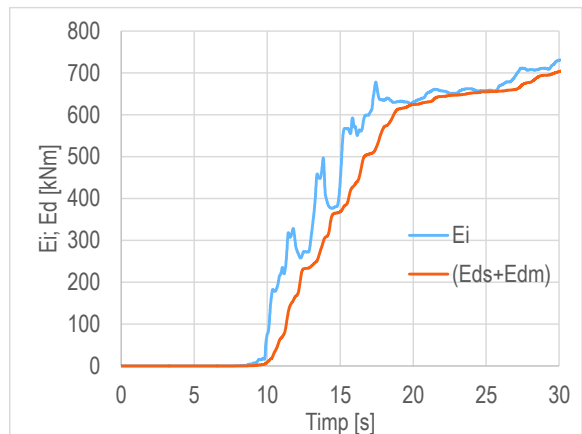


Fig. 4.1.83 E_i, E_d – Structura echipată - $\mu=10\%$ - Kocaeli '99

Graficele de mai sus (Fig. 4.1.48 ÷ 4.1.83) exprimă dualitatea energie de input seismic $E_i \leftrightarrow$ necesar de capacitate de absorbție energetică E_d . Rezultatele numerice confirmă dependența răspunsului structurii de seismicitatea amplasamentului. În toate cazurile analizate se constată că valorile necesarului de capacitate de absorbție se modifică în aceeași măsură ca și energia seismică de input. De asemenea, se observă că această cantitate ($E_{ds}+E_{dm}$), în cazul structurilor echipate, crește odată cu mărirea coeficientului $\mu=m_d/m$, conducând astfel la o reducere mai rapidă a cantității de energie înmagazinată E_{st} și, implicit, a stării vibratorii a structurii. Obiectivul echipării unei structuri acționate seismic cu un dispozitiv PTMD este creșterea capacității de absorbție E_d prin componenta E_{dm} asociată dispozitivului de protecție. Autorul tezei subliniază, din nou, că cvasi-totalitatea referirilor din literatură la aceste dispozitive PTMD este cea de „disipare a energiei seismice” [5], [40], [162], [163]. Cu toate acestea, tratarea teoretică și eficiența lor practică înseamnă – aproape exclusiv – referiri la rolul lor în reducerea răspunsului seismic în termeni de deplasări (absolute și relative) laterale [6], [138], [164]. Prezentările și dezvoltările din acest subcapitol constituie, în opinia autorului, momentul cel mai adecvat de evidențiere a rolului și măsurii în care dispozitivele PTMD disipează energia seismică de input. Un accent deosebit este pus pe faptul că dispozitivul PTMD se substituie – parțial – structurii în acțiunea de disipare a energiei seismice de input. Într-adevăr, odată ce structura este echipată cu un dispozitiv PTMD, necesarul E_d de capacitate de absorbție și disipare a energiei seismice este format din două componente:

- Capacitatea de absorbție și disipare E_{ds} a structurii propriu-zise
- Capacitatea de absorbție și disipare E_{dm} a dispozitivului PTMD

Adică,

$$E_d = E_{ds} + E_{dm} \quad (1.4)$$

Rezultatele numerice care sunt prezentate vor arăta atât dependența cantității E_d (dat de rel (1.4)) cât și degrevarea structurii de rolul de disipator de energie seismică prin preluarea – într-o anumită măsură - a acestui rol, de către dispozitivul PTMD. Prin scăderea componentei E_{ds} în prezența dispozitivului PTMD se demonstrează rolul acestui dispozitiv de disipator de energie seismică. Rezultatele sunt prezentate pentru fiecare structură și fiecare acțiune seismică, considerând succesiv cuprinderea raportului $\mu=m_d/m$ în intervalul 2% ÷ 10%.

În continuare sunt prezentate variațiile parametrilor E_i , E_{ds} și E_{dm} în timp, pentru cele trei structuri analizate, acționate de setul de trei cutremure.

Structura cu 5 niveluri

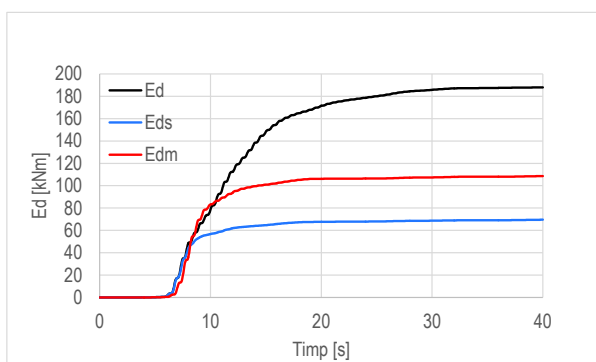


Fig. 4.1.84 REF vs $\mu = 2\%$ - Vrancea '77

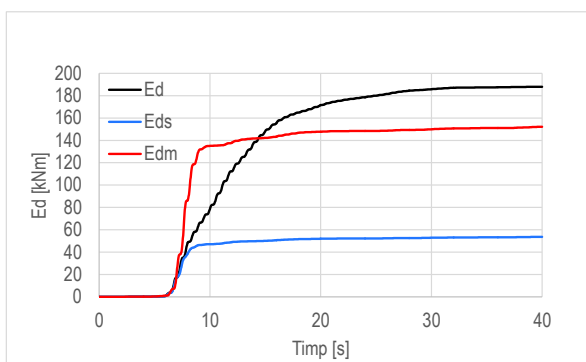


Fig. 4.1.85 REF vs $\mu = 6\%$ - Vrancea '77

Degrevarea structurii propriu-zise de „sarcina” E_d prin preluarea unei cote părți relativ mari E_{dm} de către sistemul PTMD duce la o scădere vizibilă E_{ds} care se mai cere structurii.

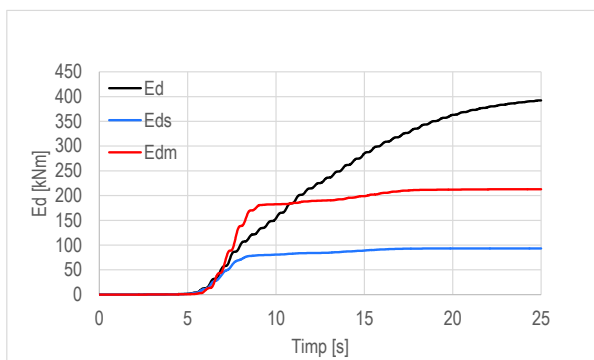


Fig. 4.1.86 REF vs $\mu = 4\%$ - Loma Prieta '89

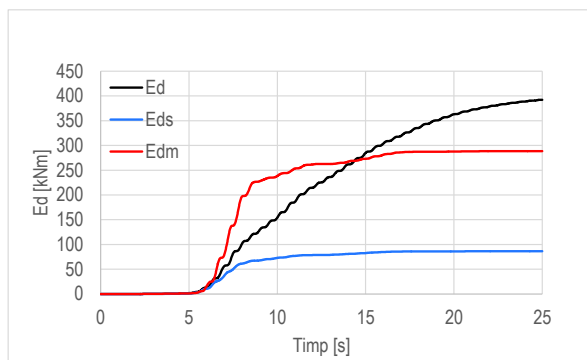


Fig. 4.1.87 REF vs $\mu = 8\%$ - Loma Prieta '89

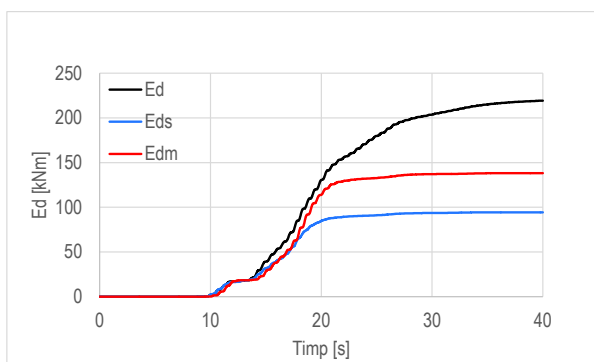


Fig. 4.1.88 REF vs $\mu = 2\%$ - Kocaeli '99

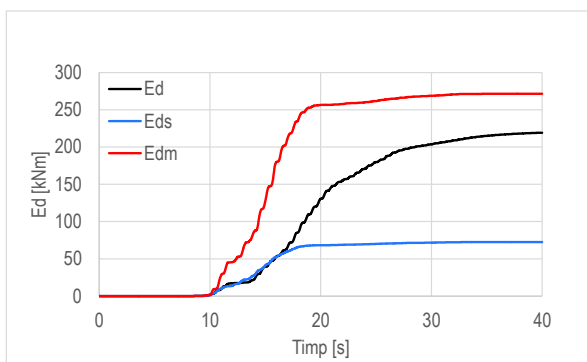


Fig. 4.1.89 REF vs $\mu = 10\%$ - Kocaeli '99

Se constată – în toate cazurile - o declanșare timpurie a rolului de absorbție și disipare a energiei seismice E_{dm} a sistemului PTMD (liniile roșii). Acest lucru scutește structura de o stare de eforturi și deformații considerabile și reduce numărul de vibrații induse structurii. Decalarea spre momentul inițial a curbei E_{dm} coroborată cu scăderea necesarului de capacitate de absorbție al structurii E_{ds} (liniile albastre) demonstrează potențialul masei adăugate de a „ușura” sarcina structurii și de a îmbunătăți / reduce răspunsul seismic al acesteia.

Câteva particularități ale variațiilor cantităților E_d , E_{ds} și E_{dm} pot fi comentate și explicate prin relaționarea perioadelor proprii fundamentale T_1 ale structurii echipate cu perioadele predominante T_c ale acțiunilor seismice (Tab. 6). Cu cât sunt mai apropiate aceste perioade (T_1 și T_c), cu atât efectul echipamentului de protecție analizat în acest studiu este mai pregnant (Fig. 4.1.89).

Alte modalități de evidențiere a interdependenței componentelor E_{ds} și E_{dm} ale stării energetice sunt prezentate în continuare prin considerarea exclusiv a valorilor maxime ale setului dual $E_{ds} \leftrightarrow E_{dm}$. La rândul lor, aceste valori maxime sunt raportate procentual la valoarea totală $E_d = E_{ds} + E_{dm}$ a capacității de absorbție energetică (Fig. 4.1.90 - 4.1.37).

- Cazul acțiunii seismice Vrancea 1977

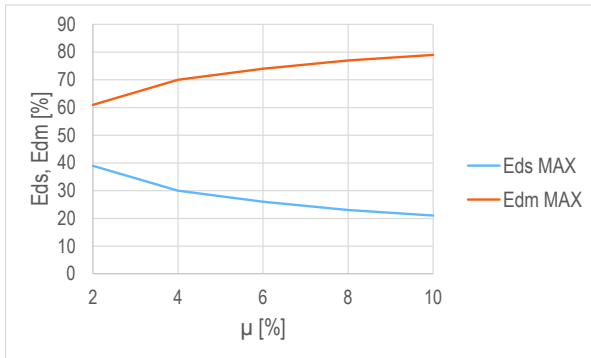


Fig. 4.1.90 Variația necesarului maxim de capacitate energetică

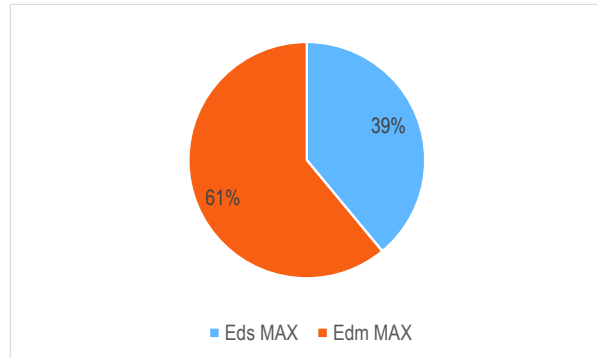


Fig. 4.1.91 Structura echipată cu $\mu=2\%$

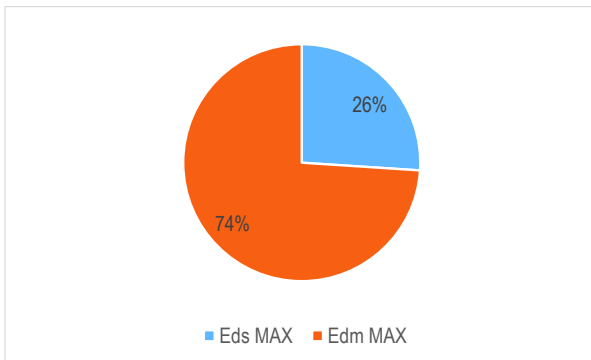


Fig. 4.1.92 Structura echipată cu $\mu=6\%$

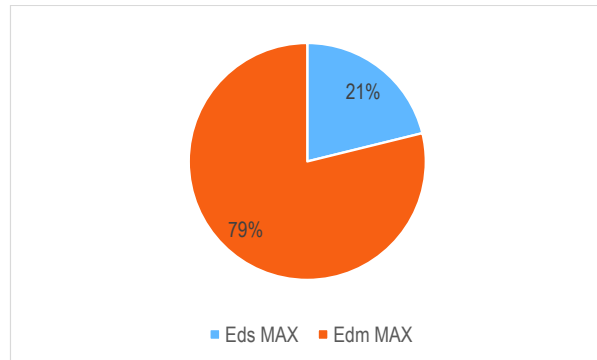


Fig. 4.1.93 Structura echipată cu $\mu=10\%$

- Cazul acțiunii seismice Loma Prieta 1989

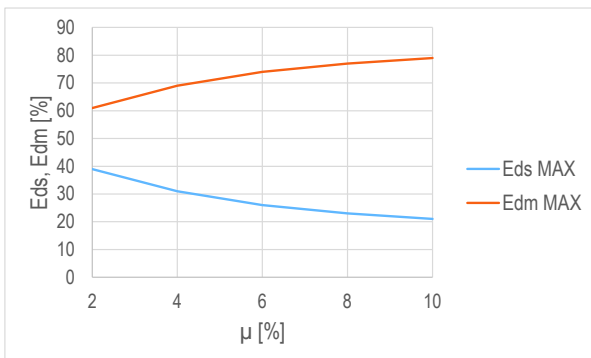


Fig. 4.1.94 Variația necesarului maxim de capacitate energetică

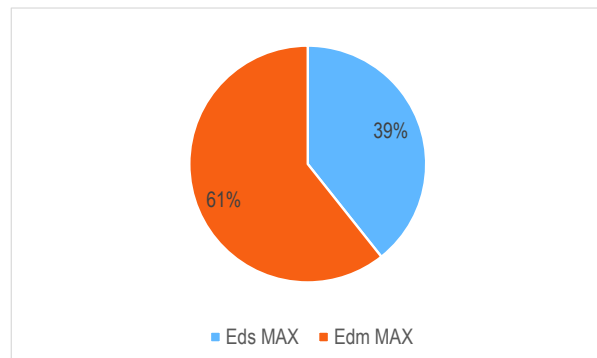


Fig. 4.1.95 Structura echipată cu $\mu=2\%$

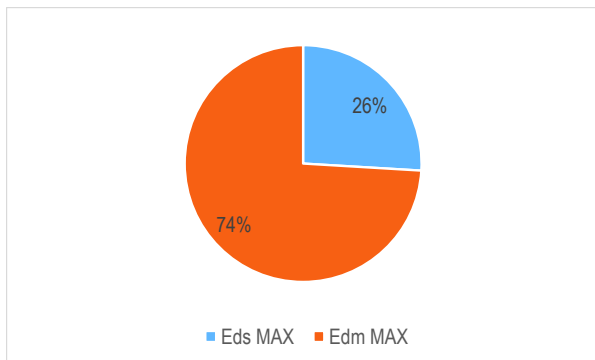


Fig. 4.1.96 Structura echipată cu $\mu=6\%$

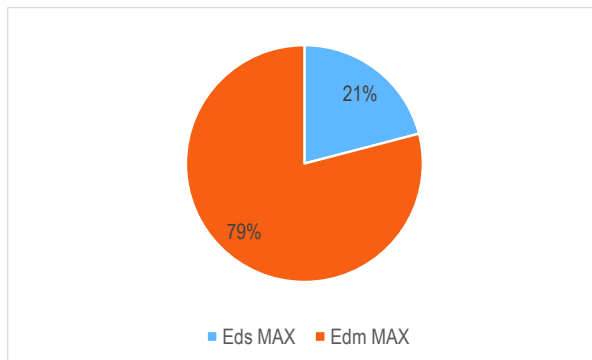


Fig. 4.1.97 Structura echipată cu $\mu=10\%$

- Cazul acțiunii seismice Kocaeli 1999

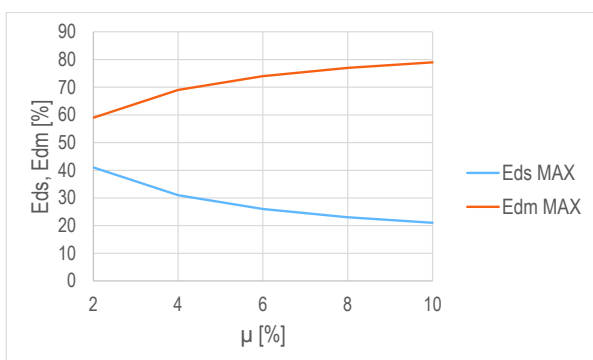


Fig. 4.1.98 Variația necesarului maxim de capacitate energetică

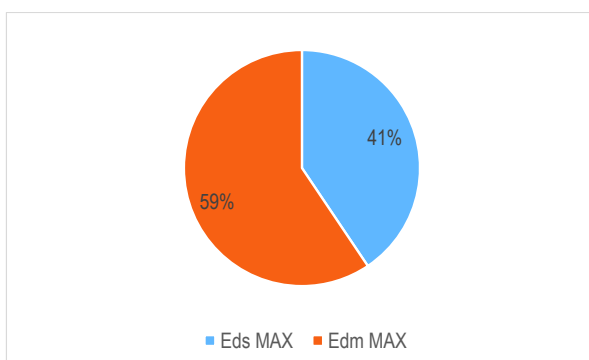


Fig. 4.1.99 Structura echipată cu $\mu=2\%$

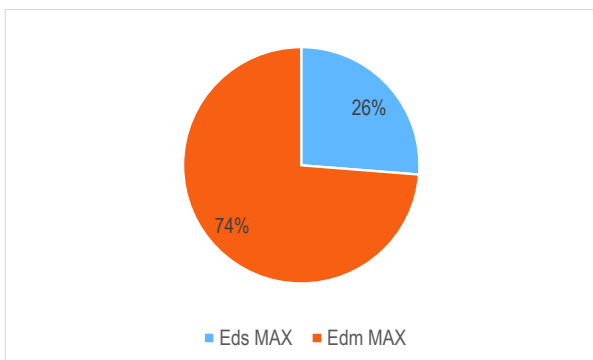


Fig. 4.1.100 Structura echipată cu $\mu=6\%$

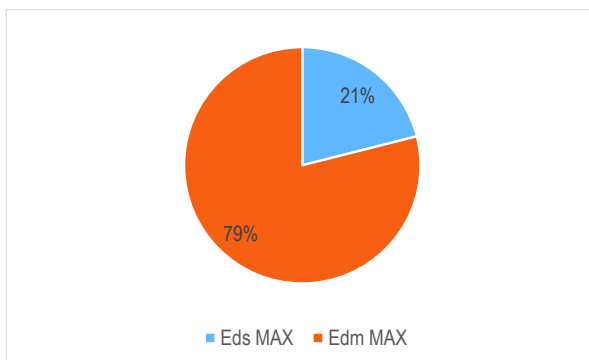


Fig. 4.1.101 Structura echipată cu $\mu=10\%$

În toate cazurile se constată capacitatea dispozitivului PTMD de absorbție a energiei seismice. O modalitate așteptată de evidențiere a rolului dispozitivului PTMD de reducere a răspunsului seismic o poate constitui prezentarea simultană a capacității (totale E_d) de absorbție a energiei seismice și a deplasării laterale maxime u_{max} (modalitatea tradițională) a structurii în funcție de gradul de echipare μ a dispozitivului PTMD (Fig. 4.1.102). Liniile întrerupte reprezintă variația deplasărilor, în timp ce liniile continue reprezintă variația capacității de absorbție energetică.

Așa cum se poate observa în Figurile 4.1.102 ÷ 4.1.105, variația deplasărilor laterale maxime u_{max} constă într-o reducere continuă a acestor valori în raport cu creșterea coeficientului de echipare μ al masei adăugate (excepție făcând doar situația în care masa adăugată depășește valoarea de 4% a coeficientului μ

pentru acțiunea seismică Kocaeli – Fig. 4.1.105). În anumite situații, creșterea valorilor coeficientului μ , produce o creștere a capacității de absorbție energetică E_d a structurii echipate cu PTMD, însă trebuie să se țină cont de faptul că variația capacității E_d este influențată (în aceeași măsură ca și energia seismică de input) de noua perioadă fundamentală T_1 a structurii echipate (Tab. 6) și coroborarea acesteia cu perioada predominantă a cutremurului T_c . Din acest punct de vedere, se constată, deci, o consistență deplină a efectelor (în termeni de deplasări laterale, și respectiv de capacitate de absorbție energetică) echipării structurilor acționate seismic cu sisteme PTMD (Fig. 4.1.102 ÷ Fig. 4.1.105).

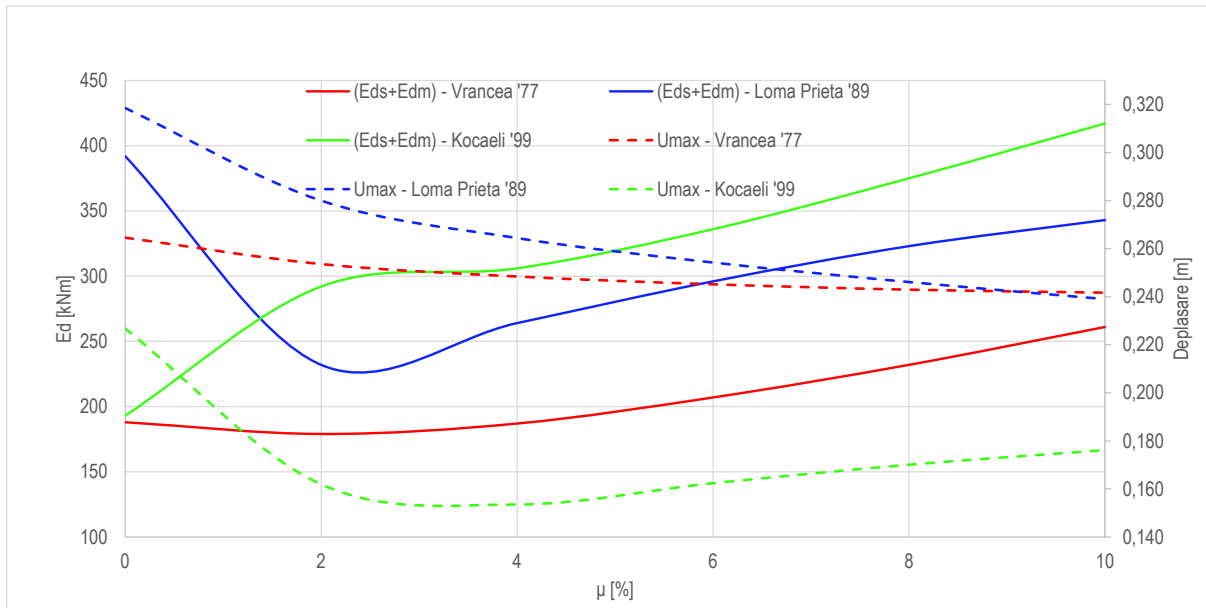


Fig. 4.1.102 Capacitatea de absorbție energetică și deplasarea maximă pentru $\mu = (0 \div 10)\%$

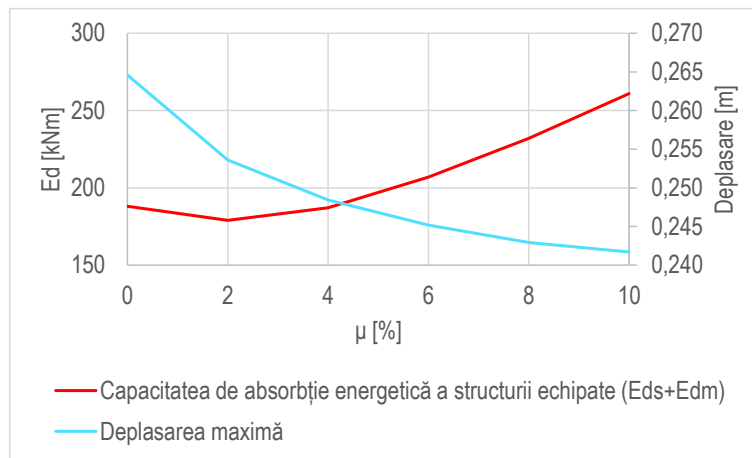


Fig. 4.1.103 Capacitatea de absorbție energetică și deplasarea maximă - Vrancea '77

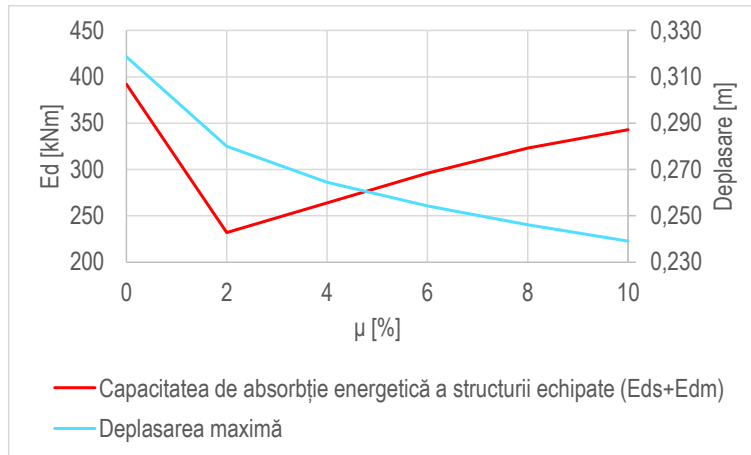


Fig. 4.1.104 Capacitatea de absorbție energetică și deplasarea maximă – Loma Prieta '89

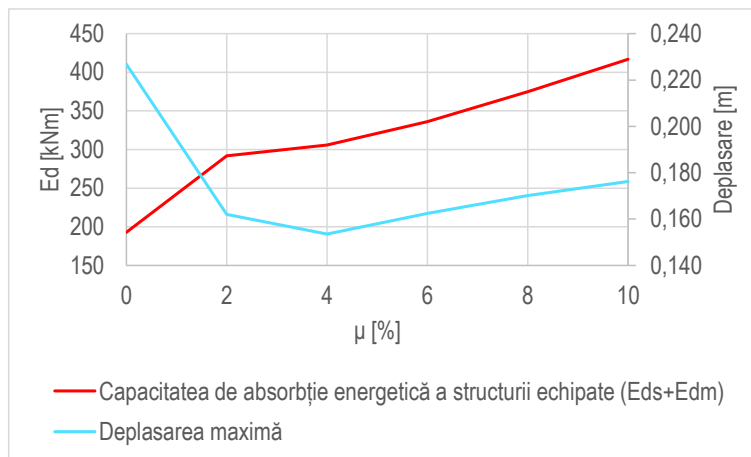


Fig. 4.1.105 Capacitatea de absorbție energetică și deplasarea maximă - Kocaeli '99

Structura cu 10 niveluri

În Figurile 4.1.106 ÷ 4.1.11 este prezentată comparativ variația necesarului de capacitate de absorbție energetică a structurii de referință (E_d), a structurii - când aceasta este echipată cu sistem de protecție seismică (E_{ds}) și a dispozitivului PTMD (E_{dm}).

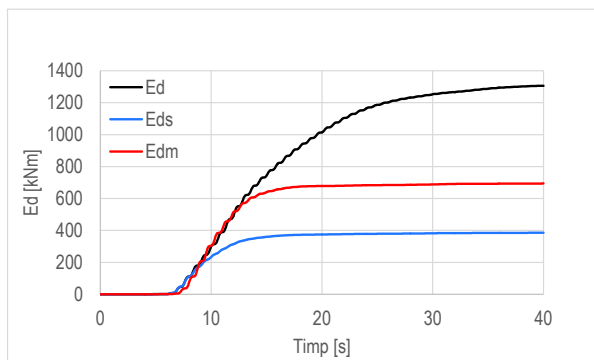


Fig. 4.1.106 REF vs $\mu = 2\%$ Vrancea '77

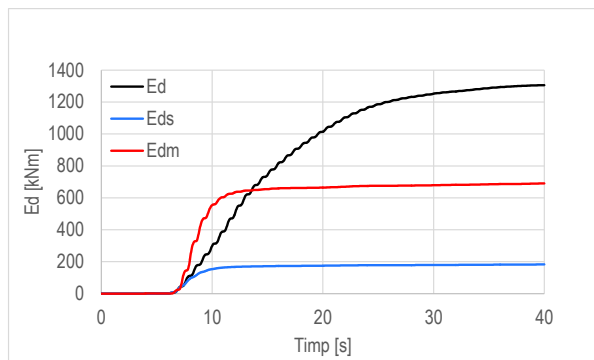


Fig. 4.1.107 REF vs $\mu = 8\%$ Vrancea '77

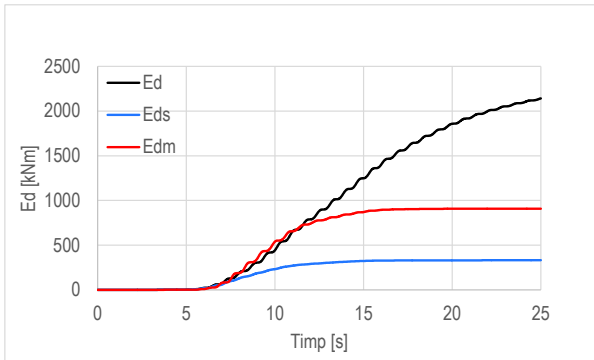


Fig. 4.1.108 REF vs $\mu = 4\%$ Loma Prieta '89

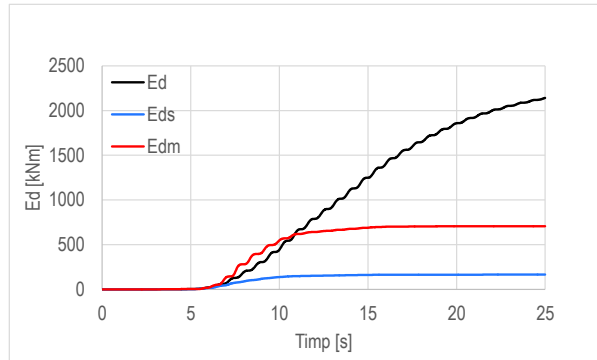


Fig. 4.1.109 REF vs $\mu = 10\%$ Loma Prieta '89

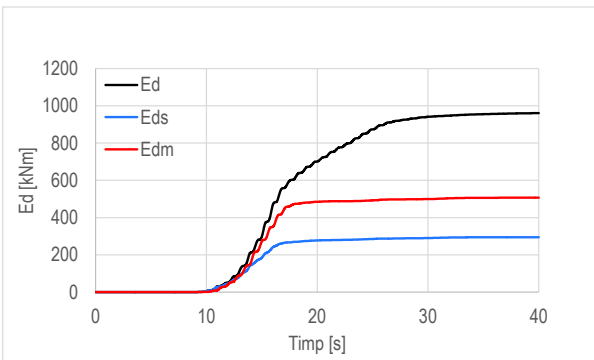


Fig. 4.1.110 REF vs $\mu = 2\%$ Kocaeli '99

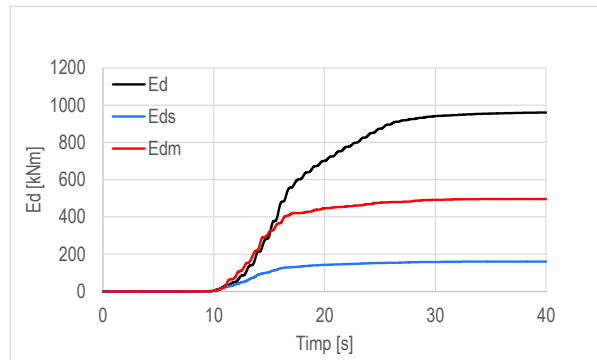


Fig. 4.1.111 REF vs $\mu = 6\%$ Kocaeli '99

În continuare sunt prezentate procentual valorile maxime ale setului dual $E_{ds} \leftrightarrow E_{dm}$, raportate la valoarea totală $E_d = E_{ds} + E_{dm}$ a capacității de absorbție energetică a structurii echipate cu sistem PTMD și acționată de cele trei cutremure considerate (Fig. 4.1.112 ÷ Fig. 4.1.123).

- Cazul acțiunii seismice Vrancea 1977

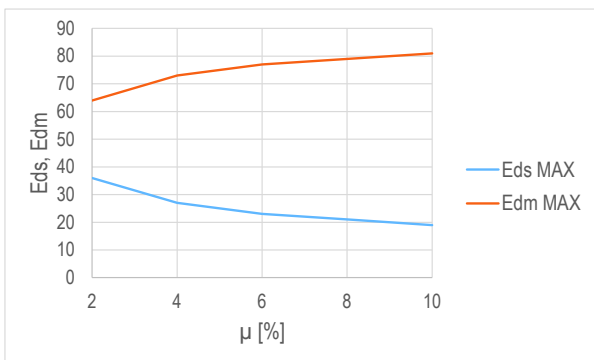


Fig. 4.1.112 Variația necesarului maxim de capacitate energetică

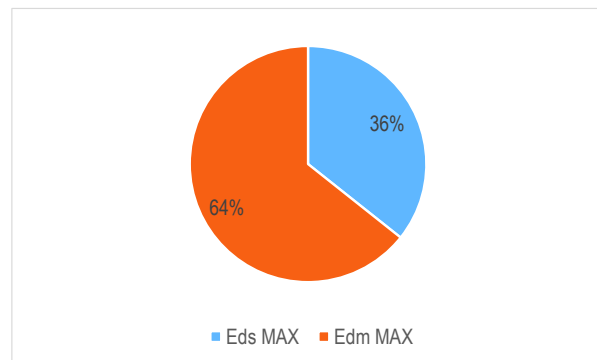


Fig. 4.1.113 Structura echipată cu $\mu=2\%$

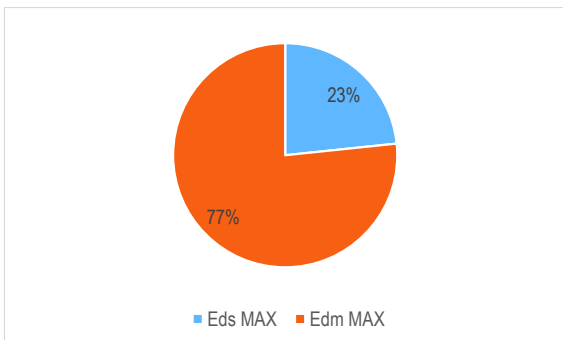


Fig. 4.1.114 Structura echipată cu $\mu=6\%$

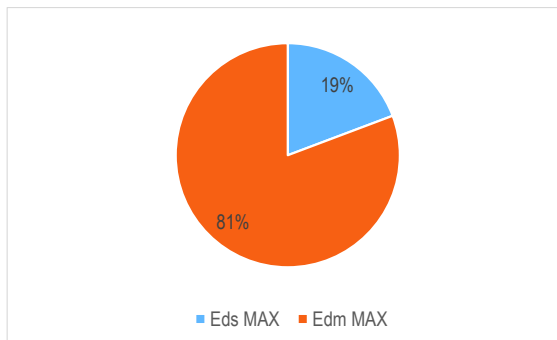


Fig. 4.1.115 Structura echipată cu $\mu=10\%$

- Cazul acțiunii seismice Loma Prieta 1989

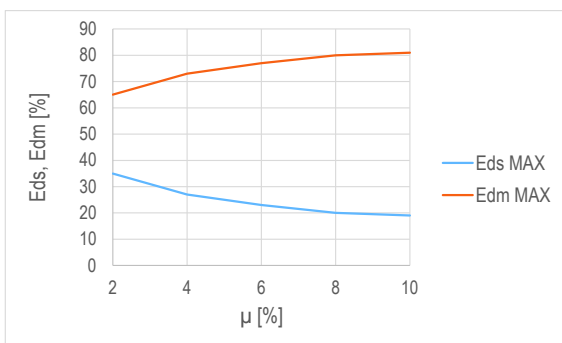


Fig. 4.1.116 Variația necesarului maxim de capacitate energetică

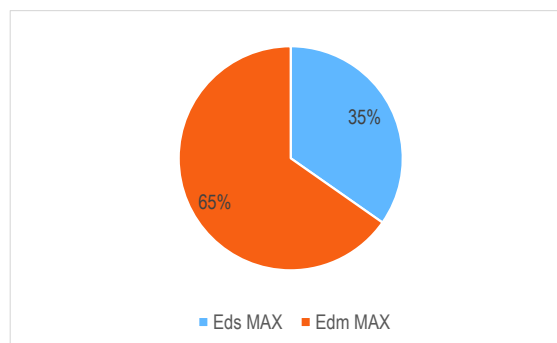


Fig. 4.1.117 Structura echipată cu $\mu=2\%$

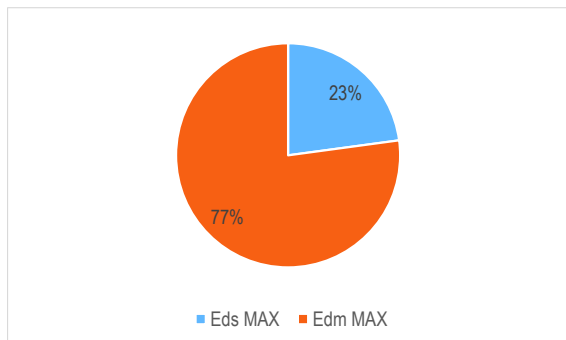


Fig. 4.1.118 Structura echipată cu $\mu=6\%$

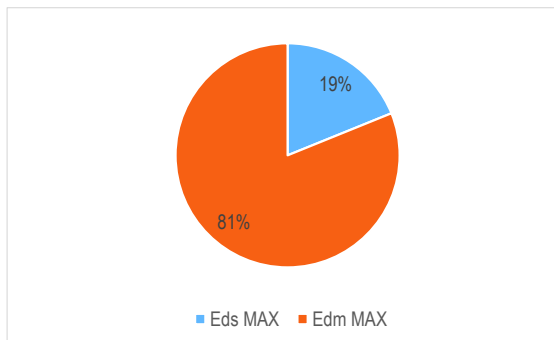


Fig. 4.1.119 Structura echipată cu $\mu=10\%$

- Cazul acțiunii seismice Kocaeli 1999

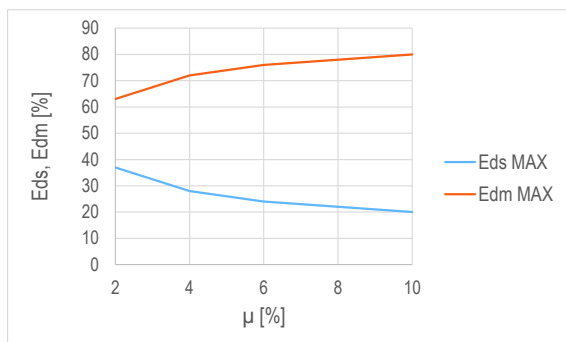


Fig. 4.1.120 Variația necesarului maxim de capacitate energetică

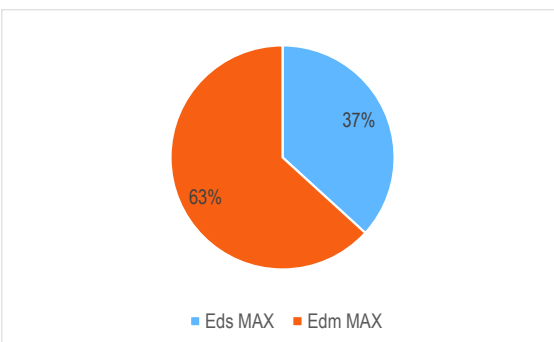


Fig. 4.1.121 Structura echipată cu $\mu=2\%$

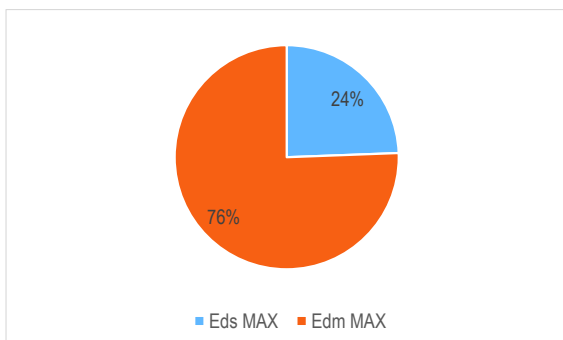


Fig. 4.1.122 Structura echipată cu $\mu=6\%$

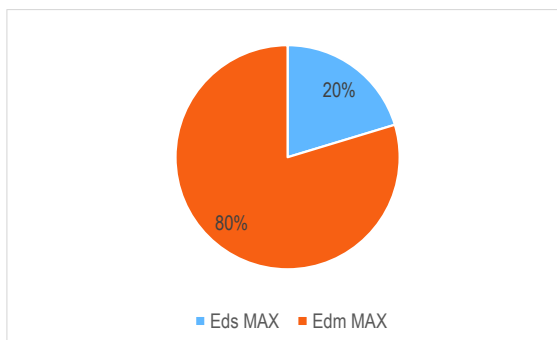


Fig. 4.1.123 Structura echipată cu $\mu=10\%$

Și în acest caz se constată aceeași tendință de scădere a cantității E_{ds} și de creștere a cantității E_{dm} pentru toate acțiunile seismice analizate.

În continuare este prezentată comparativ variația deplasărilor maxime și a necesarului de capacitate energetică odată cu creșterea graduală a coeficientului μ de la 0 la 10% (Fig. 4.1.124 ÷ Fig. 4.1.127).

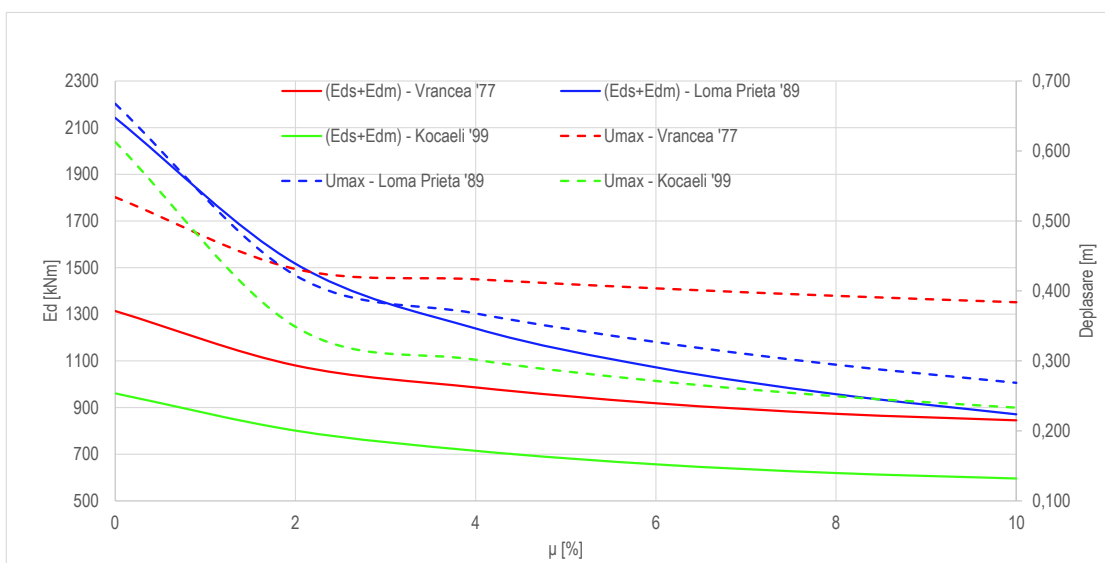


Fig. 4.1.124 Capacitatea de absorbție energetică (liniile continue) și deplasarea maximă (liniile întrerupte) pentru $\mu = (0 \div 10)\%$

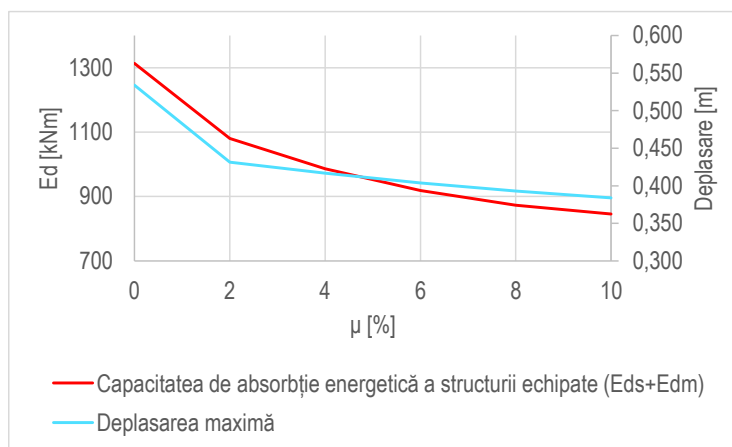


Fig. 4.1.125 Capacitatea de absorbție energetică și deplasarea maximă - Vrancea '77

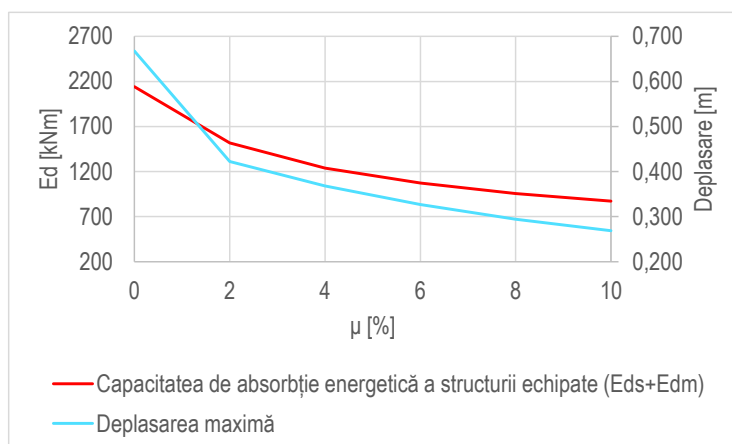


Fig. 4.1.126 Capacitatea de absorbție energetică și deplasarea maximă – Loma Prieta '89

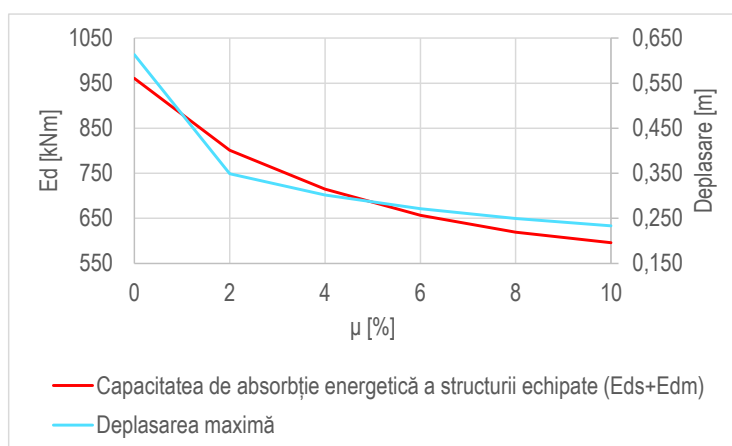


Fig. 4.1.127 Capacitatea de absorbție energetică și deplasarea maximă - Kocaeli '99

Structura cu 15 niveluri

În mod asemănător situațiilor prezentate anterior, și în cazul structurii cu cincisprezece niveluri se analizează variația în timp a capacității de absorbție corespunzătoare structurii de referință E_d și, respectiv structurii echipate cu sistem PTMD – E_{ds} și E_{dm} (Fig. 4.1.128 ÷ Fig. 4.1.133).

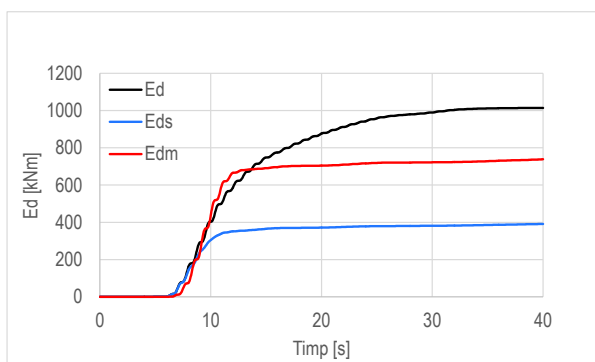


Fig. 4.1.128 REF vs $\mu = 2\%$ Vrancea '77

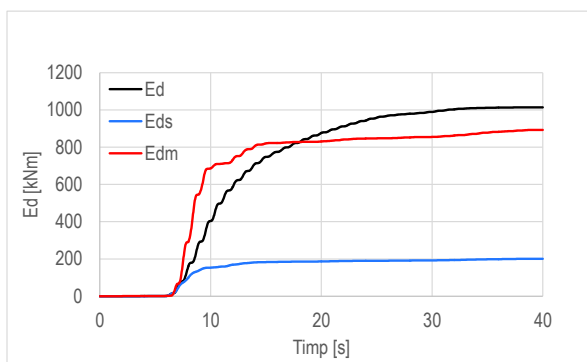


Fig. 4.1.129 REF vs $\mu = 10\%$ Vrancea '77

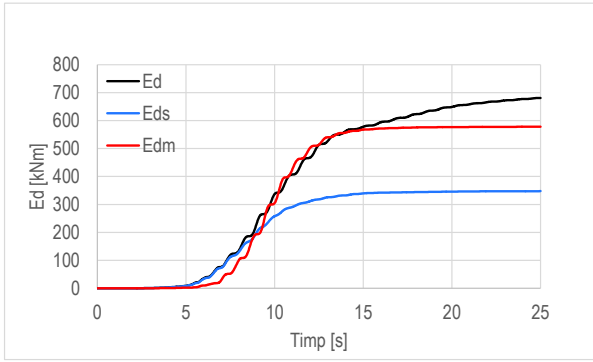


Fig. 4.1.130 REF vs $\mu = 2\%$ Loma Prieta '89

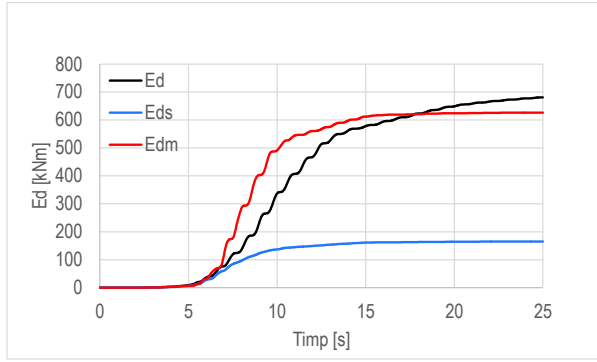


Fig. 4.1.131 REF vs $\mu = 8\%$ Loma Prieta '89

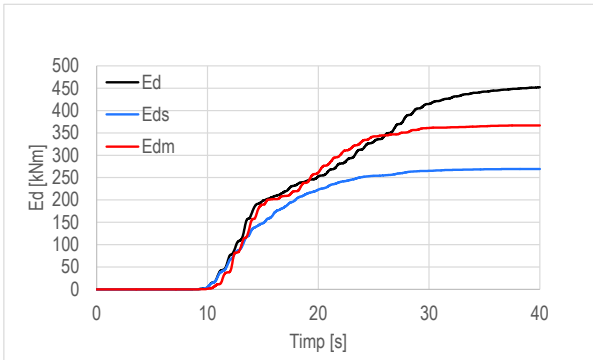


Fig. 4.1.132 REF vs $\mu = 2\%$ Kocaeli '99

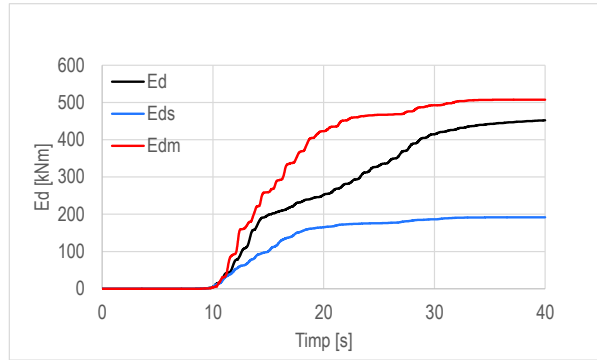


Fig. 4.1.133 REF vs $\mu = 6\%$ Kocaeli '99

Și aici se constată o scădere a necesarului pe care structura trebuie sa-l „ofere” E_{ds} și, în același timp, o declanșare precoce a capacității de absorbție E_{dm} a sistemului PTMD. Se confirmă astfel capacitatea acestui dispozitiv de a înmagazina o cantitate mare de energie seismică pe care o eliberează ulterior, când intensitatea cutremurului nu mai este la cote maxime. În acest fel, starea vibratorie a structurii este redusă și capacitatea de disipare a energiei seismice mărită. Aceleași concluzii le putem extrage și din graficele prezentate în continuare (Fig. 4.1.134 ÷ 4.1.145) în care se observă că necesarul de capacitate al structurii propriu-zise se reduce cu până la 50% odată cu creșterea gradului de echipare.

- Cazul acțiunii seismice Vrancea 1977

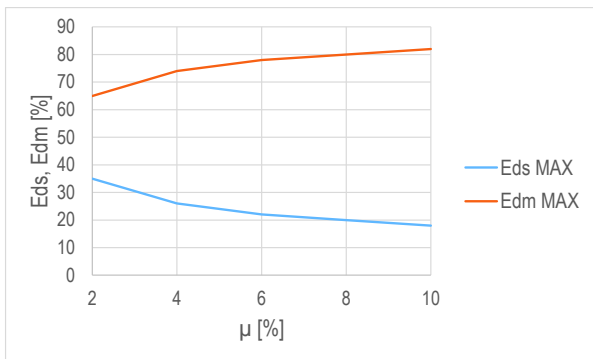


Fig. 4.1.134 Variația necesarului maxim de capacitate energetică

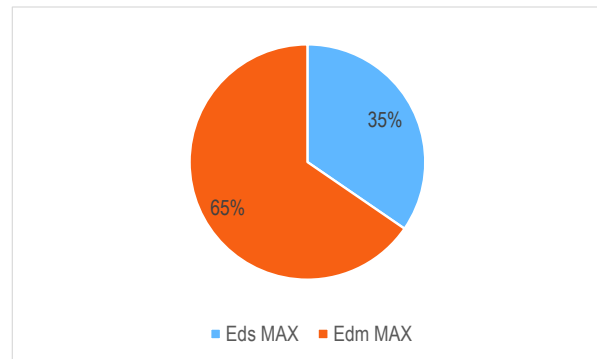


Fig. 4.1.135 Structura echipată cu $\mu=2\%$

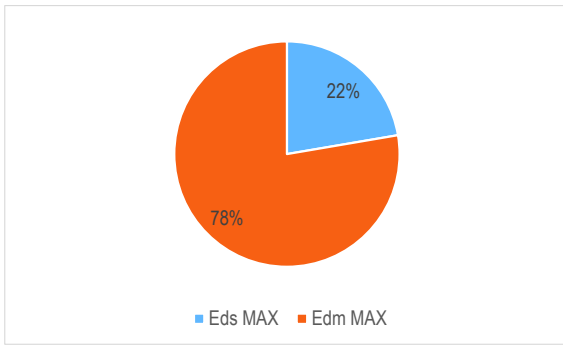


Fig. 4.1.136 Structura echipată cu $\mu=6\%$

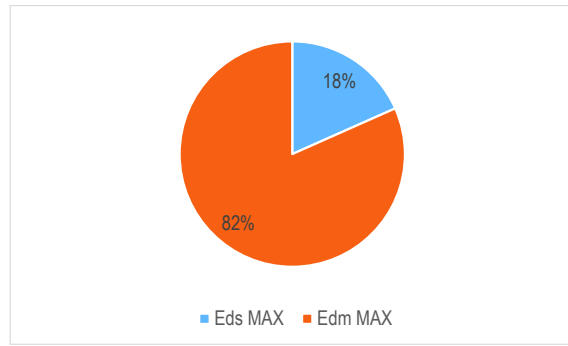


Fig. 4.1.137 Structura echipată cu $\mu=10\%$

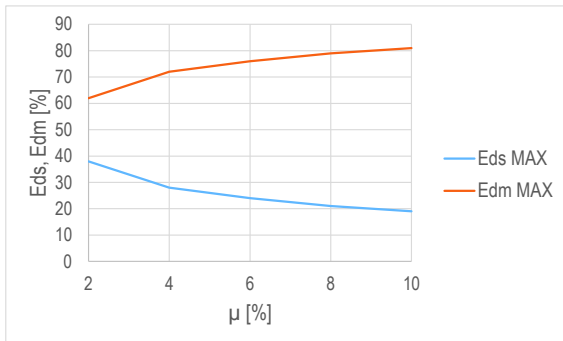


Fig. 4.1.138 Variația necesarului maxim de capacitate energetică

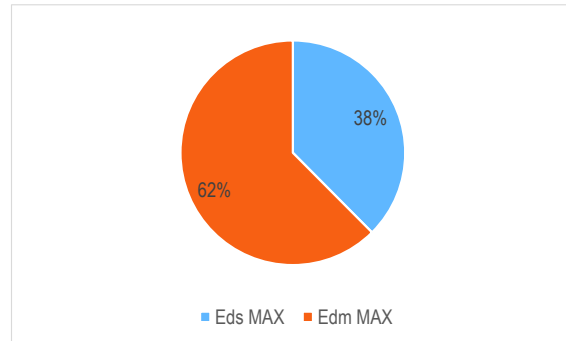


Fig. 4.1.139 Structura echipată cu $\mu=2\%$

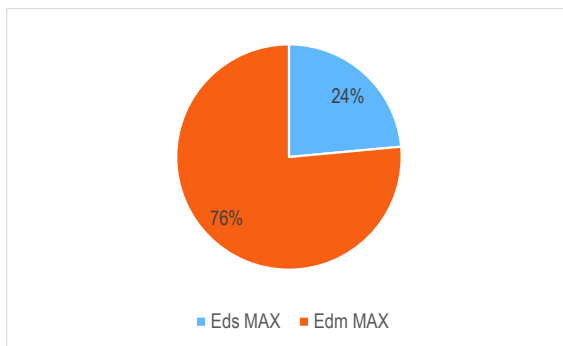


Fig. 4.1.140 Structura echipată cu $\mu=6\%$

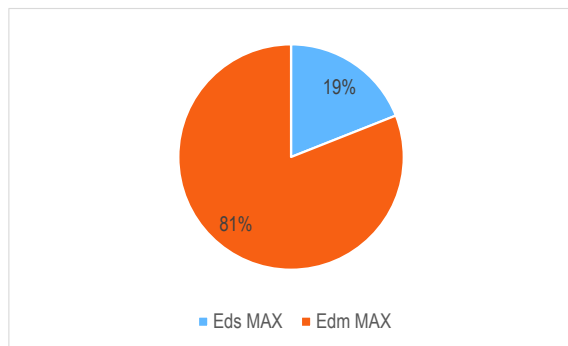


Fig. 4.1.141 Structura echipată cu $\mu=10\%$

- Cazul acțiunii seismice Kocaeli 1999

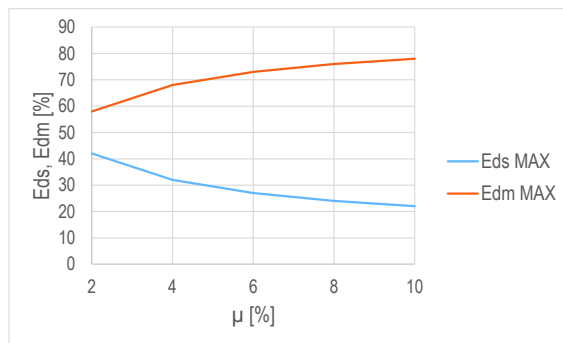


Fig. 4.1.142 Variația necesarului maxim de capacitate energetică

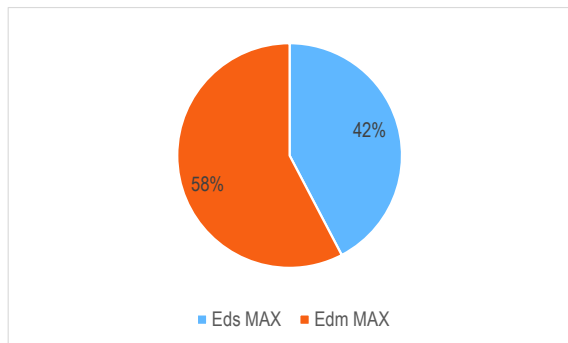


Fig. 4.1.143 Structura echipată cu $\mu=2\%$

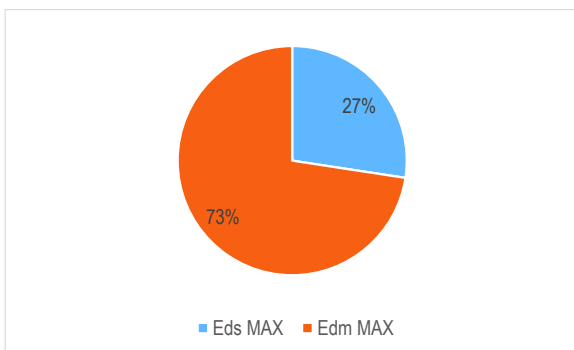


Fig. 4.1.144 Structura echipată cu $\mu=6\%$

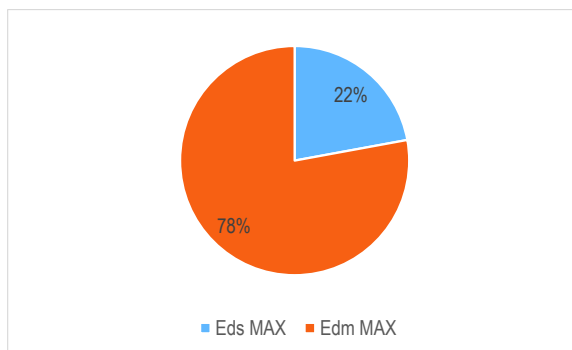


Fig. 4.1.145 Structura echipată cu $\mu=10\%$

Prin acest transfer al absorbției energetice de la structură la echipamentul PTMD, necesarul aferent structurii propriu-zise este redus. Sigur că, așa cum se poate observa din Figurile 4.1.146 ÷ 149 și deplasările laterale scad odată cu creșterea amortizării.

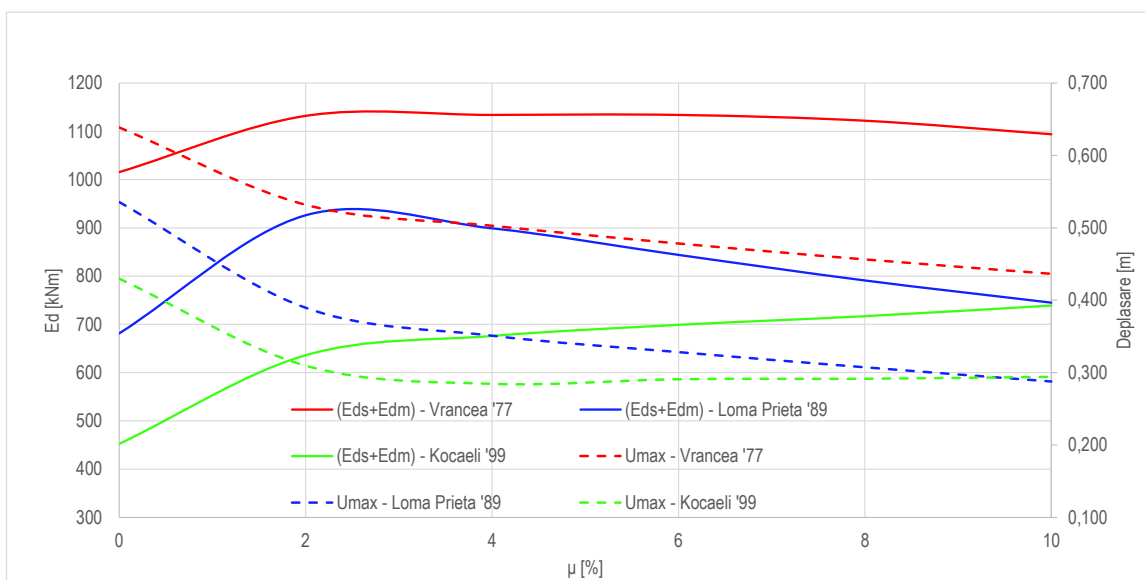


Fig. 4.1.146 Capacitatea de absorbție energetică (liniile continue) și deplasarea maximă (liniile întrerupte) pentru $\mu = (0 \div 10)\%$

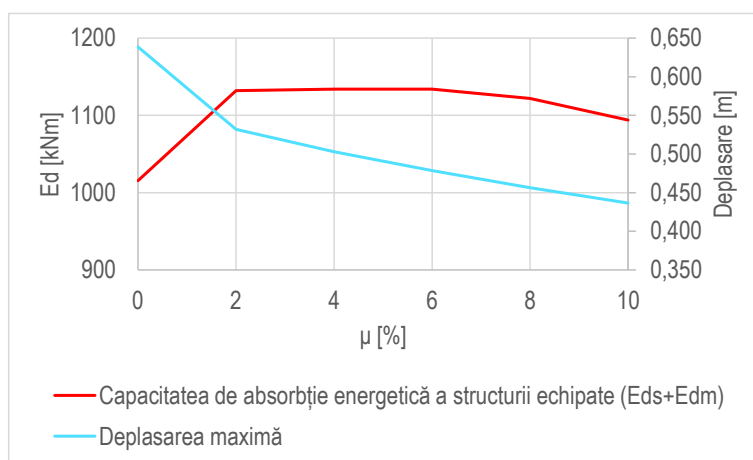


Fig. 4.1.147 Capacitatea de absorbție energetică și deplasarea maximă - Vrancea '77

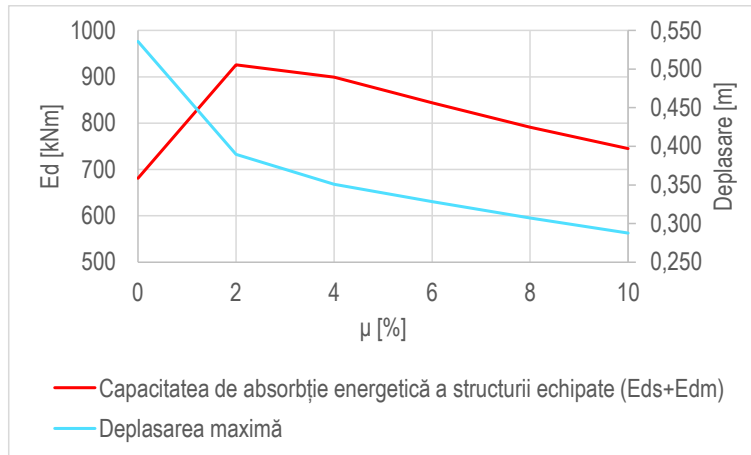


Fig. 4.1.148 Capacitatea de absorbție energetică și deplasarea maximă – Loma Prieta '89

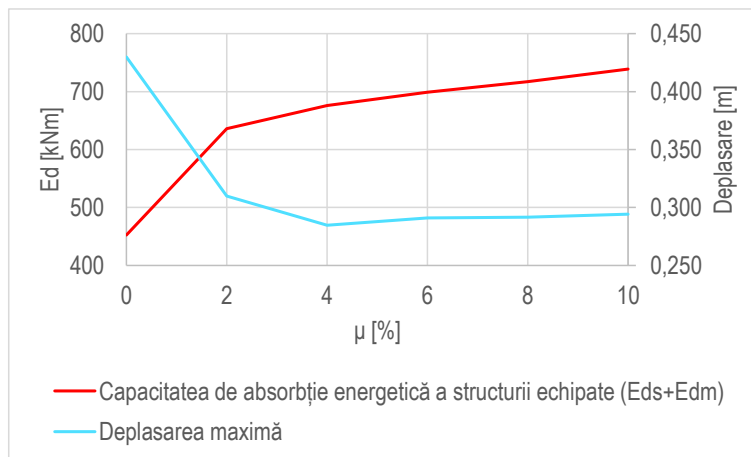


Fig. 4.1.149 Capacitatea de absorbție energetică și deplasarea maximă - Kocaeli '99

Și în astfel de reprezentări se constată rolul benefic al sistemului PTMD prin scăderea necesarului de capacitate de absorbție energetică a structurii propriu-zise E_{ds} față de necesarul de capacitate E_d al structurii ne-echipate. Prezența sistemului PTMD asigură satisfacerea acestui necesar de către chiar sistemul PTMD (prin cantitatea E_{dm}). Din nou, se poate spune că sistemul PTMD „scutește” structura propriu-zisă de necesitatea de a absorbi și disipa această cantitate de energie seismică E_{dm} .

Energia indusă structurii de acțiunea seismică, dar nedisipată prin amortizare inerentă și adăugată se transformă în viteze și accelerații ale nivelurilor structurii care susțin mișcarea vibratorie a acesteia. Diminuarea stării de degradare a unei structuri se poate realiza prin creșterea capacității de a se deforma în domeniul post-elastic (ceea ce nu este economic și nici nu constituie obiectivul prezentei teze de doctorat) sau prin reducerea necesarului de disipare a energiei histeretice. Acest lucru se obține prin diminuarea cantității energetice ($E_i - E_d$). În Figurile 4.1.150 ÷ 4.1.155 este prezentată variația în timp a acestei cantități pentru toate cele trei structuri analizate.

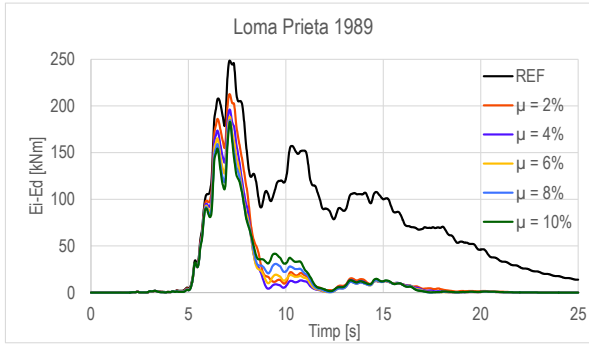


Fig. 4.1.150 ($E_i - E_d$) - structura cu 5 niveluri – Loma Prieta '89

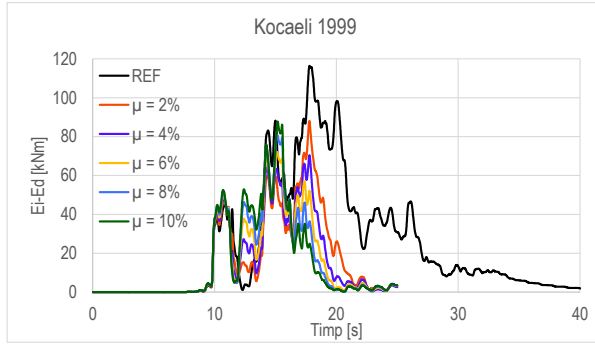


Fig. 4.1.151 ($E_i - E_d$) - structura cu 5 niveluri – Kocaeli '99

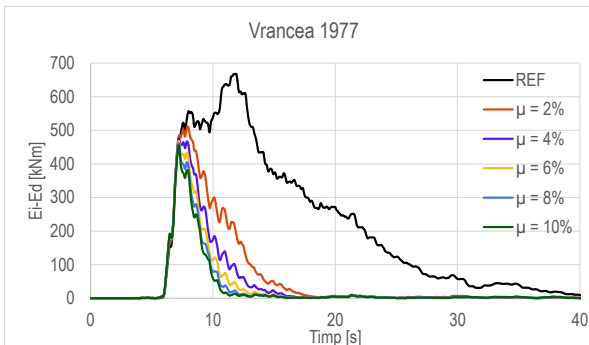


Fig. 4.1.152 ($E_i - E_d$) - structura cu 10 niveluri – Vrancea '77

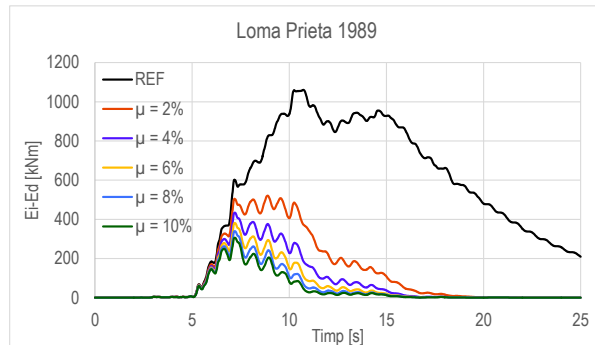


Fig. 4.1.153 ($E_i - E_d$) - structura cu 10 niveluri – Loma Prieta '89

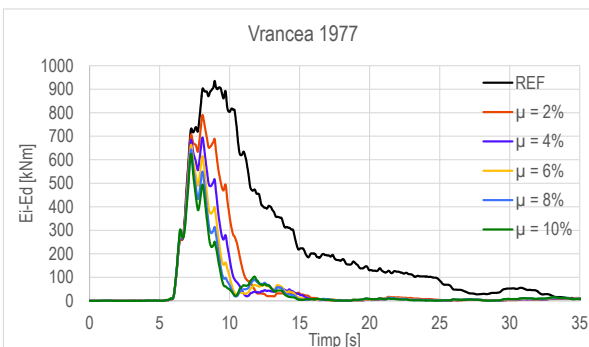


Fig. 4.1.154 ($E_i - E_d$) - structura cu 15 niveluri – Vrancea '77

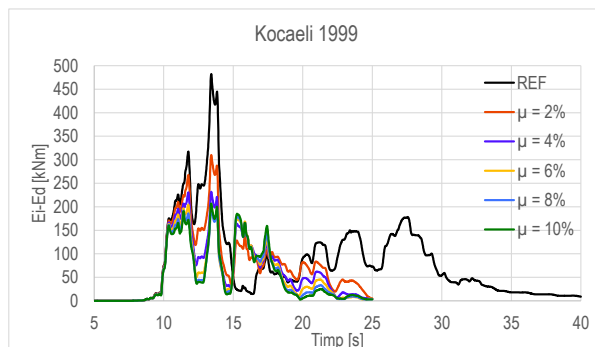


Fig. 4.1.155 ($E_i - E_d$) - structura cu 15 niveluri – Kocaeli '99

În toate situațiile analizate se constată că diferența dintre energia seismică de input E_i și capacitatea de absorbție energetică E_d este mai mare în cazul structurilor de referință, ceea ce înseamnă că solicitarea elastică a structurii și lucrul mecanic al forțelor de inerție este mai mare pentru structurile neechipate. Reamintind că $(E_i - E_d)$ este egal cu suma energiei cinetice și a energiei de deformare elastică, diminuarea acestei cantități înseamnă, de fapt, o stare de mișcare vibratorie și o stare de deformare reduse. Rezultă că diminuarea cantității de energie $(E_i - E_d)$ în cazul structurilor echipate reflectă aportul sistemului PTMD la reducerea stării vibratorii atât din punct de vedere valoric cât și din punctul de vedere al intervalului de timp în care această cantitate are valori semnificative. Putem concluziona că, în cazul structurilor echipate, capacitatea de absorbție și disipare a energiei seismice de input a crescut, deci, implicit, răspunsul seismic al acestor structuri este astfel redus. În acest context, este evidențiată din nou, expresivitatea a abordării energetice a răspunsului seismic prin extinderea și completarea stării mecanice de la cuprinderea

tradițională a acesteia (eforturi, deplasări, etc) la includerea aspectelor energetice (energie indusă seismic, capacitate de absorbție energetică, etc) ale acestei stări.

Necesarul de capacitate de absorbție și disipare energetică E_d depinde, așa cum s-a văzut, de acțiunea seismică, de structura propriu-zisă, precum și de raportul $\mu = m_d/m$. Este firesc ca acest necesar de capacitate de absorbție al unei structuri date, amplasată într-o zonă seismică dată, să depindă de intensitatea cutremurului de proiectare asociat zonei seismice respective. Pentru a evidenția specificitatea seismică, se consideră structura cu cincisprezece niveluri amplasată în București sub acțiunea seismică Vrancea 1977 având, succesiv valorile de vârf a_g ale accelerației terenului de 0,2g; 0,4g și 0,6g (Fig. 4.1.156 ÷ Fig. 4.1.160) și structura cu zece niveluri amplasată de asemenea în București sub acțiunea seismică Loma Prieta 1989 având, succesiv aceleași valori de vârf ca și în cazul precedent (Fig. 4.1.161 ÷ Fig. 4.1.165).



Fig. 4.1.156 Cutremurul Vrancea 1977 scalat la diferite intensități seismice

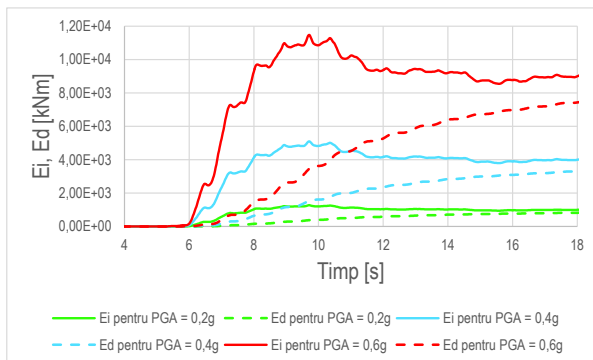


Fig. 4.1.157 Structura de referință

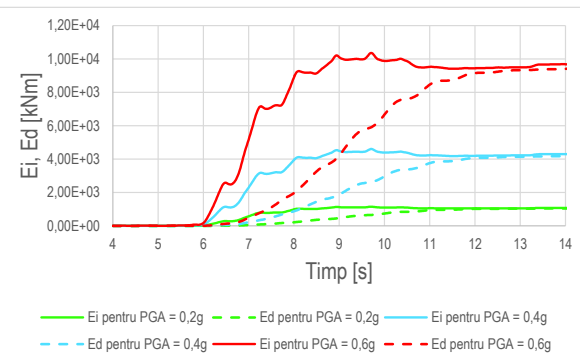


Fig. 4.1.158 Structura echipată cu masă adăugată $\mu=2\%$

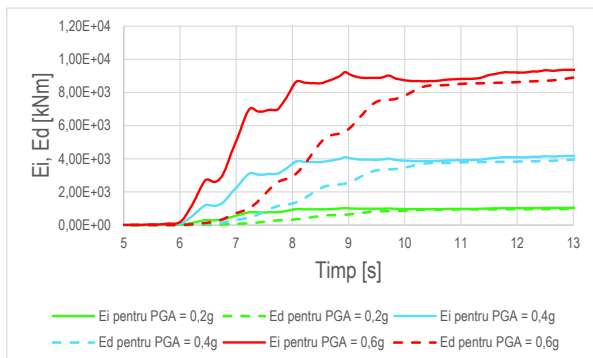


Fig. 4.1.159 Structura echipată cu masă adăugată $\mu=6\%$

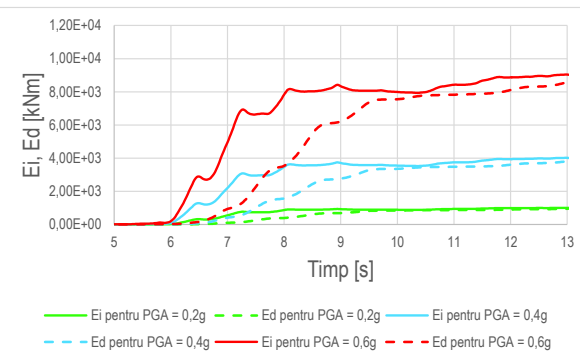


Fig. 4.1.160 Structura echipată cu masă adăugată $\mu=10\%$

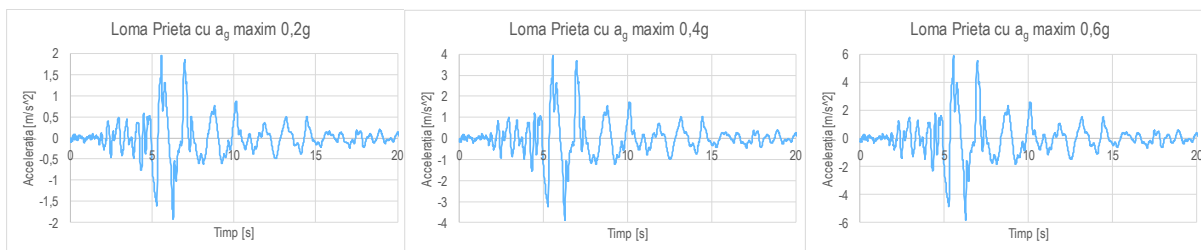


Fig. 4.1.161 Cutremurul Loma Prieta 1989 scalat la diferite intensități seismice

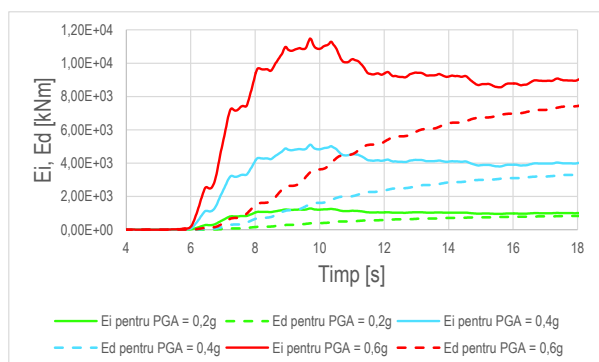


Fig. 4.1.162 Structura de referință

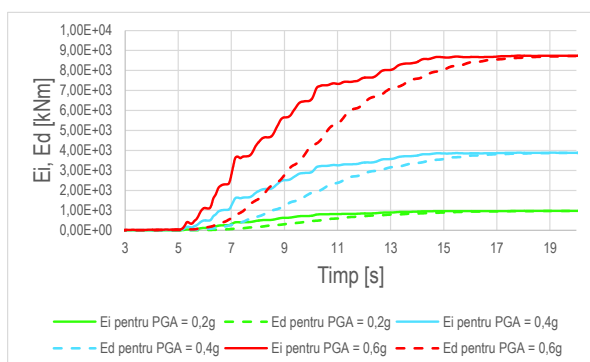


Fig. 4.1.163 Structura echipată cu masă adăugată $\mu=2\%$

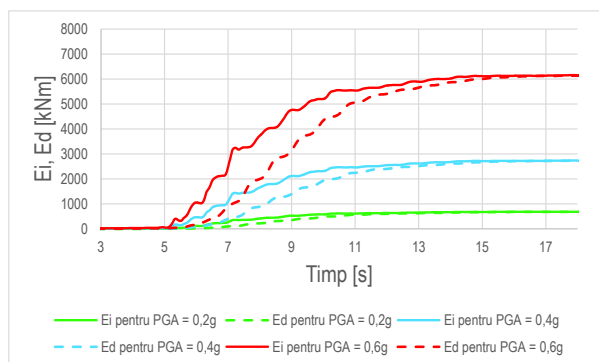


Fig. 4.1.164 Structura echipată cu masă adăugată $\mu=6\%$

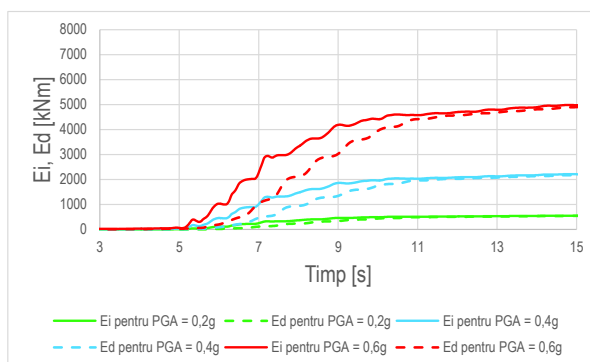


Fig. 4.1.165 Structura echipată cu masă adăugată $\mu=10\%$

Graficele de mai sus (Fig. 4.1.157 ÷ Fig. 4.1.160 și Fig. 4.1.162 ÷ Fig. 4.1.165) exprimă dualitatea energiei de input seismic $E_i \leftrightarrow$ necesarul de capacități de absorbție și disipare energetică E_d . De asemenea, prin aceleași reprezentări, sunt evidențiate variațiile acestor energii (E_i , E_d) în raport cu valoarea de vârf a_g a acțiunii seismice. Graficele conduc la concluzii așteptate în ceea ce privește dependența stării energetice atât de tipul acțiunii seismice cât și de intensitatea acesteia.

Într-adevăr, se constată că un cutremur mai puternic induce aceleași structuri o cantitate mai mare de input seismic și, implicit „cere” o capacitate de absorbție și disipare energetică mai mare.

Odată cu echiparea structurii cu sistem de protecție de tip masă adăugată pasivă PTMD (Fig. 4.1.158 ÷ Fig. 4.1.160 și Fig. 4.1.162 ÷ Fig. 4.1.164) atât energia indusă de cutremur structurii, cât și necesarul de capacități de absorbție al acesteia se diminuează. Aceste rezultate ne arată că echipamentul de protecție ales este adecvat structurilor analizate și conduce la creșterea performanțelor acestora.

4.2. Criteriu energetic de performanțe seismice. Asigurarea capacității de absorbție energetică prin PTMD

Starea energetică nu este o haină nouă a tradiționalelor stări cinematice, statice, de ductilitate ci o abordare mai cuprinzătoare a componentelor răspunsului seismic ținând cont de felul în care acestea sunt procesate în conceptul de energie. Aplicarea conceptelor energetice s-a dezvoltat, inclusiv într-o direcție în care starea de degradare anticipată, indusă structurii proiectate, de un viitor cutremur de proiectare poate fi codificată prin indici care exprimă raportul unor componente energetice [155], [165]–[167]. O astfel de aprofundare a abordării energetice înseamnă de fapt o cuantificare a performanțelor seismice (asociate stării de degradare, în acest caz) ale structurii proiectate.

Evaluarea stării de degradare generate de cutremur structurii este o componentă necesară atât în activitatea de proiectare cât și în cea de constatare a stării mecanice a structurilor avariate. Este, de asemenea, necesar ca evaluarea stării de degradare să includă trecerea de la faza descriptivă a degradărilor la faza codificării numerice a acestei stări prin indici de degradare. Cuantificarea stării de degradare implică, la rândul său, definirea a priori a unor indici de degradare. Literatura de specialitate din acest subdomeniu oferă un set relativ restrâns de componente ale stării cinematice, statice și de ductilitate ale structurii acționate seismic [155], [168]–[170]. Cei mai utilizați indici de evaluare a stării de degradare ai unei structuri acționate seismic se referă la deplasările relative de nivel, energia histeretică, accelerația ultimului nivel și perioada fundamentală a structurii.

Unde se asociază starea de degradare a unei structuri cu starea ei energetică? În literatura de specialitate, această asociere se realizează prin energia de tip histeretic E_h disipată prin comportarea post-elastică a structurii. Cantitatea E_h de energie disipată prin deformații plastice este – în principiu – simplu de calculat considerând că această energie este egală cu lucrul mecanic total efectuat de momentele încovoietoare M_p , prin rotațiile plastice Θ_p . O astfel de abordarea a evaluării stării de degradare indusă de cutremur dovedește – *alter alia* – următoarele:

1. Abordarea energetică este un instrument utilizat deja în evaluarea stării mecanice a unei structuri acționate seismic;
2. Prin implicarea și referirile la deformațiile plastice exclusiv, abordarea energetică existentă nu permite evaluarea stării mecanice a unei structuri care se comportă elastic;
3. Având în vedere că unele niveluri de performanță se referă la (pot fi îndeplinite de) structuri cu comportare în domeniul elastic, abordarea energetică a unor astfel de structuri și asocierea stării lor energetice cu niveluri de performanțe seismice este necesară.

De exemplu, FEMA 273 nu admite deformații plastice pentru nivelul de performanță seismică *Immediate Occupancy*. Structurile multietajate echipate cu brațe rigide, structurile de tip turnuri ancorate/hobanate trebuie (conform prevederilor normative de proiectare) să se comporte exclusiv în domeniul elastic.

În acest context, autorul tezei propune ca însăși starea energetică a unei structuri (proiectate sau existente) să constituie un criteriu de performanță seismică a structurii.

Asocierea criteriilor și nivelurilor de performanță seismică cu starea energetică a unei structuri metalice multietajate echipată cu masă adăugată necesită dezvoltarea următoarelor aspecte:

- studiul energiei de input seismic asociate structurilor metalice multietajate cu masă adăugată
- studiul distribuției energiei de input seismic între structura propriu-zisă și masa adăugată
- studiul necesarului de capacitate de absorbție energetică a structurii în prezența masei adăugate.

Criteriul propus de autorul tezei este – din punct de vedere matematic - raportul E_d/E_i care exprimă proporțional gradul de asigurare de către structura proiectată/existentă a capacității de absorbție energetică asociată unei acțiuni seismice date. Cu cât acest raport este mai mare, cu atât structura poate absorbi o cantitate E_d mai mare din energia seismică E_i introdusă de cutremur în structură. În cazul structurilor studiate în teză (structuri cu comportare exclusiv elastică), capacitatea de absorbție E_d este asigurată prin echiparea cu sisteme PTMD capabile să asigure cantitatea E_{dm} lăsând pe seama structurii (ca necesar de absorbție de energie) doar cantitatea $E_{ds} < E_d$. În acest fel criteriul energetic propus pentru evaluarea performanțelor seismice devine $(E_{dm}+E_{ds})/E_i$. Această formă matematică a nivelului de performanță evidențiază clar rolul energetic al sistemului PTMD de înlocuire treptată a componentei energetice E_h (implicit asociat cu degradări/deformații ireversibile) cu componenta E_{dm} care nu este asociată cu degradări structurale.

4.2.1 Criterii de performanțe seismice existente

Performanța structurală reprezintă o măsură a gravității degradărilor structurale și nestructurale produse de acțiunea seismică sau de alte cauze. Îmbunătățirea răspunsului structural constă în reducerea acestor degradări. Însă starea de avariere a unei structuri, din punct de vedere cantitativ, este greu de stabilit. În ultimii ani s-au efectuat numeroase studii în încercarea de a stabili un anumit grad de avariere și chiar o corelare a acestuia cu nivelurile de performanță existente în normative [32], [169], [171]. Un prim pas în acest sens constă în stabilirea nivelului de performanță în care trebuie să se încadreze structura și asocierea acestuia cu hazardul seismic al zonei în care aceasta este sau urmează să fie amplasată (Fig. 4.2.1). Pentru o construcție importantă, de exemplu, în cazul cutremurelor de intensitate mică, structura trebuie să fie funcțională în totalitate, dar pentru un cutremur sever, starea limită realistă în care putem încadra structura este, probabil, siguranța vieții.

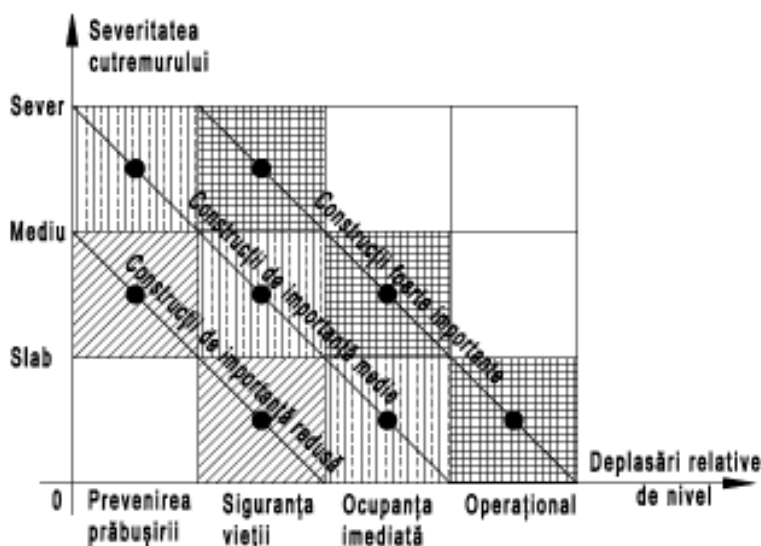


Fig. 4.2.1 Criteriul de performanță (în deplasări relative de nivel) conform Fema 273

Preocupări privind nivelurile de performanță și, respectiv gradul de avariere al construcțiilor există încă din anul 1964 [172]–[174]. O clasificare generală a gradului de avariere, realizată în urma prelucrărilor statistice a efectelor produse de cutremurele puternice, s-a realizat și în țara noastră, în anul 1984 [174]:

avarii slabe (minore) – care nu afectează capacitatea de rezistență a structurilor – pentru care trebuie efectuate doar lucrări de reparații/refacere a elementelor nestructurale și a finisajelor; *avarii moderate* a elementele de rezistență situate doar în zonele puternic solicitate – este necesară numai intervenția asupra părților afectate pentru a restabili gradul de asigurare al clădirii la acțiuni laterale; *avarii pronunțate (majore)* – care afectează zone importante ale structurii de rezistență – sunt necesare lucrări de consolidare care să asigure redresarea de ansamblu a structurii atât în ceea ce privește starea de rezistență a acesteia, cât și starea de rigiditate/ductilitate; *avarii puternice (severe)* – cu consecințe distructive generalizate – situație în care este recomandată demolarea construcțiilor respective și eventual reconstrucția integrală a acestora.

În urma cutremurelor Loma Prieta (1989) și Northridge (1994) care au produs pagube de opt, și respectiv douăzeci de miliarde de dolari [15] s-a constatat însă limitarea analizei convenționale a răspunsului seismic. În urma acestor evenimente seismice au apărut codurile de proiectare ce constituie temelia proiectării bazate pe performanță [32], [147], [175], [176]. Spre deosebire de prevederile anterioare acestor coduri (care aveau doar caracter descriptiv), noile normative includ și valori cantitative pentru diferiți parametri ce caracterizează acțiunea seismică și răspunsul seismic asociat acesteia. Ulterior au apărut și alte studii și prevederi normative care includ proiectarea bazată pe performanță [26], [33], [54], [56], [141], [177]. Conceptul de performanță structurală semnifică mai mult decât limitarea pierderilor de vieți omenești. Acest concept cuprinde și alte aspecte - pe lângă siguranța oferită ocupanzilor clădirii – cum sunt: confortul acestora pe durata de exploatare a clădirii, costul restaurării clădirii degradate, durata de timp în care construcția este scoasă din uz. În continuare este prezentat nivelul de degradare post-seism în conformitate cu prevederile codurilor existente.

- Prevederi SEAOC Vision 2000 [175]

Niveluri de performanță:

1. *Operațional în totalitate (Fully operational)* – degradări minime – nu necesită întreruperea serviciilor, reparațiile necesare fiind minore.
2. *Operațional (Operational)* – degradări limitate – sunt necesare anumite reparații, însă viața oamenilor nu este pusă în pericol.
3. *Siguranța vieții (Life Safe)* – degradări medii – elementele structurale prezintă degradări, dar structura nu este în pericol de prăbușire – se poate efectua evacuarea clădirii după seism, iar reabilitarea structurii este posibilă, însă costul se poate dovedi neeconomic.
4. *În apropierea colapsului (Near Collapse)* – degradări severe atât în cazul elementelor structurale, cât și al celor nestructurale – dar, încă nu se atinge colapsul total al structurii.

Hazardul seismic este descris în Tabelul 10.

Tabel 10 Intensitatea seismică descrisă conform Seaoc 2000

Clasificarea cutremurului	Probabilitatea de depășire	IMR - intervalul mediu de recurență
Frecvent	50% în 30 de ani	43 ani
Ocazional	50% în 50 de ani	72 ani
Rar	10% în 50 de ani	475 ani
Foarte rar	10% în 100 de ani	970 ani

- Prevederi Fema 273 [32]:

Nivelurile de performanță

1. *Prevenirea prăbușirii (CP – Collapse Prevention)* definește starea de degradare majoră post-seism în care structura nu s-a prăbușit, dar există degradări semnificative ale elementelor structurale, iar unele elemente nestructurale s-au rupt, viața oamenilor este pusă în pericol, iar reabilitarea clădirii nu se justifică.
2. *Siguranța vieții (LS – Life Safety)* corespunzătoare unei stări de degradare medie.
3. *Ocupare imediată (IO – Immediate Occupancy)* asociat unei stări de degradare limitată.
4. *Operațional (OP – Operational)* asociat unor degradări minime.

Hazardul seismic este descris în Tabelul 11.

Tabel 11 Intensitatea seismică descrisă conform Fema 273

Clasificarea cutremurului	Probabilitate de depășire în 50 de ani	IMR - intervalul mediu de recurență (ani)
Frecvent	50%	72
Ocazional	20%	225
Rar	10%	475
Foarte rar	2%	2475

- Prevederi SR EN 1998-3-2005 [56]

Cerințele fundamentale se referă la starea de degradare a structurii și sunt definite prin trei stări limită:

1. *Starea limită de prevenire a prăbușirii (NC)* – Structura este grav avariata, cu rezistență și rigiditate laterală remanente scăzute, deși elementele verticale sunt încă capabile de a prelua încărcări verticale. Majoritatea elementelor nestructurale s-au prăbușit. Sunt prezente mari deplasări laterale cu caracter permanent. Structura este aproape de prăbușire și probabil că nu ar supraviețui unui alt cutremur, chiar dacă acesta ar fi de intensitate moderată.
2. *Starea limită de degradare semnificativă (SD)* – Structura este semnificativ avariata, cu rigiditatea și rezistență laterală remanente, iar elementele verticale sunt capabile să preia încărcări verticale. Elementele nestructurale sunt avariate, deși unele părți și materiale de umplutură nu au ieșit în afara planului umpluturii. Sunt prezente deplasări laterale permanente moderate. Structura poate rezista după un șoc de intensitate moderată. Repararea structurii este, mai degrabă, neeconomică.
3. *Starea limită de limitare a degradării (DL)* – Structura este ușor avariata, elementele structurale nu prezintă o curgere semnificativă și își păstrează proprietățile de rezistență și rigiditate. Componentele nestructurale, ca și alte părți și elemente de umplutură, pot prezenta fisuri

distribuite, dar, din punct de vedere economic, degradările pot fi reparate. Deplasările permanente sunt neglijabile. Structura nu are nevoie de măsuri suplimentare de reparare.

Hazardul seismic este descris în Tabelul 12.

Tabel 12 Intensitatea seismică descrisă conform EC8

Probabilitate de depășire în 50 de ani	IMR - intervalul mediu de recurență (ani)
20%	225
10%	475
2%	2475

- Prevederi P100 -1/2013 [26]:

Niveluri de performanță / Cerințe fundamentale

1. Cerința de siguranță a vieții

Structura va fi proiectată pentru a prelua acțiunile seismice de proiectare stabilite, cu o marjă suficientă de siguranță față de nivelul de deformare la care intervine prăbușirea locală sau generală, astfel încât viețile oamenilor să fie protejate. Valoarea de proiectare a acțiunii seismice corespunde unui interval mediu de recurență de 225 ani.

2. Cerința de limitare a degradărilor

Structura va fi proiectată pentru a prelua acțiuni seismice cu o probabilitate mai mare de apariție decât acțiunea seismică de proiectare, fără degradări sau scoateri din funcțiune, ale căror costuri să fie exagerat de mari în comparație cu costul structurii. Acțiunea seismică considerată pentru cerința de limitare a degradărilor corespunde unui interval mediu de recurență de referință de 40 de ani.

Condiții pentru îndeplinirea cerințelor fundamentale

Îndeplinirea cerințelor fundamentale stabilite anterior se controlează prin verificările a două categorii de stări limită:

1. *Starea limită ultimă (ULS)*, asociată cu ruperea elementelor structurale și alte forme de cedare structurală care pot pune în pericol siguranța vieții oamenilor. Cerințele asociate stării limită ultime se consideră realizate dacă sunt îndeplinite condițiile privind rezistența, ductilitatea și stabilitatea.
2. *Starea limită de serviciu (SLS)*, are în vedere dezvoltarea degradărilor până la un nivel, dincolo de care cerințele specifice de exploatare nu mai sunt îndeplinite. Cerințele de limitare a degradărilor asociate stării limită de serviciu se consideră satisfăcute dacă sub acțiuni seismice având o probabilitate mai mare de manifestare decât acțiunea seismică folosită în cazul verificării la starea limită ultimă, deplasările relative de nivel se încadrează în limitele date.

Hazardul seismic este descris în Tabelul 13.

Tabel 13 Intensitatea seismică descrisă conform P100 – 1 / 2013

Probabilitate de depășire	IMR - intervalul mediu de recurență (ani)
20% în 50 de ani	225
20% în 10 de ani	40

Atât codurile de proiectare [26], [32], [56], [175] cât și literatura de specialitate [22], [155], [170], [178], [179] analizează și recomandă respectarea unor condiții și menținerea anumitor parametri - care definesc performanțele seismice ale structurii - în limite prestabilite. Acești parametri se referă la:

- impunerea unui *număr minim de cutremure considerate* în calculul structural
- considerarea unei anumite *valori a accelerației de vârf a terenului* în funcție de zona în care este amplasată structura analizată
- prevederea *zonelor disipative* pentru obținerea capacității necesare de disipare de energie
- limitarea *deplasărilor / accelerațiilor laterale (absolute / relative)*
- *rotirea ultimă capabilă*
- *capacitatea de deformare la efort axial*
- *capacitatea de deformare la moment încovoietor*
- limitarea *deplasărilor relative de nivel* și a necesarului de disipare a *energiei hysteretice*
- *energia hysteretică și deplasarea maximă la limita dintre elastic și postelastice*
- limitarea flexibilității unei structuri prin controlul perioadei fundamentale T_1
- capacitatea structurii de a se deforma în domeniul plastic prin calculul energiei hysteretice.

lată că proiectarea pe bază de performanță nu se axează doar pe prevenirea pierderii de vieți omenești și a colapsului ci și pe limitarea degradărilor, deci a pierderilor economice. Asigurarea integrității unei construcții pe timpul unui cutremur depinde de numeroși factori. Sigur că modul în care o structură este afectată de cutremur depinde în cea mai mare măsură de caracteristicile acțiunii seismice. Chiar dacă nu putem controla mișcarea seismică, în sine, totuși, trebuie să încercăm să-i prezicem caracteristicile și să înțelegem modul în care răspunsul structurii este afectat de aceasta. Performanța seismică a construcțiilor se poate îmbunătăți prin modul în care conformăm și realizăm structura. O problemă majoră o constituie însă, cuantificarea avariilor structurale și corelarea acestora cu nivelurile de performanță. Cea mai uzuală metodă de măsură a stării de avariere structurală este deplasarea relativă de nivel, dar s-a dovedit a fi insuficientă deoarece oferă doar o perspectivă a răspunsului global, nu local. Un alt parametru des întâlnit în determinarea stării de avariere este factorul de ductilitate, dar acesta nu ține seama de aspectul cumulativ conferit de acțiunea seismică. Se constată, astfel, că cea mai potrivită măsură a performanței structurale și a avariilor produse de un cutremur este cea în termeni de energie, deoarece aceasta devine

cuantificabilă prin compararea necesarului „cerut” de un anumit cutremur cu capacitatea structurii. În continuare este propus un astfel de criteriu energetic pentru a verifica eficiența sistemului de protecție studiat.

4.2.2 Criteriul energetic propus

Criteriul propus completează și extinde – în domeniul energetic - setul de criterii de performanță existente care se referă, preponderent, la parametrii cinematici sau la energia disipată prin deformații remanente. De asemenea, criteriul propus permite analiza performanțelor seismice ale structurilor cu comportare elastică.

Criteriul propus are o formă exclusiv calitativă. Impunerea unor valori numerice pentru raportul dintre energia disipată prin amortizare (inerentă și adăugată) și energia seismică de input (E_d/E_i) necesită o activitate specifică de echipă, și un număr relevant de analize asociate seismicității amplasamentului (cutremurelor de proiectare și a IMR-urilor lor specifice). Astfel, de exemplu, unei structuri având o anumită clasă de importanță i se pot „cere” valori diferite ale parametrului E_d/E_i în funcție de seismicitatea (valoarea a_g) a amplasamentului, așa cum se „impun” valori ale deplasărilor relative de nivel (în criteriile tradiționale menționate).

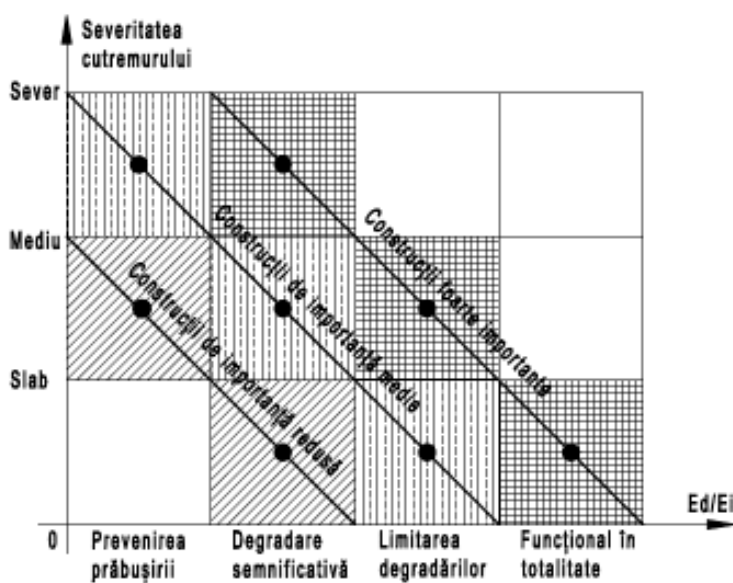


Fig. 4.2.2 Criteriul de performanță propus

Criteriul energetic E_d/E_i de performanță seismică propus (Fig. 4.2.2) „funcționează” prin același mecanism ca și criteriul bazat pe deplasări relative de nivel (Fig. 4.2.1). Astfel, de exemplu, o construcție de importanță medie, acționată de un cutremur slab trebuie să aibă un răspuns seismic asociat stării *degradări limitate* în timp ce aceeași structură acționată de un cutremur sever trebuie să aibă asigurată starea de *prevenire a prăbușirii*. Referitor la o construcție foarte importantă, criteriul energetic propus impune ca o acțiune seismică medie să conducă la starea mecanică de *limitare a degradărilor*, iar un cutremur slab să „lase” structura într-o stare *total funcțională*.

În continuare sunt prezentate câteva rezultate numerice ale parametrului E_d/E_i propus ca o măsură a eficienței echipamentului PTMD (Fig. 4.2.3 ÷ Fig. 4.2.17). Așa cum s-a mai menționat, în cazul structurii echipate cu sistem PTMD, parametrul E_d este egal cu $(E_{ds}+E_{dm})$. Cu cât valoarea raportului E_d/E_i este mai apropiată de *unu*, cu atât capacitatea de absorbție a structurii este mai mare, deci performanța seismică a acesteia este îmbunătățită. Aceste valori numerice trebuie asociate parametrilor propuși în literatura de specialitate pentru exprimarea codificat numerică a stării de degradare a structurii. Relaționarea criteriului

E_d/E_i propus cu alți parametri care exprimă starea de degradare a unei structuri potențial acționată de un cutremur constituie un obiectiv viitor al cercetării.

Capacitatea criteriului E_d/E_i propus pentru exprimarea performanței seismice, precum și adaptabilitatea acestui criteriu la variația valorilor de vârf a_g ale cutremurelor sunt prezentate în Figurile 4.2.3 ÷ 4.2.17.

- Structura cu cinci niveluri

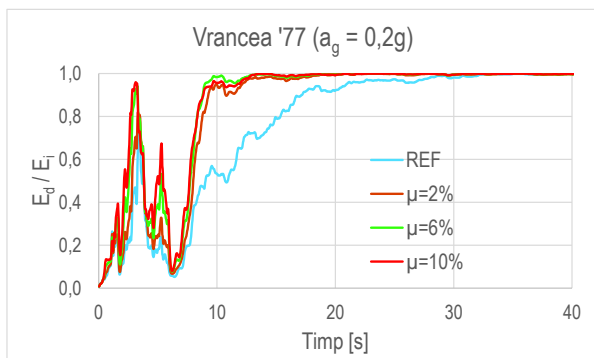


Fig. 4.2.3 E_d/E_i – Vrancea 1977 – $a_g = 0,2g$

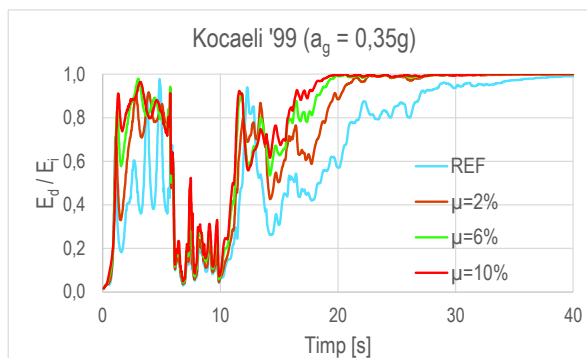


Fig. 4.2.4 E_d/E_i – Kocaeli 1999 – $a_g = 0,35g$

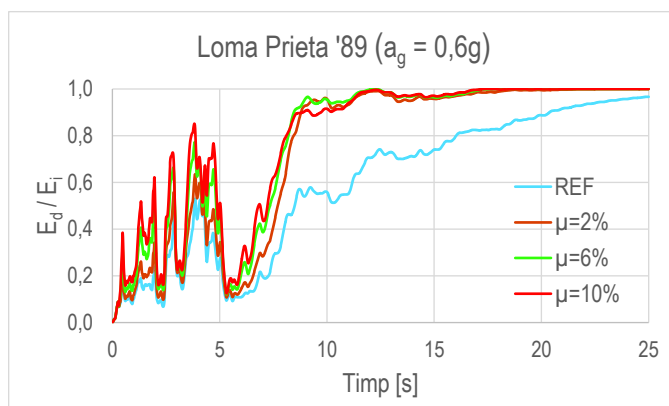


Fig. 4.2.5 E_d/E_i – Loma Prieta 1989 – $a_g = 0,6g$

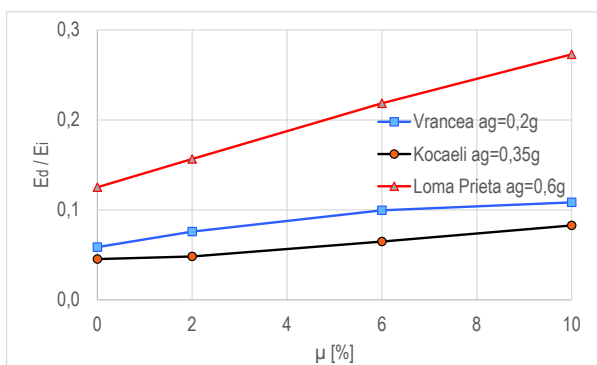


Fig. 4.2.6 E_d/E_i la intensitatea seismică maximă

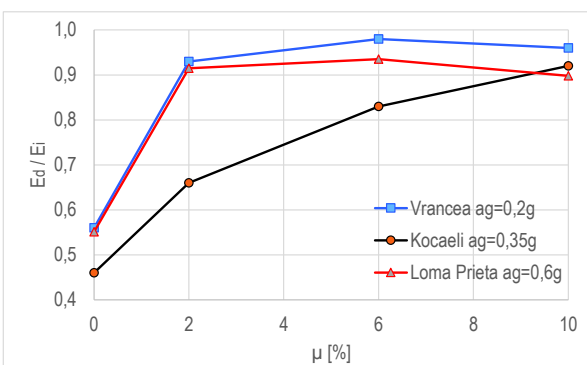


Fig. 4.2.7 E_d/E_i după momentul de intensitate maximă

Se constată o creștere a capacității de absorbție a energiei seismice prin echiparea structurii cu sistem PTMD pentru toate cele trei cutremure considerate. În cazul structurii echipate se observă o creștere mai

pregnantă a capacității de absorbție atunci când perioada predominantă a acțiunilor seismice T_c este mai apropiată de perioada fundamentală T_1 a structurii echipate (T_c Vrancea – 1,16s; T_c Loma Prieta 1,18 s; T_1 pentru gradul de echipare $\mu = 2\%$ este egală cu 1,22s), față de situația în care perioadele T_1 și T_c sunt mai îndepărtate (T_c Kocaeli – 1,40s). O altă concluzie ce se desprinde în urma analizei acestor grafice este că structura echipată are o performanță seismică îmbunătățită față de cazul structurii de referință deoarece, în toate situațiile analizate, parametrul propus E_d/E_i ajunge la valori apropiate de *unu* într-un timp relativ scurt după trecerea șocului de intensitate seismică maximă (Fig. 4.2.3 ÷ Fig. 4.2.5).

- Structura cu zece niveluri

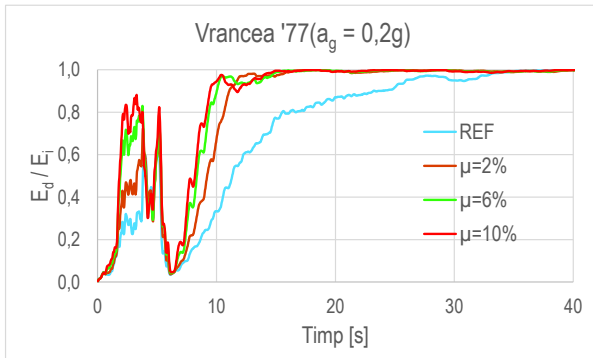


Fig. 4.2.8 E_d/E_i – Vrancea 1977 – $a_g = 0,2g$

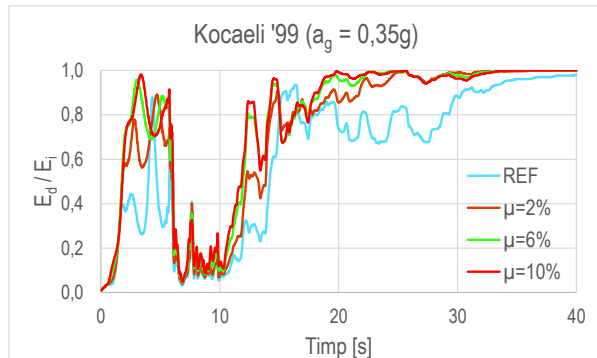


Fig. 4.2.9 E_d/E_i – Kocaeli 1999 – $a_g = 0,35g$

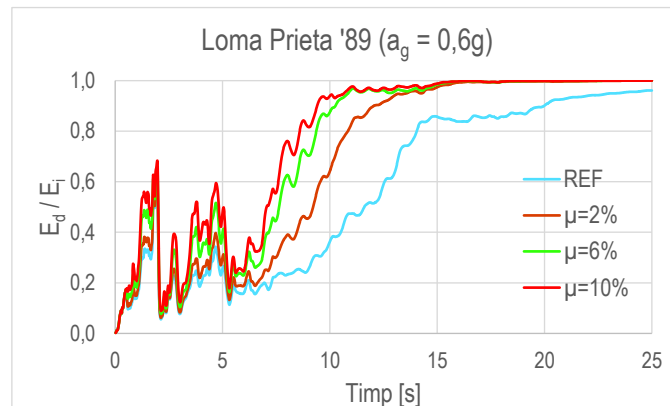


Fig. 4.2.10 E_d/E_i – Loma Prieta 1989 – $a_g = 0,6g$

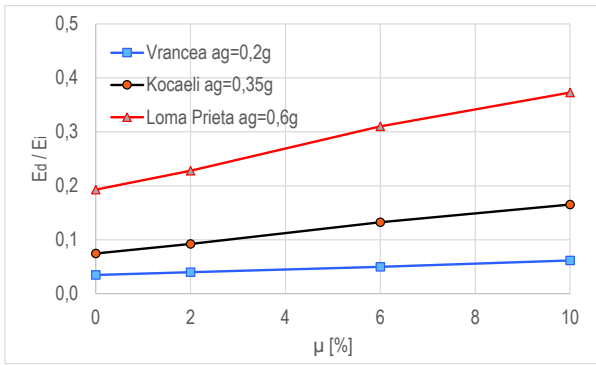


Fig. 4.2.11 E_d/E_i la intensitatea seismică maximă

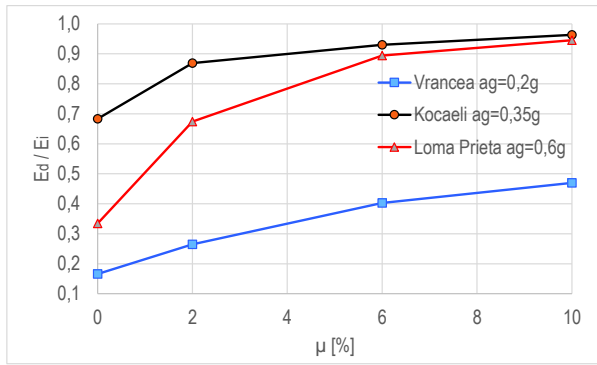


Fig. 4.2.12 E_d/E_i după momentul de intensitate maximă

Și în cazul structurii cu zece niveluri se constată că odată cu echiparea acesteia cu sistem PTMD capacitatea de absorbție energetică crește. Se observă că valoarea raportului E_d/E_i – în situația structurii echipate - tinde spre unu imediat după intensitatea maximă a cutremurului (Fig. 4.2.8 ÷ Fig. 4.2.10). Și aici se constată că performanța energetică este mai mare în zona rezonanței, perioada fundamentală a structurii echipate fiind mai apropiată de valoarea perioadei predominante a cutremurului Kocaeli (Fig. 4.2.12). Capacitatea de absorbție crește odată cu mărirea coeficientului $\mu = m_d/m$.

- Structura cu cincisprezece niveluri

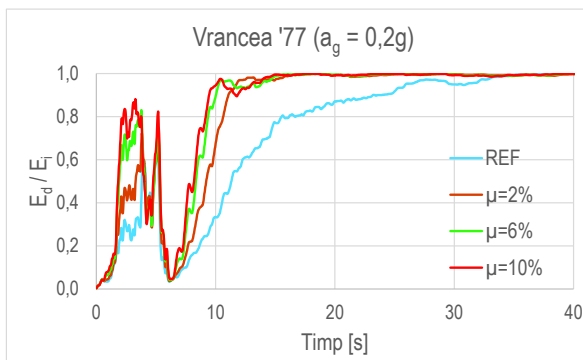


Fig. 4.2.13 E_d/E_i – Vrancea 1977 – $a_g = 0,2g$

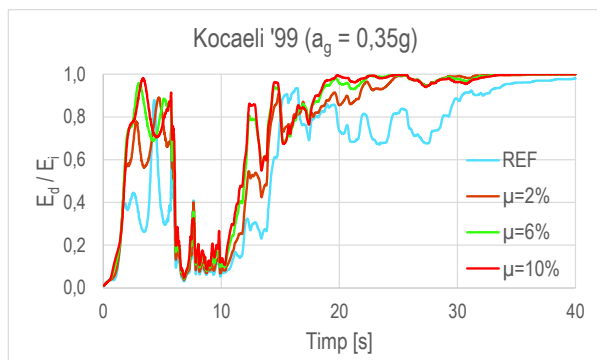


Fig. 4.2.14 E_d/E_i – Kocaeli 1999 – $a_g = 0,35g$

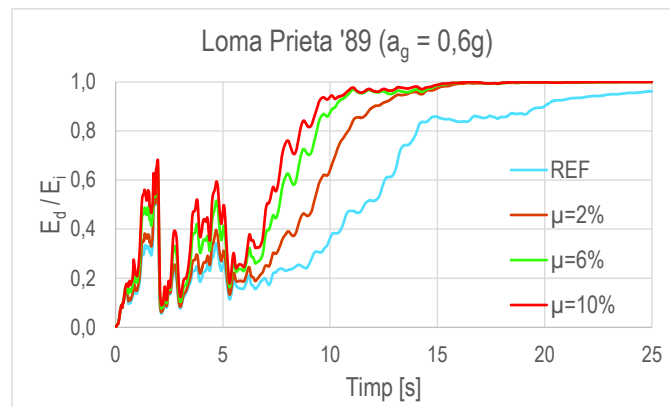


Fig. 4.2.15 E_d/E_i – Loma Prieta 1989 – $a_g = 0,6g$

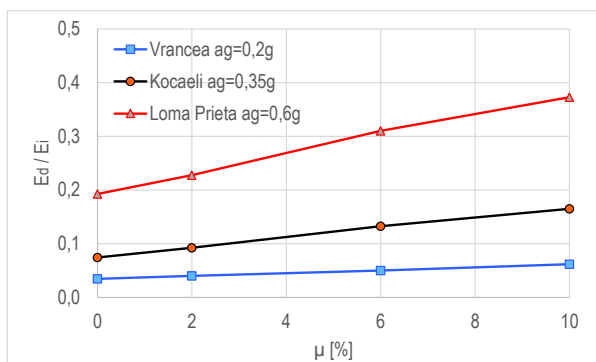


Fig. 4.2.16 E_d/E_i la intensitatea seismică maximă

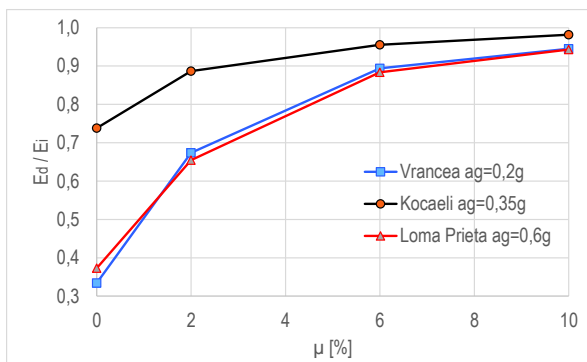


Fig. 4.2.17 E_d/E_i după momentul de intensitate maximă

Se constată că parametrul de performanță E_d/E_i propus este puternic influențat atât de valoarea de vârf a_g a accelerației induse terenului (de intensitate seismică maximă) cât și de raportul perioadelor T_c (perioada predominantă a cutremurului) și T_1 (perioada proprie fundamentală). Atât în cazul structurilor de referință, cât și al celor echipate cu sistem PTMD, necesarul de capacitate de absorbție crește odată cu valoarea de vârf a accelerației terenului (Fig. 4.2.6, 4.2.11, 4.2.16) așa cum s-a arătat și în cadrul Subcapitolului 4.1.2.

Pornind de la aceste reprezentări (ale variației criteriului de performanță E_d/E_i propus) în raport cu severitatea cutremurului (Fig. 4.2.2) (exprimată prin valoarea de vârf a_g a accelerației induse terenului) se pot cuantifica numeric valorile E_d/E_i ale ordonatei din graficul din Figura 4.2.2. O astfel de cuantificare necesită o foarte bogată bază de date (structuri, cutremure). Crearea unei astfel de baze de date este obiectivul principal al unei cercetări post-doctorale pe care și-o propune autorul tezei.

4.3 Echipare cu sistem PTMD versus amortizare adăugată

Echiparea unui sistem dinamic cu un dispozitiv de tip TMD (amortizor dinamic acordat) este o tehnică cu o mare vechime și cu o mare eficiență în funcționarea controlată a unor mașinării generatoare de vibrații. Utilizarea sistemelor de tip PTMD în construcții poate întâmpina o anumită rezistență având în vedere că structura (un sistem cu un înalt grad de redundanță) astfel echipată este transformată într-un mecanism. În acest context, autorul tezei consideră că echivalarea efectelor sistemului PTMD cu un sistem echipat cu amortizare adăugată poate releva mai profund reducerea răspunsului seismic al structurilor echipate cu PTMD. Într-un astfel de demers, trebuie selectat criteriul de echivalare a celor două modalități de reducere a răspunsului seismic. Evident că cea mai mare atracție pentru o astfel de echivalare o constituie deplasările laterale de nivel așa cum a fost prezentată în Cap. 3. În acest capitol, autorul tezei propune două modalități de echivalare bazate pe criterii energetice:

1. Cantitatea de energie ($E_i - E_d$) este, de fapt, energie înmagazinată generatoare de mișcare vibratorie. Cu cât cantitatea ($E_i - E_d$) este mai mică, cu atât mai redusă va fi starea mecanică de vibrații a structurii.

- Parametrul de performanță E_d/E_i propus. Expresivitatea și versatilitatea acestui parametru în exprimarea nivelului de performanță seismică a unei structuri au fost dezvoltate în Subcapitolul 4.2.2.

S-a considerat structura ne-echipată, având pe rând fracțiunea de amortizare critică ζ de 2%, 4%, 6%, 8% și, respectiv 10% și structura echipată cu sistem PTMD având μ cuprins tot între 2% și 10%. În cazul structurii echipate s-a considerat o fracțiune de amortizare critică ζ de 2%.

În continuare sunt prezentate rezultatele numerice pentru cele trei structuri analizate: structura cu cinci niveluri (Fig. 4.3.1 ÷ Fig. 4.3.6), structura cu zece niveluri (Fig. 4.3.7 ÷ Fig. 4.3.12) și structura cu cincisprezece niveluri (Fig. 4.3.13 ÷ Fig. 4.3.18) supuse cutremurelor Vrancea 1977, Loma Prieta 1989 și Kocaeli 1999. În toate cazurile analizate se observă că, pentru o fracțiune de amortizare critică mică ($\zeta=2\%$), sistemul PTMD este mai eficient pentru ambele criterii de evaluare utilizate, respectiv (E_i-E_d) este mai mic, iar E_d/E_i este mai mare, în cazul structurii echipate.

- Structura cu cinci niveluri

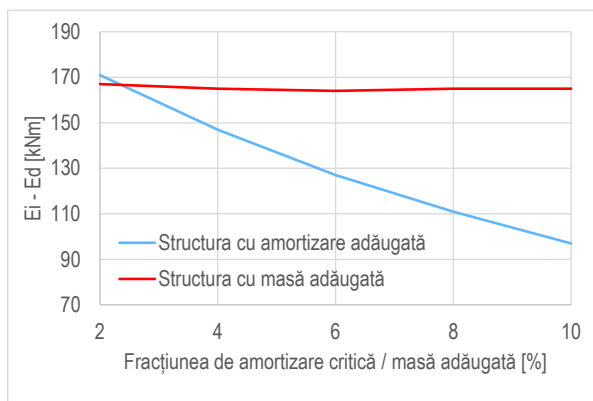


Fig. 4.3.1 ($E_i - E_d$) – Vrancea 1977

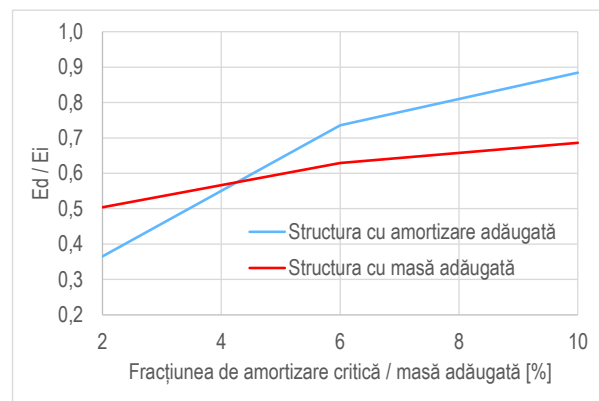


Fig. 4.3.2 E_d/E_i – Vrancea 1977

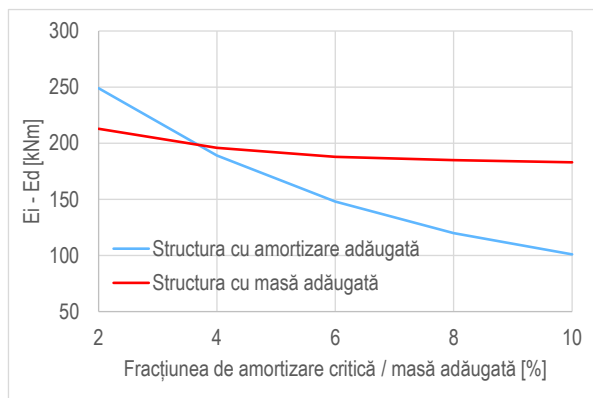


Fig. 4.3.3 ($E_i - E_d$) – Loma Prieta 1989

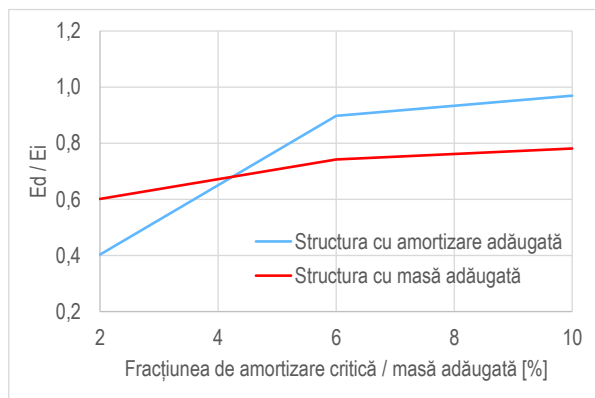


Fig. 4.3.4 E_d/E_i – Loma Prieta 1989

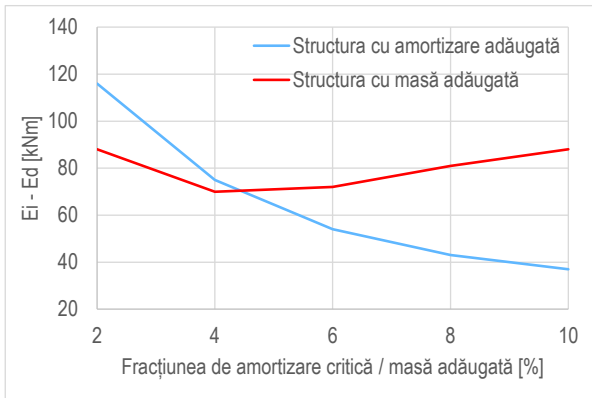


Fig. 4.3.5 ($E_i - E_d$) – Kocaeli 1999

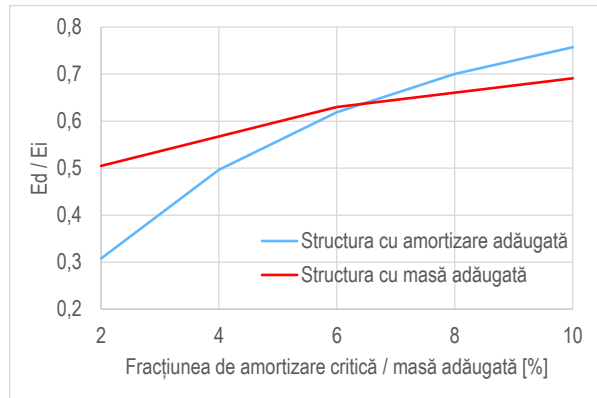


Fig. 4.3.6 E_d/E_i – Kocaeli 1999

În cazul structurii cu cinci niveluri sistemul PTMD este mai eficient decât amortizarea adăugată până la valoarea de 4% a coeficienților ζ și, respectiv μ . Singurele excepții se observă în cazul acțiunii seismice Vrancea '77 (Fig. 4.3.1) la cantitatea ($E_i - E_d$) – unde amortizarea adăugată este mai eficientă imediat după depășirea valorii de 2% și în cazul acțiunii seismice Kocaeli '99 (Fig. 4.3.6) la valoarea E_d/E_i – unde sistemul PTMD este mai eficient până la valoarea de 6%.

▪ Structura cu zece niveluri

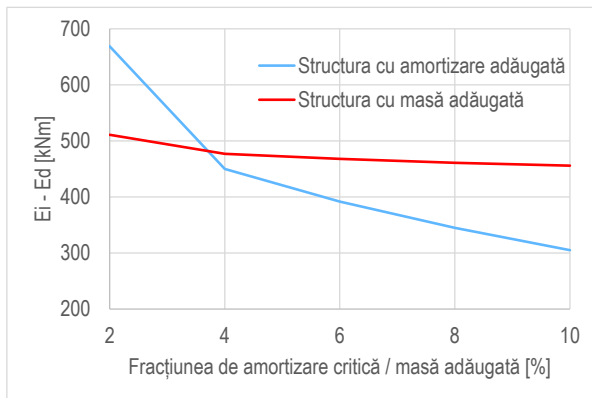


Fig. 4.3.7 ($E_i - E_d$) – Vrancea 1977

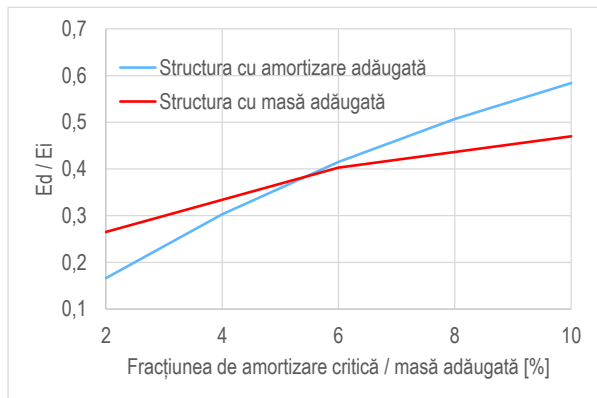


Fig. 4.3.8 E_d/E_i – Vrancea 1977

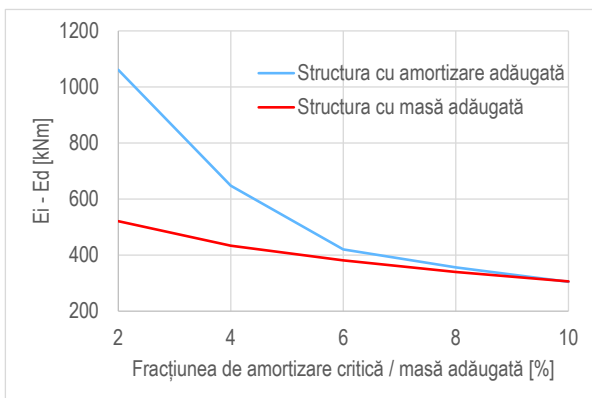


Fig. 4.3.9 ($E_i - E_d$) – Loma Prieta 1989

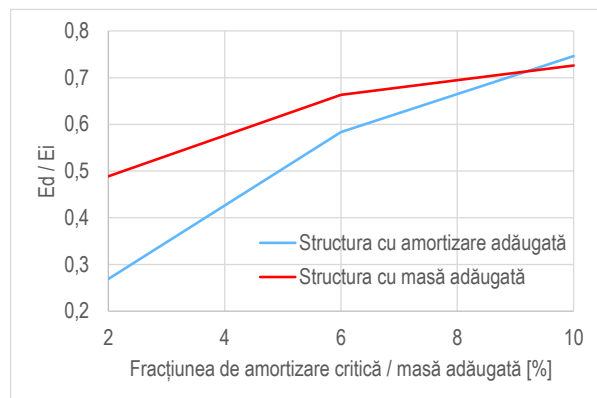


Fig. 4.3.10 E_d/E_i – Loma Prieta 1989

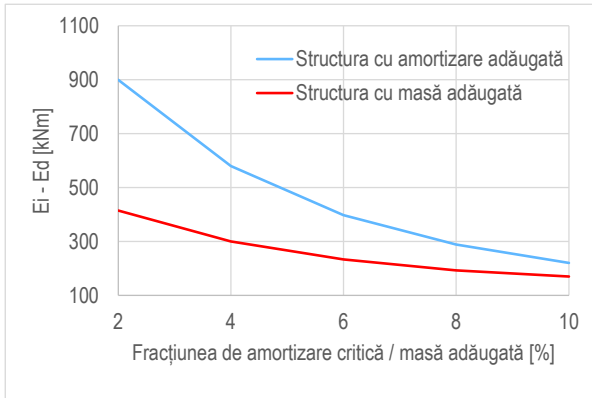


Fig. 4.3.11 ($E_i - E_d$) – Kocaeli 1999

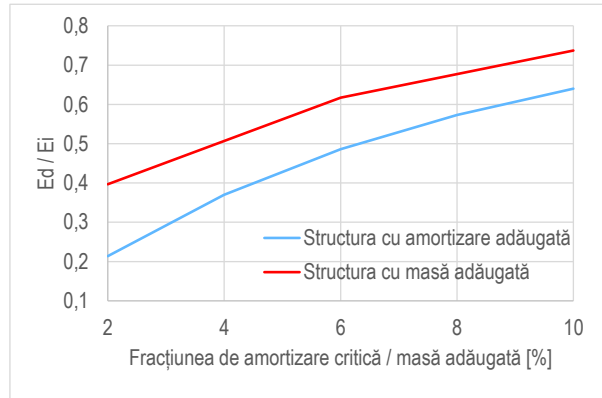


Fig. 4.3.12 E_d/E_i – Kocaeli 1999

▪ Structura cu cincisprezece niveluri

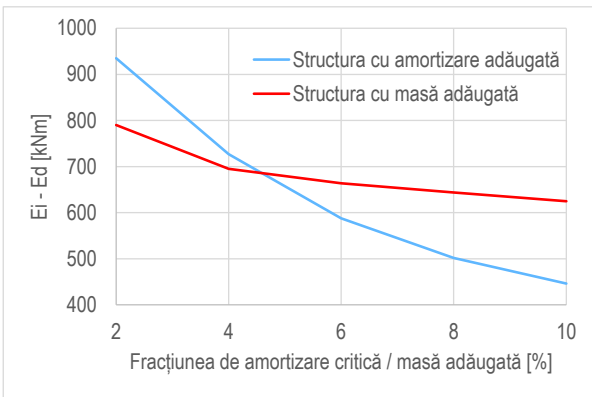


Fig. 4.3.13 ($E_i - E_d$) – Vrancea 1977

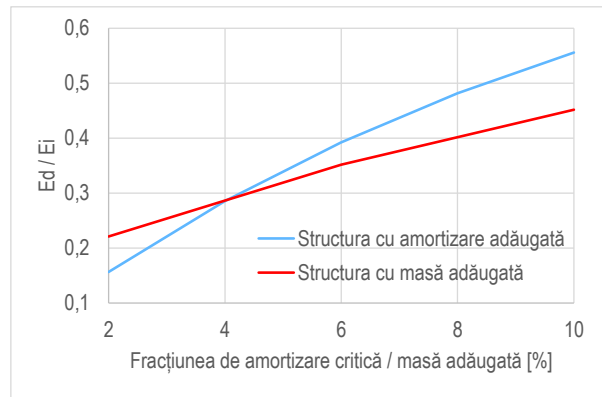


Fig. 4.3.14 E_d/E_i – Vrancea 1977

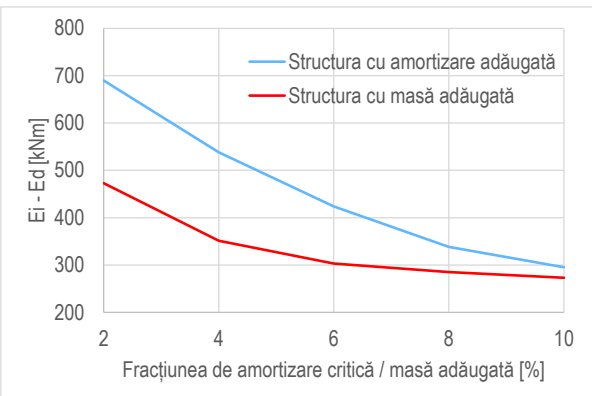


Fig. 4.3.15 ($E_i - E_d$) – Loma Prieta 1989

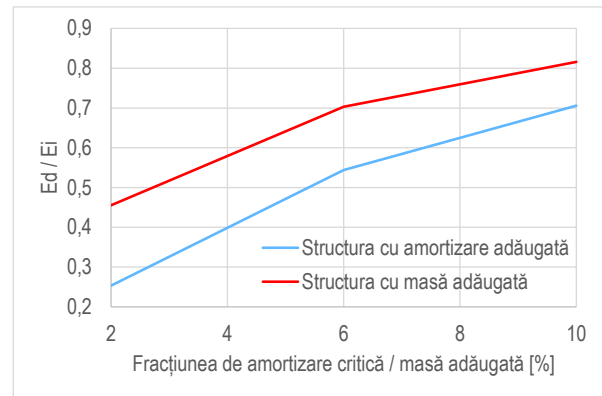


Fig. 4.3.16 E_d/E_i – Loma Prieta 1989

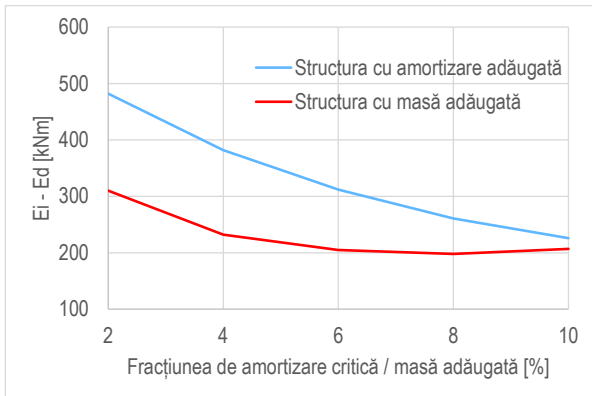


Fig. 4.3.17 ($E_i - E_d$) – Kocaeli 1999

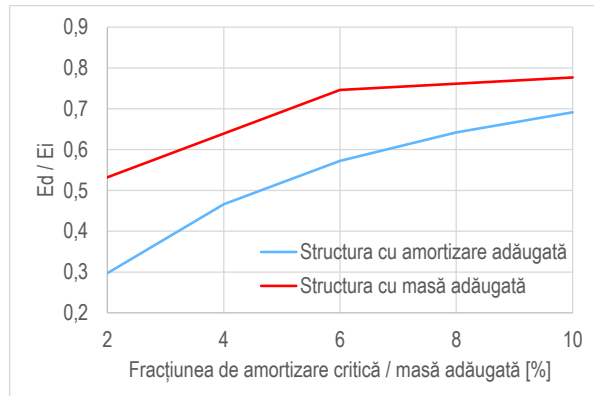


Fig. 4.3.18 E_d/E_i – Kocaeli 1999

Pentru structurile cu zece și cincisprezece niveluri acționate de cutremurul Vrancea '77 (Fig. 4.3.7, Fig. 4.3.8 și Fig. 4.3.13, Fig. 4.3.14), sistemul PTMD este - ca și în cazul structurii cu cinci niveluri - mai eficient pentru valori mici ale fracțiunii de amortizare critică ζ și, respectiv masă adăugată μ (până la cca. 4%). Însă în cazul acțiunilor seismice Loma Prieta și Kocaeli (Fig. 4.3.9 ÷ Fig. 4.3.12 și Fig. 4.3.15 ÷ Fig. 4.3.18), echipamentul de protecție seismică PTMD este mai eficient decât amortizarea structurală mărită pentru întregul interval studiat (ζ ; $\mu = 2 \div 10\%$).

Referitor la îndeplinirea obiectivelor Capitolului 4

Abordarea energetică a răspunsului seismic a structurilor metalice multietajate amplasate în zone seismice este o modalitate mai puțin obișnuită în activitatea de concepție și dimensionare a acestor structuri. Cu atât este mai puțin obișnuită în analiza seismică a structurilor multietajate echipate cu sisteme PTMD. Acesta este contextul care a determinat elaborarea – în acest Capitol 4 – a cadrului energetic necesar realizării obiectivelor propuse. Acest cadru energetic a fost realizat și prin definirea stării energetice a structurilor acționate seismic prin definirea (în acord cu cvasi-totalitatea literaturii de specialitate) a componentelor energetice. În mod firesc, a urmat evidențierea efectelor masei adăugate asupra componentelor energetice ale răspunsului seismic și echivalarea pe baze energetice a efectelor echipării cu sisteme PTMD cu efectele amortizării adăugate. Criteriul energetic de performanță propus este prezentat într-o manieră comparativă și sugestivă cu criteriul existent bazat pe deplasări relative de nivel elaborat în prevederile FEMA. Comentariile și concluziile aferente se bazează pe rezultatele numerice obținute în peste 90 de analize seismice.

Cap. 5 Concluzii

5.1 Concluzii privind realizarea obiectivelor

Autorul și-a propus elaborarea unei cercetări bazate pe două direcții:

1. Studiul non-apologetic al răspunsului seismic al structurilor metalice multietajate echipate cu sisteme PTMD
2. Abordarea energetică a răspunsului seismic al structurilor metalice multietajate echipate cu sisteme PTMD

În contextul existenței unei literaturi abundente care tratează răspunsul seismic al structurilor echipate cu sisteme PTMD, abordarea energetică propusă în teză a necesitat prezentarea *in-extenso* a analizei răspunsului seismic în componentele sale tradiționale: deplasări, accelerații, forțe tăietoare de bază, perioade proprii de vibrație. Rezultatele astfel obținute constituie, în primul rând, un sprijin în interpretarea rezultatelor obținute prin abordarea energetică și, în al doilea rând, o bază de comparație a celor două seturi de rezultate.

Deși interesul teoretic (Fig. 1.4.2) și chiar cel practic (Fig. 1.4.3) pentru cercetarea și, respectiv executarea structurilor multietajate echipate cu sisteme PTMD este ridicat, autorul a considerat că este necesar să prezinte modelarea mecanică și analitică a acestor structuri și a analizei lor seismice. Această dezvoltare – alcătuită dintr-o primă parte introductivă teoretică și dintr-o a doua parte de analize numerice – constituie o sinteză a unui astfel de studiu.

Abordarea energetică a răspunsului seismic al structurilor echipate cu sisteme PTMD – obiectivul principal al cercetării întreprinse - este cuprinsă în Capitolul 4. Analiza în termeni energetici a răspunsului seismic al acestor structuri a necesitat dezvoltarea conceptului de *necesar de capacitate de absorbție energetică* a unei structuri acționate seismic. Dezvoltarea conceptului de abordare energetică este realizată prin următoarele modalități:

- Definirea conceptului de necesar de capacitate de absorbție energetică în conformitate cu literatura de specialitate
- Cuprinderea conceptului de necesar de capacitate de absorbție energetică în ecuația de bilanț energetic a unei structuri acționate seismic
- Adaptarea conceptului de necesar de capacitate de absorbție energetică la structurile echipate cu sisteme PTMD
- Studii numerice comparative care evidențiază influența sistemului PTMD asupra stării energetice a structurii echipate
- Studii numerice comparative care evidențiază influența sistemului PTMD asupra necesarului de capacitate de absorbție energetică
- Dependența necesarului de capacitate de absorbție energetică de specificitatea seismică a amplasamentului
- Evidențierea calitativă și cantitativă a felului în care sistemul PTMD degrevează structura propriu-zisă de o cotă parte a capacității necesare de absorbție energetică
- Evidențierea posibilității de comportare exclusiv în domeniul elastic a structurii propriu-zise prin echiparea cu sistem PTMD

- Studiul influenței gradului de echipare $\mu = m_d/m$ asupra energiei de input seismic și asupra necesarului de capacitate de absorbție energetică. Prin relaționarea parametrilor k_d (legătura elastică) și, respectiv c_d (constanta de amortizare) - care guvernează conexiunea dintre masa adăugată m_d și structura propriu-zisă - cu parametrul μ , acest studiu include implicit și studiul influenței parametrilor k_d și c_d asupra capacității de absorbție energetică
- Propunerea unui criteriu energetic de performanță pentru structurile echipate cu PTMD
- Studii numerice focalizate pe evidențierea versatilității criteriului de performanță propus
- Echivalarea efectului sistemului PTMD cu amortizarea liniar vâscoasă adăugată. Echivalarea este condusă considerând succesiv doi parametri energetici specifici structurilor cu sisteme PTMD:
 - Cantitatea de energie înmagazinată ($E_i - E_d$)
 - Parametrul de performanță energetic propus E_d/E_i

Studiile de mai sus includ dezvoltări teoretice, studii numerice, comparații și concluzii. Aceleași studii au permis, de asemenea, reliefarea obiectivelor secundare menționate.

5.2 Contribuții originale

Studiul comportării structurilor metalice multietajate echipate cu sisteme PTMD constituie un subdomeniu distinct al unei tematici mai largi și anume, reducerea răspunsului seismic a acestor tipuri de structuri. În acest context, sub conducerea prof. dr. ing Pavel Alexa au fost și sunt abordate mai multe studii teoretice și numerice: reducerea răspunsului seismic prin amortizare suplimentară, reducerea răspunsului seismic prin echipare cu masă adăugată, comportarea seismică a structurilor metalice echipate cu brațe rigide, comportarea seismică a structurilor metalice cu îmbinări semirigide. Problematika răspunsului seismic al unor astfel de structuri nu este nici nouă, nici nerezolvată. În același timp, rezolvările existente „măsoară” reducerea răspunsului seismic prin tehnicile de protecție pasivă menționate mai sus făcând referiri la componente tradiționale ale răspunsului seismic: deplasări laterale de nivel (relative/absolute), accelerații de nivel, forțe tăietoare seismice de bază, forțe tăietoare seismice de nivel static echivalente. Într-adevăr, aceste componente ale răspunsului seismic conturează clar și definesc aproape total starea cinematică și starea statică a structurii acționate seismic, dar starea mecanică a unei astfel de structuri cuprinde și componente care sintetizează mărimile cinematice și statice oferind – prin această sinteză – componente noi ale răspunsului seismic. Este, evident, vorba despre componentele energetice ale răspunsului seismic: energia seismică de input, energia disipată prin amortizare, energia cinetică, energia de deformație elastică, energia disipată prin deformații remanente. Aceste componente definesc, la rândul lor, starea energetică a unei structurii acționate seismic. Abordarea energetică a răspunsului seismic s-a dezvoltat atât de mult în ultimii douăzeci de ani încât constituie deja o bază teoretică pentru proiectarea pe baze energetice a structurilor acționate seismic. Dezvoltarea acestei, relativ noi, metodologii cunoaște două direcții: formularea teoretică a stării energetice prin definirea și calculul componentelor energetice ale răspunsului seismic și, mai ales, utilizarea energiei disipate prin deformații plastice pentru definirea (a priori sau post-seism) a stării de degradare a structurii acționate seismic.

Cercetarea de doctorat întreprinsă și rezultatele cuprinse în această teză constituie o aplicare a acestei noi metodologii la structurile metalice multietajate echipate cu sisteme PTMD acționate seismic și având o comportare în domeniul elastic. Acesta este contextul în care autorul tezei consideră că a adus câteva contribuții în domeniul studiat. O parte dintre aceste contribuții (abordarea energetică, în primul rând) sunt disipate în Capitolele 1 și 4. O altă parte sunt conturate mult mai punctual în Capitolul 4. În continuare,

autorul tezei consideră – cu toată sinceritatea – că următoarele aspecte, formulări, rezultate sunt originale și pot constitui contribuții la dezvoltarea domeniului de cercetare studiat:

1. Abordarea energetică a analizei seismice a structurilor metalice multietajate echipate cu masă adăugată pasivă. Cvasi-totalitatea cercetătorilor din domeniu consideră că analiza răspunsului seismic în termeni energetici s-a dezvoltat și consolidat începând cu anul 1990. Posibilitatea exprimării stării tehnice – în principal post-seism – a unei structuri degradate de acțiunea seismică prin evaluarea energiei E_h disipate în deformațiile remanente a direcționat această dezvoltare înspre această componentă energetică. Într-adevăr, energia disipată prin deformații plastice domină cantitativ celelalte componente energetice. Într-atât încât, în multe lucrări se consideră, capacitatea de absorbție energetică E_d a structurii ca fiind dată exclusiv de zonele plastificabile. În cazul structurilor proiectate să aibă o comportare exclusiv elastică, capacitatea de absorbție energetică trebuie asociată comportării în domeniul elastic. Acesta este cazul structurilor metalice multietajate echipate cu sisteme PTMD. Extinderea abordării energetice asupra structurilor multietajate echipate cu sisteme PTMD este o preocupare recentă și relativ săracă în rezultate publicate [29]–[31], [99], [180], fiind un subiect mai puțin cercetat. Obiectivele cercetării raportate în literatura de specialitate sunt, mai ales, optimizarea parametrilor de rigiditate k_d și de amortizare c_d ai conexiunii dintre sistemul PTMD și structura propriu-zisă. Chiar și aceste obiective – limitate, după părerea autorului tezei – sunt tratate prin substituirea sistemului cu număr finit de grade de libertate cu un sistem simplu și simplist cu un grad de libertate. Cuprinderea Capitolului 4 evidențiază tratarea energetică extinsă și în același timp profundă a sistemelor echipate cu masă adăugată. Extinderea poate fi evidențiată prin componentele teoretice ale abordării energetice și prin numărul mare de analize numerice elaborate. Profunzimea cercetării întreprinse este dată de obiectivele specifice și distincte propuse și rezolvate: efectul echipării cu sistem PTMD asupra stării energetice și asupra componentelor acestei stări, criteriile energetice de evaluare a eficienței sistemelor PTMD, echivalarea efectelor masei adăugate cu efectul amortizării adăugate.
2. Tratarea răspunsului seismic al structurilor metalice multietajate echipate cu sistem PTMD în termeni de energie a permis definirea și rezolvarea unor obiective pe care autorul tezei le consideră contribuții la dezvoltarea în domeniul abordat. Astfel că, o altă contribuție constă în definirea stării energetice a structurilor echipate cu sistem PTMD. Autorul tezei consideră starea energetică a unei structuri acționate seismic ca o componentă distinctă a stării mecanice alături de componentele tradiționale: starea statică (de eforturi), starea cinematică (de deplasări și deformații), starea de ductilitate, starea de stabilitate. În acest context, este definită starea energetică a structurilor metalice multietajate echipate cu sistem PTMD printr-o succintă dezvoltare teoretică a bilanțului energetic a acestor structuri acționate seismic. Analizele numerice elaborate prezintă grafic și într-o manieră comparativă starea energetică a structurilor analizate, componentele energetice care definesc starea energetică precum și influența masei adăugate asupra stării energetice.
3. Cvasi-totalitatea lucrărilor din literatura de specialitate asociate răspunsului seismic al structurilor metalice multietajate echipate cu sistem PTMD se referă la eficacitatea acestui sistem de protecție seismică evaluată prin reducerea deplasărilor laterale induse seismic. Autorul tezei consideră că preocuparea pentru adaptarea conceptului de capacitate de absorbție energetică pentru structurile echipate cu sistem PTMD este o contribuție bine conturată în studiul răspunsului seismic al acestor sisteme. În primul rând, este definit teoretic, analizat numeric și comentat conceptul de capacitate

de absorbție energetică a unor astfel de structuri. În al doilea rând, printr-un mare număr de analize seismice este studiată dependența capacității de absorbție energetică de gradul de echipare cu masă adăugată și de raportul perioada predominantă a acțiunii seismice și perioada fundamentală a structurii echipate cu sistem PTMD. În acest fel, conceptul (capacitate de absorbție energetică asociat structurilor echipate cu sistem PTMD) capătă un potențial important de criteriu de performanțe seismice.

4. Autorul tezei consideră că evaluarea eficacității sistemelor PTMD în termeni tradiționali (ne-energetici) este importantă și utilă, dar nu poate fi desprinsă de tehnicile moderne de protecție seismică, cum este, de exemplu, amortizarea adăugată. În acest context, este propusă echivalarea efectului echipării cu sistem PTMD cu efectul amortizării adăugate. Echivalarea propusă folosește două criterii:

- deplasarea laterală a ultimului nivel
- forța tăietoare seismică de bază.

Prin analize numerice și rezultate prezentate într-o manieră grafică adecvată este echivalat efectul gradului de echipare cu masă adăugată (exprimat prin raportul $\mu=m_d/m$) cu amortizarea adăugată exprimată prin fracțiunea de amortizare critică ζ . Prin concluzii relevante este evidențiată dependența eficienței protecției seismice pasive (masă adăugată versus amortizare adăugată) de specificitatea seismică a amplasamentului. Autorul consideră că această echivalare a celor două sisteme de protecție pasivă poate constitui – prin concluziile asociate – o contribuție și un instrument util în faza de concepere a structurilor metalice multietajate amplasate în zone seismice.

5. Definirea și dezvoltarea unui concept energetic pentru evaluarea performanțelor seismice a structurilor echipate cu sistem PTMD. Cvasi-totalitatea criteriilor de performanță existente utilizează starea cinematică a structurilor acționate seismic. Astfel, prevederile din documentele FEMA, cât și prevederile din Eurocod și, pe cale de consecință, din Normativul P100-1/2013, recomandă verificarea criteriilor de performanță prin:

- Limitarea deplasărilor relative de nivel
- Asigurarea unor mecanisme plastice adecvate
- Conformarea generală a structurii
- Starea de stabilitate
- Evitarea acțiunilor necontrolate.

Trebuie subliniat faptul că deși aceste prevederi de proiectare se referă la necesitatea și chiar obligativitatea asigurării structurii cu zone ductile capabile să disipeze energia seismică, controlul îndeplinirii acestor prevederi nu utilizează parametri asociați stării energetice a structurii.

Criteriul energetic de performanță seismică propus este, într-adevăr, specific stării energetice a structurii. Adică, nivelul de performanță seismică (formulat descriptiv) este asociat cu severitatea cutremurului. În funcție de importanța construcției, de tipul structurii, de materialul de bază, se pot asocia valorile numerice pentru parametrul E_d/E_i propus pentru un anumit nivel de performanță seismică, la fel cum se procedează, în Normativele menționate, cu tradiționalul parametru – deplasarea relativă de nivel. Criteriul propus nu vrea să înlocuiască criteriul deplasărilor relative de nivel, ci să-l completeze.

Autorul intenționează să dezvolte această contribuție printr-un program de cercetare care să cuprindă, *alter-alia*, un număr mare de analize seismice și să definească procentual parametrul E_d/E_i propus (din nou, așa cum sunt definite și valorile deplasărilor relative de nivel).

Criteriul de performanță propus E_d/E_i este capabil nu numai să definească nivelul de performanță seismică, ci și să delimiteze (prin valorile numerice care îi pot fi asociate) comportarea în domeniul elastic de cea în domeniul post-elastic. Prin potențialul evident de exprimare a performanțelor seismice a structurilor echipate cu sisteme PTMD, criteriul energetic propus completează setul de criterii de performanțe seismice existente și, în același timp, poate fi considerat un aport distinct în conceperea și dimensionarea structurilor metalice multietajate amplasate în zone seismice.

6. Echivalarea pe baze energetice a efectului echipării cu sistem PTMD cu efectul amortizării (liniar-vâscoase) adăugate.

Nivelul de amortizare al unei structuri – exprimat prin fracțiunea de amortizare critică ζ – a devenit un instrument simplu și versatil de echivalare a eficienței altor sisteme de protecție seismică. Simplitatea modelării, în analiza seismică, a amortizării liniar vâscoase este generată de modelul matematic asociat (ecuația diferențială liniară cu coeficienți constanți) și de existența valorilor numerice ale fracțiunii de amortizare critică. Cvasi-totalitatea produselor informatice de analiză structurală permit considerarea amortizării printr-o simplă opțiune numerică asociată fracțiunii de amortizare critică. În acest fel, modelul amortizării liniar vâscoase a devenit o referință pentru evaluarea eficienței protecției seismice prin amortizori. Echivalarea efectului (de reducere a răspunsului seismic) unui amortizor sau a întregului set de amortizori cu care este echipată o structură este o problemă rezolvată, cunoscută și utilizată în modelarea structurilor astfel echipate [181], [182]. O preocupare a autorului tezei a constat în evaluarea pe baze energetice a efectului masei adăugate (de reducere a răspunsului seismic) printr-un nivel de amortizare liniar vâscoasă. Dacă echivalarea amortizorilor vâscoși printr-un nivel de amortizare este – așa cum s-a spus – o problemă rezolvată, „transformarea” masei adăugate în amortizare liniar vâscoasă prin abordare energetică nu a fost tratată în literatura de specialitate. Astfel că autorul tezei consideră și necesar și util ca efectul masei adăugate asupra răspunsului seismic să fie exprimat în mult mai populara variantă a nivelului de amortizare folosind starea energetică a structurii acționate seismic.

Autorul propune două criterii energetice de echivalare a efectului sistemului PTMD cu un nivel de amortizare liniar vâscoasă:

- Cantitatea de energie înmagazinată $E_{st} = (E_i - E_{abs})$, unde E_{abs} este capacitatea de absorbție $E_{abs} = (E_{ds} + E_{dm})$ conferită structurii fie de sistemul PTMD, fie de amortizarea adăugată. Cantitatea de energie înmagazinată $E_{st} = E_k + E_s$ este cea care generează starea de mișcare vibratorie. Cu cât această cantitate E_{st} este mai mică, cu atât starea vibratorie va fi mai redusă în amplitudini și în interval de timp.
- Raportul E_{abs} / E_i . În această exprimare, cu cât valorile (subunitare) ale raportului propus sunt mai mari (mai apropiate de 1,0), cu atât efectul sistemului de protecție seismică este mai pregnant.

Cele două criterii de mai sus sunt, de fapt două opțiuni matematice de exprimare a stării energetice a unei structuri în două situații:

1. Echipată cu amortizare (liniar vâscoasă) adăugată. Fraucțiunea de amortizare critică ia valori în intervalul $\zeta = 2\% \div 10\%$.

2. Echipată cu un sistem PTMD. Nivelul de echipare cu masă adăugată este cel uzual $\mu = m_d/m$ cuprins în intervalul (2 ÷ 10)%.

lată, din nou, exprimarea grafică a tehnicii de echivalare propuse cu referire la structura cu cincisprezece niveluri acționată de cutremurul Vrancea '77 (Fig. 4.3.13, Fig. 4.3.14).

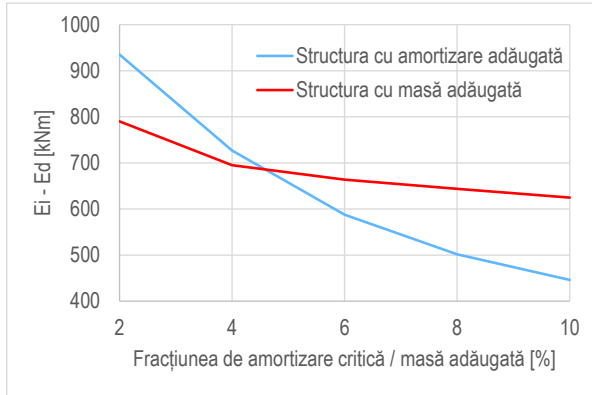


Fig. 4.3.13 ($E_i - E_d$) – Vrancea 1977

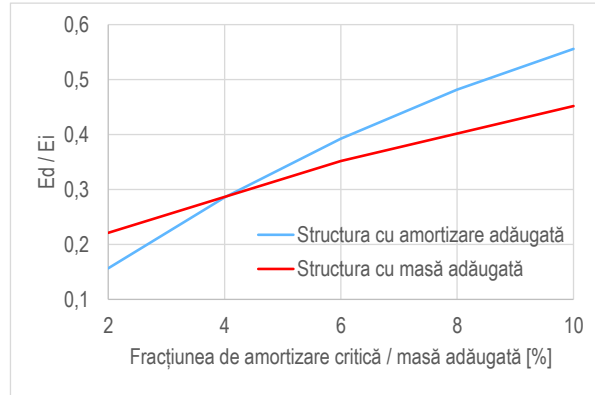


Fig. 4.3.14 E_d/E_i – Vrancea 1977

Oricare ar fi opțiunea, este vorba de fapt de capacitatea de absorbție energetică a structurii E_{abs} . Cu cât această capacitate este mai mare, cu atât eficiența sistemului de protecție seismică (masă adăugată versus amortizare adăugată, în acest caz) este mai pronunțată. Această interpretare poate induce o întrebare firească: de ce capacitatea de absorbție energetică E_{abs} nu constituie ea însăși un criteriu de echivalare a celor două sisteme de protecție seismică? Răspunsul la această întrebare este dat de dependența cantității de energie E_{abs} (necesarul de capacitate de absorbție) de cantitatea de energie E_i (energia seismică de input). În Subcapitolul 4.1.2 sunt prezentate mai multe rezultate numerice care evidențiază faptul că ceea ce este important (din punct de vedere energetic) nu este nici cantitatea E_i , nici cantitatea E_d ci diferența / raportul dintre ele.

Citirea și interpretarea energetică a criteriului de echivalare propus este simplă și directă: un nivel de echipare cu masa adăugată $\mu \approx 4\%$ conferă structurii aceeași capacitate de absorbție energetică ca și o amortizare adăugată definită de fracțiunea de amortizare critică $\zeta \approx 4\%$. Echiparea cu masă adăugată până la un nivel de echipare $\mu \approx 4\%$ este mai eficientă (asigură o capacitate de absorbție energetică mai mare) decât amortizarea adăugată. Iată doar două exemple care demonstrează simplitatea și versatilitatea utilizării criteriului de echivalare propus în activitatea de concepere a structurilor multietajate amplasate în zone seismice.

5.3 Direcții de cercetare viitoare

Dezvoltările teoretice și rezultatele numerice cuprinse în teză urmăresc – în primul rând – îndeplinirea obiectivelor principale și secundare propuse și enunțate. Pe parcursul desfășurării cercetării întreprinse, autorul a considerat – în mai multe rânduri – că anumite aspecte trebuie să fie mai clar conturate și, în același timp, mai profund probate. Un astfel de caz îl constituie chiar propunerea de includere a abordării energetice a răspunsului seismic al structurilor cu masă adăugată în setul de criterii de evaluare a performanțelor seismice a acestor structuri. În elaborarea acestei propuneri, autorul tezei a luat în considerare nu numai posibilitatea adoptării acestui criteriu ci și contextul mai larg al abordării energetice a răspunsului seismic și a rezultatelor acestei abordări concretizate în studii de doctorat desfășurate sub

conducerea domnului prof. Pavel Alexa. Abordarea energetică a răspunsului seismic al structurilor multietajate se dovedește atât de generoasă prin cuprinderea componentelor acestui răspuns și prin posibilitățile de interpretare a rezultatelor oferite de variația componentelor energetice și corelarea acestora încât creează posibilități multiple de evaluare a eficienței protecției seismice [160], [183]. În acest context, propunerea noului criteriu – energetic – de evaluare a performanțelor seismice constituie, de fapt, o sinteză a propunerilor anterioare. Dar, simplitatea și utilitatea criteriului energetic propus trebuie susținute de un număr adecvat de analize seismice și rezultatele acestora. Astfel de întreprinderi (sute de analize seismice efectuate cu scopul de a sintetiza un aspect al răspunsului seismic) sunt obișnuite în literatura de specialitate și au condus, de multe ori, la rezultate importante prezente azi în prevederile normelor de proiectare [17], [180]. Acesta este contextul pe care autorul tezei îl are în vedere în definirea uneia din direcțiile de cercetare viitoare:

1. Studii / analize seismice care să includă un număr mare de structuri, un număr adecvat de acțiuni seismice pe baza cărora să poată fi elaborate valori numerice ale criteriului de performanță E_d/E_i propus. O astfel de cuantificare a criteriului propus trebuie să ia în considerare clasa de importanță seismică a construcției și, în același timp să se încadreze – din punct de vedere al formulării – în uzanța curentă de exprimare a nivelurilor de performanțe seismice. De exemplu, nivelurile de siguranța vieții și de limitare a degradărilor – prevăzute de Normativul P100 – 1 / 2013.
2. O altă direcție de cercetare viitoare pe care autorul tezei o are în vedere este efectuarea unui set de studii de laborator conduse pe modele la scară și acționate de cutremure adecvat scalate. Studiile experimentale sunt necesare atât pentru a crea un cadru de verificare a rezultatelor numerice cât și pentru a conferi valoare și fiabilitate recomandărilor. Astfel de studii necesită un laborator echipat cu o masă vibrantă, dotat cu soft-ul corespunzător pentru analize seismice 3D.
3. O a treia componentă a unei activități viitoare pe care autorul tezei o consideră necesară este un studiu vizând eficiența economică a echipării cu sisteme PTMD versus amortizare adăugată. În Capitolul 4, Subcapitolul 4.3 este prezentată comparativ eficiența (din punct de vedere al asigurării capacității de absorbție energetică a structurii acționate seismic) protecției seismice prin masă adăugată și, respectiv prin amortizare adăugată. Rezultatele unei astfel de comparații care se referă exclusiv la capacitatea de absorbție energetică nu sunt suficiente pentru o decizie privind adoptarea unei sau a celeilalte opțiuni. Eficiența (unuia sau altuia dintre cele două sisteme de protecție seismică) în termeni de capacitate de absorbție energetică trebuie completată cu eficiența în termeni economici. Întregirea studiului energetic cu un studiu economic este o întreprindere complexă, dificilă care poate fi încheiată numai prin implicarea unui colectiv larg.

Bibliografie

- [1] G. W. Housner, "Limit design of structures to resist earthquakes," in *Proceedings of The 1st World Conference on Earthquake Engineering*, 1956, pp. 5.1–5.13.
- [2] M. C. Constantinou and M. . D. Symans, "Seismic response of structures with supplemental damping," *Struct. Des. Tall Spec. Build.*, vol. 2, pp. 77–92, 1993.
- [3] T. T. Soong and G. F. Dargush, "Passive Energy Dissipation and Active Control," in *Structural Engineering Handbook*, W.-F. Chen, Ed. CRC Press LLC, 1999.
- [4] I. G. Buckle, "Passive control of structures for seismic loads," *Bull. New Zeal. Natl. Soc. Earthq. Eng.*, vol. 129, no. 7, pp. 845–856, 2000.
- [5] B. F. Spencer Jr and S. Nagarajaiah, "State of the Art of Structural Control," *J. Struct. Eng.*, no. July, pp. 845–856, 2003.
- [6] I. D. Aiken, D. K. Nims, and J. M. Kelly, "Comparative study of four passive energy dissipation systems," *Bull. New Zeal. Natl. Soc. Earthq. Eng.*, vol. 25, no. 3, pp. 175–192, 1992.
- [7] T. T. Soong and B. F. S. Jr, "Supplemental energy dissipation : state-of-the-art and state-of-the-practice," *Eng. Struct.*, vol. 24, no. 3, pp. 243–259, 2002.
- [8] B. Kamrani-Moghaddam, M. Rahimian, and A. K. Ghorbani-Tanha, "Performance of tuned mass dampers for response reduction of structures under near -field and far -field seismic excitations," in *4th International Conference on Earthquake Engineering*, 2006, no. 112, pp. 1–8.
- [9] H. Iemura, "Control of Earthquake Energy Partitioning in Base Isolated and Dynamically Damped Structures," in *Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering*, 1988, pp. 645–950.
- [10] C.-M. Uang and V. V. Bertero, "Evaluation of seismic energy in structures," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 3, no. 4, pp. 519–559, 1990.
- [11] B. Akbaş and J. Shen, "Earthquake Resistant Design and Energy Concepts," *Tek. Dergi*, vol. 14, no. 2, pp. 2877–2901, 2003.
- [12] E. Kalkan and S. K. Kunnath, "Effective Cyclic Energy as a Measure of Seismic Demand," *J. Earthq. Eng.*, vol. 11, no. 5, pp. 725–751, Oct. 2007.
- [13] I. Takewaki and K. Fujita, "Earthquake input energy to tall and base-isolated buildings in time and frequency dual domains," *Struct. Des. Tall Spec. Build.*, vol. 18, no. 6, pp. 589–606, Oct. 2009.
- [14] C.-M. Uang and V. V. Bertero, "Use of energy as a design criterion in earthquake-resistant design," *Earthq. Eng. Res. Cent.*, vol. 88, no. 18, 1988.
- [15] V. V Bertero, "Performance-based seismic engineering: conventional vs. innovative approaches," in *Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering*, 2000, no. 1, p. 2074 (1–8).

- [16] B. Akbaş, J. Shen, and H. Hao, "Energy approach in performance-based seismic design of steel moment resisting frames for basic safety objective," *Struct. Des. tall Build.*, vol. 10, no. 3, pp. 193–217, 2001.
- [17] H. Choi and J. Kim, "Evaluation of seismic energy demand and its application on design of buckling-restrained braced frames," *Struct. Eng. Mech.*, vol. 31, no. 1, pp. 93–112, 2009.
- [18] B. Akbaş, J. Shen, and H. Temiz, "Identifying the hysteretic energy demand and distribution in regular steel frames," *Steel Compos. Struct.*, vol. 6, no. 6, pp. 479–491, 2006.
- [19] I. Olteanu, I.-P. Giongradi, M. Anechitei, and M. Budescu, "The ductile design concept for seismic actions in miscellaneous design codes," *Bull. Polytech. Inst. Jassy*, vol. LV (LIX), no. 4, pp. 54–62, 2009.
- [20] E. Bojórquez and J. L. Rivera, "Effects of degrading models for ductility and dissipated hysteretic energy in uniform annual failure rate spectra," in *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, 2008.
- [21] V. Gioncu and F. M. Mazzolani, *Ductility of seismic-resistant steel structures*. CRC Press, 2003.
- [22] Y.-J. Park and A. H. S. Ang, "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete," *J. Struct. Eng.*, vol. 111, no. 4, pp. 722–739, 1985.
- [23] H. Krawinkler and A. A. Nassar, "Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities," in *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, P. Fajfar and H. Krawinkler, Eds. Taylor & Francis, 1992, pp. 23–39.
- [24] E. Bojórquez, A. Reyes-Salazar, A. Terán Gilmore, and S. E. Ruiz, "Energy-based damage index for steel structures," *Steel Compos. Struct.*, vol. 10, no. 4, pp. 343–360, 2010.
- [25] A. Teran-Gilmore and J. O. Jirsa, "A Damage Model for Practical Seismic Design That Accounts for Low Cycle Fatigue," *Earthq. Spectra*, vol. 21, no. 3, pp. 803–832, Aug. 2005.
- [26] *Cod de proiectare seismică — Partea I — Prevederi de proiectare pentru clădiri, indicativ P 100-1/2013*. România, 2013.
- [27] *NZS 3101-2 (2006): Concrete structures standard - Commentary [By Authority of Development Sponsored By the Earthquake Commission (EQC) and Department of Building and Housing]*, vol. 2. 2006.
- [28] *International Building Code – Structural S5-06/07*, vol. 11. USA, 2007.
- [29] K. K. F. Wong, "Seismic Energy Dissipation of Inelastic Structures with Tuned Mass Dampers," *J. Eng. Mech.*, vol. 134, no. 2, pp. 163–172, 2008.
- [30] R. Greco and G. C. Marano, "Optimum design of tuned mass dampers by displacement and energy approach," *Mecc. dei Mater. e delle Strutt.*, vol. 3, no. 1, pp. 41–48, 2012.
- [31] J. C. Miranda, "On tuned mass dampers for reducing the seismic response of structures," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 34, no. 7, pp. 847–865, 2005.
- [32] *Fema 273, NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, no. October. Washington, D.C., 1997.
- [33] *Fema 445 Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines*, no. August. Washington, D.C., 2006.
- [34] Maurer Sohne, "MAURER Tuned Mass Dampers." München, Germany, pp. 1–15, 2001.
- [35] J. P. Den Hartog, *Mechanical Vibrations*. New York: McGraw - Hill Book Company, Inc., 1956.

- [36] N. R. Petersen, "Design of Large Scale Tuned Mass Dampers," *Struct. Control*, pp. 581–596, 1980.
- [37] F. Sadek, B. Mohraz, A. W. Taylor, and R. M. Chung, "A method of estimating the parameters of Tuned Mass Dampers for seismic applications," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 26, pp. 617–635, 1997.
- [38] S. M. Zahrai and A. A. Ghannadi, "Effectiveness of Tuned Mass Dampers in mitigating seismic vibration of Multi-Story Buildings," in *7th International Congress on Civil Engineering*, 2006, pp. 1–8.
- [39] R. Villaverde, "Seismic control of structures with damped resonant appendages," in *Proceedings of 1th World Conference on Structural Control*, 1994.
- [40] F. Sadek, B. Mohraz, A. W. Taylor, and R. M. Chung, "Passive Energy Dissipation Devices for Seismic Applications." Gaithersburg, Maryland, USA, pp. 1–64, 1996.
- [41] Rildova and D. Kusumastuti, "Effect of structural variation on the performance of MTMD as a seismic response control device," in *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, 2008, pp. 1–8.
- [42] K. Esteki, A. Bagchi, and P. R. Sedaghati, "Semi-Active Tuned Mass Damper for Seismic Applications," in *Smart Materials, Structures & NDT in Aerospace Conference*, 2011, no. November.
- [43] S. M. Nigdeli and G. Bekdaş, "Preventing the displacement of base isolated structures with optimum tuned mass dampers," in *11th World Congress on Computational Mechanics (WCCM XI) , 5th European Conference on Computational Mechanics (ECCM V) , 6th European Conference on Computational Fluid Dynamics (ECFD VI)*, 2014, no. Wccm Xi, pp. 1–7.
- [44] J. Salvi and E. Rizzi, "Minimax optimization of Tuned Mass Dampers under seismic excitation," in *Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics, EURO DYN 2011*, 2011, no. July, pp. 1892–1899.
- [45] G. C. Marano, R. Greco, and S. Sgobba, "A comparison between different robust optimum design approaches: Application to tuned mass dampers," *Probabilistic Eng. Mech.*, vol. 25, no. 1, pp. 108–118, Jan. 2010.
- [46] X. Chen, "Optimization and estimation routine for tuned mass damper," Blekinge Institute of technology, Karlskrona, Sweden, 2010.
- [47] S. Chakraborty and B. K. Roy, "Reliability based optimum design of Tuned Mass Damper in seismic vibration control of structures with bounded uncertain parameters," *Probabilistic Eng. Mech.*, vol. 26, pp. 215–221, 2011.
- [48] J. F. Wang, C. C. Lin, and C. H. Lian, "Two-stage optimum design of tuned mass dampers with consideration of stroke," *Struct. Control Heal. Monit.*, vol. 16, pp. 55–72, 2009.
- [49] G. Bekdaş and S. M. Nigdeli, "Estimating optimum parameters of tuned mass dampers using harmony search," *Eng. Struct.*, vol. 33, no. 9, pp. 2716–2723, Sep. 2011.
- [50] A. Popescu and D. Suci, "Structural and economic in seismic protection through added damping," *Bul. Institutului Politeh. din Iași*, vol. LIX(LXIII), no. 2, pp. 115–121, 2013.
- [51] D. Suci and I. Ladar, "Seismic performances of multi-storey steel frames with added damping . Numerical and experimental studies," in *First International Conference for PhD students in Civil Engineering CE-PhD 2012*, 2012, no. November, pp. 124–131.
- [52] F. Blaga and P. Alexa, "Seismic Protection of Guyed Masts via Added Damping," *Acta Tech. Napocensis Civ. Eng. Archit.*, vol. 54, no. 2, pp. 6–15, 2011.

- [53] I. Lădar, O. Prodan, and N. Chira, "Effectiveness of seismic protection by added damping: An energy approach," in *Proceedings of the Fifth International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation (SEMC 2013)*, 2013, pp. 347–352.
- [54] *Prevederi de proiectare seismică - Partea I - Prevederi de proiectare pentru clădiri, P100-1_2006*, vol. 174, no. 803. România: Monitorul Oficial al României, 2006.
- [55] *SR EN 1993-1-1 Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel; Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri*. 2006.
- [56] *SR EN 1998-3 Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur; Partea 3: Evaluarea și consolidarea construcțiilor*. 2005.
- [57] M.-H. Chey, J. G. Chase, J. B. Mander, and A. J. Carr, "Energy-dissipative Semi-Active Tuned Mass Damper Building Systems for Structural Damage Reduction." Jilin, China, pp. 1–15, 2009.
- [58] S. Luca and C. Pastia, "Passive tuned mass damper for seismic protection," *Bul. Institutului Politeh. din Iași*, vol. LIX (LXIII, no. 6, pp. 9–17, 2013.
- [59] O. R. Jaiswal, J. V Chaudhari, and N. H. Madankar, "Elasto-plastic tuned mass damper for controlling seismic response of structures," in *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, 2008, no. 2003.
- [60] R. Villaverde, "Implementation Study of Aseismic Roof Isolation System in 13- Story Building," *J. Seismol. Earthq. Eng.*, vol. 2, no. 2, pp. 17–27, 2000.
- [61] H. Frahm, "Device for damping vibrations of bodies," 989, 958, 1911.
- [62] J. P. Den Hartog and J. Ormondroyd, "Theory of the Dynamic Vibration Absorber," *J. Appl. Mech.*, vol. 50, pp. 11–22, 1928.
- [63] J. P. Den Hartog, *Mechanical Vibrations*. New York: McGraw - Hill Book Company, Inc., 1940.
- [64] R. E. D. Bishop and D. B. Welbourn, "The problem of the dynamic vibration absorber," *Engineering*, vol. 174, p. 769, 1952.
- [65] J. C. Snowdon, "Steady-State Behavior of the Dynamic Absorber," *J. Acoust. Soc. Am.*, vol. 31, no. 8, 1959.
- [66] J. C. Snowdon, "Steady – state behavior of tile dynamic absorber," *Jacobs Soc. Am*, vol. 31, no. 8, pp. 1096–1103, 1960.
- [67] C. M. Harris and A. G. Piersol, *Shock and Vibration handbook*, Fifth edit. McGraw-Hil, 2002, pp. 1–1457.
- [68] P. H. Wirsching and C. G.W., "Minimal structural response under random excitation using the vibration absorber," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 2, no. 4, pp. 303–312, 1973.
- [69] S. Ohno, A. Watari, and I. Sano, "Optimum tuning of the dynamic damper to control response of structures to earthquake ground motion," in *Proceedings of 6th World Conference on Earthquake Engineering*, 1977, pp. 157–161.
- [70] T. Ioi and K. Ikeda, "On the dynamic vibration damped absorber of the vibration system," *Bull. Japan Soc. Mech. Eng.*, vol. 21, no. 151, pp. 64–71, 1978.
- [71] K. S. Jagadish, B. K. Raghu Prasad, and P. Vasudeva Rao, "The inelastic vibration absorber subjected to earthquake ground motions," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 7, no. 4, pp. 317–326, 1979.

- [72] R. W. Luft, "Optimal Tuned Mass Dampers for Buildings," *J. Struct. Div.*, vol. 105, no. 12, pp. 2766–2772, 1979.
- [73] J. R. Sladek and R. E. Klingner, "Using tuned-mass dampers to reduce seismic response," in *Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering*, 1980, pp. 265–272.
- [74] E. O. Ayorinde and G. B. Warburton, "Minimizing structural vibrations with absorbers," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 8, no. 3, pp. 219–236, 1980.
- [75] G. B. Warburton and E. O. Ayorinde, "Optimum absorber parameters for simple systems," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 8, no. 3, pp. 197–217, 1980.
- [76] J. C. H. Chang and T. T. Soong, "Structural Control Using Active Tuned Mass Dampers," *J. Eng. Mech. Div.*, vol. 106, no. 6, pp. 1091–1098, 1980.
- [77] D. Hrovat, P. Barak, and M. Rabins, "Semi-Active versus Passive or Active Tuned Mass Dampers for Structural Control," *J. Eng. Mech.*, vol. 109, no. 3, pp. 691–705, 1983.
- [78] K. Iwanami and K. Seto, "Optimum design of dual tuned mass dampers and their effectiveness," in *Proceedings of the JSME (C)*, 1984, pp. 44–52.
- [79] R. Villaverde, "Reduction seismic response with heavily-damped vibration absorbers," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 13, no. 1, pp. 33–42, 1985.
- [80] Y. Fujino, P. Warnitchai, and M. Ito, "Suppression of galloping of bridge tower using tuned mass damper," *J. Fac. Eng. Univ. Tokyo*, vol. 38, no. 2, pp. 49–73, 1985.
- [81] A. J. Clark, "Multiple passive tuned mass damper for reducing earthquake induced building motion," in *Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering*, 1988, pp. 779–784.
- [82] M. Kaneko and A. Mita, "A Study on Hybrid Mass Damper Control of Higher Modes Using Hybrid Mass Damper," in *Proceedings of the Architectural Institute of Japan (AIJ) Annual Meeting*, 1991.
- [83] M. Setareh, "Tuned Mass Dampers to Control Floor Vibration from Humans," *J. Struct. Eng.*, vol. 118, no. 3, pp. 741–762, 1992.
- [84] Y. L. Xu and K. C. S. Kwok, "Wind-induced response of soil-structure-damper systems," *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.*, vol. 43, no. 1–3, pp. 2057–2068, 1992.
- [85] Y. Fujino and M. Abe, "Design formulas for tuned mass dampers based on A perturbation technique," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 22, no. 10, pp. 833–854, 1993.
- [86] M. Abe and Y. Fujino, "Dynamic characterization of multiple tuned mass dampers and some design formulas," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 23, no. 8, pp. 813–835, 1994.
- [87] T. Igusa and K. Xu, "Vibration Control Using Multiple Tuned Mass Dampers," *J. Sound Vib.*, vol. 175, no. 4, pp. 491–503, 1994.
- [88] R. S. Jangid and T. K. Datta, "Dynamic characteristics of structure with multiple tuned mass dampers," in *10th Symposium on Earthquake Engineering*, 1994, pp. 259–268.
- [89] A. K. Chopra, "Dynamic Analysis and Response of Linear Systems," in *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*, Prentice-H., W. J. Hall, Ed. New Jersey, 1995, pp. 429–466.
- [90] K. S. S. Kwok and B. Samali, "Performance of tuned mass dampers under wind loads," *Eng. Struct.*, vol. 17, no. 9, pp. 655–667, 1995.
- [91] M. Q. Feng and A. Mita, "Vibration Control of Tall Buildings Using Mega SubConfiguration," *J. Eng. Mech.*, vol. 121, no. 10, pp. 1082–1088, 1995.

- [92] H.-C. Tsai, "The effect of tuned-mass dampers on the seismic response of base-isolated structures," *Int. J. Solids Struct.*, vol. 32, no. 8–9, pp. 1195–1210, 1995.
- [93] H. Yeh, D. A. Reed, J. Yu, and S. Gardarsson, "Performance of Tuned Liquid Dampers under Large Amplitude Excitation," in *Proceedings of the Second International Workshop on Structural Control*, 1996, pp. 432–443.
- [94] F. Sadek, B. Mohraz, A. W. Taylor, and R. M. Chung, "A method of estimating the parameters of Tuned mass Dampers for Seismic Applications," Gaithersburg, 1996.
- [95] R. Villaverde, "Roof Isolation System to Reduce the Seismic Response of Buildings: A Preliminary Assessment," *Earthq. Spectra*, vol. 14, no. 3, pp. 521–532, 1998.
- [96] S. Nagarajaiah, "Structural vibration damper with continuously variable stiffness," 6098969, 2000.
- [97] P. Lukkunaprasit and A. Wanitkorkul, "Inelastic buildings with tuned mass dampers under moderate ground motions from distant earthquakes," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 30, no. 4, pp. 537–551, 2001.
- [98] T. Pinkaew, P. Lukkunaprasit, and P. Chatupote, "Seismic effectiveness of tuned mass dampers for damage reduction of structures," *Eng. Struct.*, vol. 25, no. 1, pp. 39–46, 2003.
- [99] K. K. F. Wong and Y. L. Chee, "Energy dissipation of tuned mass dampers during earthquake excitations," *Struct. Des. Tall Spec. Build.*, vol. 13, no. 2, pp. 105–121, 2004.
- [100] R. R. Gerges and B. J. Vickery, "Optimum design of pendulum-type tuned mass dampers," *Struct. Des. Tall Spec. Build.*, vol. 14, no. 4, pp. 353–368, 2005.
- [101] N. Hoang and P. Warnitchai, "Design of multiple tuned mass dampers by using a numerical optimizer," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 34, no. 2, pp. 125–144, Feb. 2005.
- [102] L. Zuo and S. A. Nayfeh, "Optimization of the Individual Stiffness and Damping Parameters in Multiple-Tuned-Mass-Damper Systems," *J. Vib. Acoust.*, vol. 127, no. 1, pp. 77–83, 2005.
- [103] F. Rüdinger, "Tuned mass damper with nonlinear viscous damping," *J. Sound Vib.*, vol. 300, no. 3–5, pp. 932–948, Mar. 2007.
- [104] C. Ghindea, "Răspunsul structurilor cu un nivel dotate cu amortizori cu masă acordată în condițiile seismice din România," *Bul. Științific al UTCB*, no. 2, pp. 5–15, 2008.
- [105] E. Tulei, D. Cretu, and D. Lungu, "Study on seismic upgrade of 5 storey reinforced concrete building by Tuned Mass Damper," in *Proceedings of the International Conference on Protection of Historical Buildings, PROHITECH 09*, 2009, pp. 563–568.
- [106] N. A. Alexander and F. Schilder, "Exploring the performance of a nonlinear tuned mass damper," *J. Sound Vib.*, vol. 319, no. 1, pp. 445–462, 2009.
- [107] K. K. F. Wong and J. Johnson, "Seismic Energy Dissipation of Inelastic Structures with Multiple Tuned Mass Dampers," *J. Eng. Mech.*, vol. 135, no. 4, pp. 265–275, 2009.
- [108] C. Lin, G. Lin, and J. Wang, "Protection of seismic structures using semi-active friction TMD," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 39, pp. 635–659, 2010.
- [109] A. Farfara and M. Ieremia, "Modelarea matematică a structurilor echipate cu amortizoare cu masă acordată," *Bul. Științific al UTCB*, vol. 2, pp. 101–107, 2012.
- [110] A. A. Farghaly, "Optimum design of TMD system for tall buildings," *Int. J. Optim. Civ. Eng.*, vol. 2, no. 4, pp. 511–532, 2012.

- [111] M. Mohebbi and A. Joghataie, "Designing optimal tuned mass dampers for nonlinear frames by distributed genetic algorithms," *Struct. Des. Tall Spec. Build.*, vol. 21, no. 1, pp. 57–76, 2012.
- [112] R. P. Eason, C. Sun, A. J. Dick, and S. Nagarajaiah, "Attenuation of a linear oscillator using a nonlinear and a semi-active tuned mass damper in series," *J. Sound Vib.*, vol. 332, no. 1, pp. 154–166, 2013.
- [113] C. Lin and J. Wang, "Optimal Design and Practical Considerations of Tuned Mass Dampers for Structural Control," in *Design Optimization of Active and Passive Structural Control Systems*, 2013, pp. 126–149.
- [114] M. Mohebbi, "Minimizing Hankel's norm as design criterion of multiple tuned mass dampers," *Int. J. Optim. Civ. Eng.*, vol. 3, no. 2, pp. 271–288, 2013.
- [115] S. Nagarajaiah and H.-J. Jung, "Smart tuned mass dampers: recent developments," *Smart Struct. Syst.*, vol. 13, no. 2, pp. 173–176, 2014.
- [116] C. Sun, S. Nagarajaiah, and A. J. Dick, "Family of smart tuned mass dampers with variable frequency under harmonic excitations and ground motions: closed-form evaluation," *Smart Struct. Syst.*, vol. 13, no. 2, pp. 319–341, Feb. 2014.
- [117] H. B. Xu, C. W. Zhang, H. Li, P. Tan, J. P. Ou, and F. L. Zhou, "Active mass driver control system for suppressing wind-induced vibration of the Canton Tower," *Smart Struct. Syst.*, vol. 13, no. 2, pp. 281–303, 2014.
- [118] M. Gutierrez Soto and H. Adeli, "Tuned Mass Dampers," *Arch. Comput. Methods Eng.*, vol. 20, no. 4, pp. 419–431, Oct. 2013.
- [119] GERB Vibration Control Systems, "Tuned mass dampers." pp. 1–7, 2010.
- [120] P. S. R. Group, "Structures Incorporating Tuned Mass Dampers," 1994.
- [121] Wikipedia, "Tuned mass damper," 2014. [Online]. Available: http://en.wikipedia.org/wiki/Tuned_mass_damper.
- [122] Wikipedia, "John Hancock Tower," 2014. [Online]. Available: http://en.wikipedia.org/wiki/John_Hancock_Tower.
- [123] Wikipedia, "Citigroup Center," 2014. [Online]. Available: http://en.wikipedia.org/wiki/Citigroup_Center#cite_note-16.
- [124] H. Kitamura, T. Fujita, T. Teramoto, and H. Kihara, "Design and analysis of a tower structure with a tuned mass damper," in *Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering*, 1988, pp. 415–420.
- [125] Wikipedia, "Chiba Port Tower." 2014.
- [126] J. J. Connor and S. Laflamme, "Tuned Mass Damper Systems," in *Structural Motion Engineering*, Springer, 2014.
- [127] Wikipedia, "Taipei 101," 2014. [Online]. Available: http://en.wikipedia.org/wiki/Taipei_101.
- [128] J. J. Connor, "Tuned Mass Damper Systems," in *Introduction to Structural Motion Control*, New Jersey: Lebanon, Indiana, USA: Prentice Hall, 2002, pp. 217–285.
- [129] GERB Vibration Control Systems, "Vibration Protection for Structures, Buildings, Machinery and other Equipment with Tuned Mass Dampers." Berlin/Germany, pp. 1–6, 2007.
- [130] "Singapore Flyer." [Online]. Available: http://www.arup.com/_assets/_download/D6DE4E11-19BB-316E-40B9EE939E4481EE.pdf.

- [131] “Las Vegas High Roller.” [Online]. Available: http://southwest.construction.com/southwest_construction_projects/2013/0520-las-vegas-observation-wheel-reaches-record-heights.asp.
- [132] P. Nawrotzki, T. Popp, and D. Siepe, “Seismic Retrofitting of Structures with Tuned-Mass Systems,” in *15th World Conference on Earthquake Engineering*, 2012.
- [133] D. E. Newland, “Vibration of the London Millennium Bridge: cause and cure,” *Int. J. Acoust. Vib.*, vol. 8, no. 1, pp. 9–14, 2003.
- [134] M. Radeş, *Vibrații mecanice*. Printech, 2008.
- [135] D. J. Cockrel, “The aerodynamics of parachutes,” United Kingdom, 1987.
- [136] C. G. Rodriguez, E. Egusquiza, X. Escaler, Q. W. Liang, and F. Avellan, “Experimental investigation of added mass effects on a Francis turbine runner in still water,” *J. Fluids Struct.*, vol. 22, no. 5, pp. 699–712, Jul. 2006.
- [137] Earthquake engineering software solutions, “Seismosoft.” [Online]. Available: <http://www.seismosoft.com/en/SeismoSpect.aspx>.
- [138] K. Kaptan, “Seismic base isolation and energy absorbing devices,” *Eur. Sci. J.*, vol. 9, no. 18, pp. 41–54, 2013.
- [139] A. Kareem and T. Kijewski, “Mitigation of motions of tall buildings with specific examples of recent applications,” *Wind Struct.*, vol. 2, no. 3, pp. 201–251, 1999.
- [140] J. G. D. Hoenderkamp, “Preliminary Design of High-Rise Shear Wall with Outrigger and Basement Fin Walls on Non-Rigid Foundation,” in *Proceedings of The 36th Conference on our World in Concrete & Structures*, 2011.
- [141] *FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, no. November. Washington, D.C., 2000.
- [142] ESDEP, “Requirements and Verification of Seismic Resistant Structures.”
- [143] C.-C. Lin, J.-F. Wang, and J.-M. Ueng, “Vibration control identification of seismically excited m.d.o.f. structure-ptmd systems,” *J. Sound Vib.*, vol. 240, no. 1, pp. 87–115, Feb. 2001.
- [144] S. Sgobba and G. C. Marano, “Optimum design of linear tuned mass dampers for structures with nonlinear behaviour,” *Mech. Syst. Signal Process.*, vol. 24, no. 6, pp. 1739–1755, Aug. 2010.
- [145] D. Suciú and A. Popescu, “Numerical simulations of seismic protection via added mass,” in *Proceedings of The 3rd Conference Young Researchers from TUCEB*, 2012, pp. 379–384.
- [146] F. Perde and D. Suciú, “Mitigation assessment of passive seismic protection of tall steel structures with outrigger braced system,” in *12th international Scientific Conference VSU’ 2012*, 2012, pp. 155–160.
- [147] *ATC 40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, vol. 1. Redwood City, California, 1996.
- [148] S. Leelataviwat, W. Saewon, and S. C. Goel, “An energy based method for seismic evaluation of structures,” in *The 14th World Conference on Earthquake Engineering World Conference on Earthquake Engineering*, 2008.
- [149] R. D. Bertero, V. V. Bertero, and A. Terán Gilmore, “Performance-based earthquake-resistant design based on comprehensive design philosophy and energy concepts,” in *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering*, 1996.

- [150] T. Usami and Y. Itoh, *Stability and ductility of steel structures*, First edit. Elsevier, 1998.
- [151] R. Park, "Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing," *Bull. New Zeal. Natl. Soc. Earthq. Eng.*, vol. 22, no. 3, pp. 155–166, 1989.
- [152] V. Gioncu and F. M. Mazzolani, "Alternative methods for assessing local ductility," in *Behaviour of steel structures in seismic areas*, 1994.
- [153] A. Terán-Gilmore and J. O. Jirsa, "The concept of cumulative ductility strength spectra and its use within performance-based seismic design," *J. Earthq. Technol.*, vol. 41, no. 1, pp. 183–200, 2004.
- [154] *ATC-58 Project Development Of Next-Generation Performance - Based Seismic Design Criteria For Buildings*. 2010.
- [155] E. Bojórquez, A. Reyes-Salazar, A. Terán Gilmore, and S. E. Ruiz, "Toward seismic design of steel frames using an energy-based damage index," in *14th European Conference on Earthquake Engineering (ECEE)*, 2010.
- [156] C. L. Ghindea and M. A. Popescu, "Response of flexible structures with tuned mass dampers acted by wind," *Bull. Transilv. Univ. Braşov*, vol. 5, no. 54, pp. 147–154, 2012.
- [157] G. G. Amiri, G. A. Darzi, and M. Khanzadi, "Earthquake Duration and Damping Effects on Input Energy," *Int. J. Civ. Eng.*, vol. 5, no. 1, pp. 14–29, 2007.
- [158] R. Medeot, "New design approaches based on energy concepts and related seismic hardware," in *12th World Conference on Earthquake Engineering*, 2000, no. 1985, pp. 1–8.
- [159] Y. Tamura, "Damping in Buildings and Estimation Techniques," in *Advanced Structural Wind Engineering*, Tokyo: Springer, 2013, pp. 347–376.
- [160] I. Lădar, "Răspunsul seismic al structurilor metalice multietajate. O abordare energetică," Universitatea Tehnică din Cluj Napoca, 2013.
- [161] N. Satake, K. Suda, T. Arakawa, A. Sasaki, and Y. Tamura, "Damping Evaluation Using Full-Scale Data of Buildings in Japan," *J. Struct. Eng.*, vol. 129, no. 4, pp. 470–477, 2003.
- [162] M. D. Symans, A. M. Asce, F. A. Charney, F. Asce, A. S. Whittaker, M. Asce, M. C. Constantinou, C. A. Kircher, M. W. Johnson, and R. J. Mcnamara, "Energy Dissipation Systems for Seismic Applications : Current Practice and Recent Developments," *J. Struct. Eng.*, vol. 134, no. 1(3), pp. 1–21, 2008.
- [163] T. T. Soong and M. C. Constantinou, *Passive and active structural vibration control in civil engineering*, no. March. Buffalo, New York, USA, 1994.
- [164] P. Léger and S. Dussault, "Seismic-energy dissipation in MDOF structures," *J. Struct. Eng.*, vol. 118, no. 5, pp. 1251–1269, 1992.
- [165] P. Prahlađ, S. Manish, and A. Pankaj, "Damage Indices using Energy Criterion for Seismic Evaluation of Steel Frame Buildings," in *15th World Conference on Earthquake Engineering*, 2012.
- [166] K. Sadeghi, "Energy based structural damage index based on nonlinear numerical simulation of structures subjected to oriented," *Int. J. Civ. Eng.*, vol. 9, no. 3, pp. 155–164, 2011.
- [167] J. Shen and B. Akbaş, "Seismic energy demand in steel moment frames," *J. Earthq. Eng.*, vol. 3, no. 4, pp. 519–559, 1999.
- [168] E. Bojórquez, A. Terán Gilmore, S. E. Ruiz, and A. Reyes-Salazar, "Evaluation of structural reliability of steel frames considering cumulative damage," in *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, 2008.

- [169] K. Arjomandi, H. Estekanchi, and A. Vafai, "Correlation Between Structural Performance Levels and Damage Indexes in Steel Frames Subjected to Earthquakes," *Sci. Iran.*, vol. 16, no. 2, pp. 147–155, 2009.
- [170] D. Li, Y. Peng, M. Ning, and G. Long, "A new strategy to assess the seismic energy dissipation safety of reinforced concrete bridge piers," *Int. J. Energy Eng.*, vol. 3, no. 2, pp. 55–61, 2013.
- [171] H. J. Jiang, L. Z. Chen, and Q. Chen, "Seismic Damage Assessment and Performance Levels of Reinforced Concrete Members," *Procedia Eng.*, vol. 14, pp. 939–945, Jan. 2011.
- [172] H. A. Sawyer Jr., "Status and potentialities of nonlinear design of concrete frames," in *Proceedings of International Symposium on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, 1964, pp. 7–28.
- [173] V. V. Bertero and H. Kamil, "Nonlinear Seismic Design of Multi-Story Frame," *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 2, no. 4, pp. 494–516, 1975.
- [174] M. Ifrim, *Dinamica structurilor și inginerie seismică*. București, România: Editura Didactică și Pedagogică, 1984.
- [175] Structural Engineers Association of California (SEAOC) Vision 2000 Committee, "SEAOC 2000, 1995 - Performance Based Seismic Engineering of Buildings." Sacramento, California, 1995.
- [176] *Fema 274, NEHRP Commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, no. October. Washington, D.C., 1997.
- [177] *ASCE 41 Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. Virginia, U.S., 2006.
- [178] M. Mihaiță, "A theoretical review of the damage indices used to model the dynamic nonlinear behavior of reinforced concrete structures," *Bul. Institutului Politeh. din Iași*, vol. LIX (LXIII, no. 2, pp. 109–119, 2013.
- [179] G. Manfredi, "Evaluation of seismic energy demand," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 30, no. 2001, pp. 485–499, 2001.
- [180] K. K. F. Wong and J. L. Harris, "Seismic fragility analysis of structures with tuned mass dampers based on energy balance," *John Wiley Sons, Ltd.*, pp. 1–29, 2010.
- [181] O. M. Ramirez, M. C. Constantinou, C. A. Kircher, A. S. Whittaker, M. W. Johnson, J. D. Gomez, C. Z. Chrysostomou, and K. Hall, "Development and Evaluation of Simplified Procedures for Analysis and Design of Buildings with Passive Energy Dissipation Systems by," 2001.
- [182] R. Vargas and M. Bruneau, "Effect of Supplemental Viscous Damping on the Seismic Response of Structural Systems with Metallic Dampers," *J. Struct. Eng.*, vol. 133, no. 10, pp. 1434–1444, 2007.
- [183] O. Prodan, I. Lădar, and P. Alexa, "Effectiveness of passive seismic control of steel structures," in *Seventh International Conference On Computer Simulation In Risk Analysis And Hazard Mitigation & Fifth International Conference On Prevention, Assessment, Rehabilitation And Development Of Brownfield Sites*, 2010, pp. 283–294.