



FACULTATEA DE CONSTRUCȚII

drd. ing. Szabolcs Varga

TEZĂ DE DOCTORAT

CONTRIBUȚII LA EVALUAREA PERFORMANȚELOR SEISMICE A STRUCTURILOR DIN CADRE UTILIZÂND METODE DE ANALIZĂ STATICĂ NELINIARĂ

Conducători științifici,

**Prof. dr. ing. Cosmin G. Chiorean
Prof. dr. ing. George M. Bârsan**

Comisia de evaluare a tezei de doctorat:

PREȘEDINTE:
MEMBRI:

- Prof. dr. ing.
- Prof.dr.ing.
- Prof.dr.ing.
- Prof.dr. ing.
- Prof.dr.ing.

2016

CUPRINS

CUPRINS	III
LISTA FIGURILOR	VIII
LISTA TABELELOR	XII
CAPITOLUL 1. INTRODUCERE	1
CAPITOLUL 2. METODE DE ANALIZĂ SEISMICĂ ALE STRUCTURILOR ÎN CADRE DIN TRECUT PÂNĂ ÎN PREZENT	9
2.1. INTRODUCERE	9
2.2. INFLUENȚA CUTREMURELOR ISTORICE ASUPRA DEZVOLTĂRII CODURILOR DE PROIECTARE ANTISEISMICĂ	9
2.2.1. Cutremurul din San Francisco, 1906	9
2.2.2. Cutremurul din El Centro și Vrancea, 1940	12
2.2.3. Cutremurul din San Fernando, 1971	14
2.2.4. Cutremurul din Vrancea, 1977	15
2.2.5. Cutremurele din Northridge, 1994 și Kobe, 1995	19
2.3. OBSERVAȚII CRITICE ȘI CONCLUZII	20
CAPITOLUL 3. MODELAREA RĂSPUNSULUI SEISMIC CU AJUTORUL SISTEMELOR LINIAR-ELASTICE CU UN SINGUR GRAD DE LIBERTATE DINAMICĂ	22
3.1. INTRODUCERE	22
3.2. RĂSPUNSUL SEISMIC AL SISTEMELOR STRUCTURALE ELASTICE	22
3.2.1. Caracteristicile mișcării seismice în domeniul elastic	22
3.2.2. Spectrul de răspuns elastic	22
3.2.3. Spectre elastice de proiectare	24
3.2.3.1. Spectre elastice în IBC 2006 și ASCE 07-05	24
3.2.3.2. Spectre elastice în Eurocode 8 și P100	25
3.3. RĂSPUNSUL SEISMIC AL SISTEMELOR STRUCTURALE INELASTICE	27
3.3.1. Caracteristicile mișcării seismice în domeniul inelastic	27
3.3.2. Regula deplasărilor egale	28
3.3.3. Spectre de răspuns inelastic	30
3.3.4. Spectre de proiectare inelastice	31
3.3.4.1. Modelarea comportării disipative a structurilor în codurile de proiectare	31
3.3.4.2. Spectre de proiectare inelastice în IBC 2006 și ASCE 07-05	32
3.3.4.3. Spectre de proiectare inelastice în Eurocode 8 și P100	34
3.4. METODA FORȚELOR LATERALE ECHIVALENTE (FLE)	35
3.4.1. Avantaje și limitări ale metodei FLE	35
3.4.2. Baza teoretică a metodei FLE	36
3.4.3. Modelarea în codurile de proiectare a factorilor care influențează răspunsul seismic în cadrul metodei FLE	36
3.4.3.1. Accelația terenului	37
3.4.3.1.1. Valoarea de vârf a accelerației pentru proiectare	37
3.4.3.2. Terenul de fundare	38

3.4.3.2.1. Influența sursei	38
3.4.3.2.2. Influența distanței de la focar	39
3.4.3.2.3. Influența amplasamentului	39
3.4.3.3. Determinarea stării de solicitări de proiectare în structurile plane cu metoda FLE	40
3.4.3.3.1. Forța tăietoare de bază.....	40
3.4.3.3.2. Distribuția forțelor seismice pe verticală.....	42
3.5. OBSERVAȚII CRITICE ȘI CONCLUZII	44
CAPITOLUL 4. METODE DE ANALIZĂ STATICĂ NELINIARĂ PENTRU EVALUAREA PERFORMANȚELOR SEISMICE ALE STRUCTURILOR ÎN CADRE.....	46
4.1. INTRODUCERE	46
4.1.1. Trecerea de la metodele tradiționale de proiectare la metodele avansate.....	46
4.1.2. Analiza statică neliniară vs. Analiza dinamică neliniară.....	47
4.2. ETAPELE EVALUĂRII PERFORMANȚELOR SEISMICE ALE CLĂDIRILOR PRIN ANALIZA STATICĂ NELINIARĂ	48
4.2.1. Conceptele de bază ale analizei statice neliniare.....	48
4.2.1.1. Terminologie și definiții	48
4.2.1.2. Pașii unei analize statice neliniare	49
4.2.2. Distribuția laterală a forțelor	51
4.2.2.1. Distribuțiile de forțe laterale conform normelor de proiectare	52
4.2.2.1.1. Eurocode 8 și P100.....	52
4.2.2.1.2. Raportul ATC-40.....	52
4.2.2.1.3. FEMA 356.....	53
4.2.2.2. Limitările analizei statice neliniare cu distribuție de forțe invariabilă.....	53
4.2.2.3. Metode de analiză cu distribuție de forțe invariabilă considerând modurile superioare de vibrație.....	55
4.2.2.4. Metode de analiză cu distribuție de forțe adaptivă	58
4.2.2.5. Metode avansate de analiză cu distribuție adaptivă de forțe.....	63
4.2.2.5.1. Metoda SSAP	63
4.2.2.5.2. Metoda DAP.....	66
4.2.3. Determinarea deplasării-țintă prin metodele analizei statice neliniare.....	71
4.2.3.1. Metode care recurg la folosirea spectrelor elastice echivalente.....	71
4.2.3.1.1. Metoda Spectrului de Capacitate (CSM).....	71
4.2.3.2. Metode care recurg la folosirea spectrelor inelastice.....	75
4.2.3.2.1. Metoda coeficienților de deplasare (DCM).....	75
4.2.3.2.2. Metoda N2.....	76
4.2.4. Evaluarea performanțelor seismice ale structurilor	80
4.2.4.1. Aspecte ale proiectării bazate pe performanță	80
4.2.4.2. Prevederile codurilor de proiectare pentru evaluarea performanțelor seismice.....	81
4.3. OBSERVAȚII CRITICE ȘI CONCLUZII	83
CAPITOLUL 5. PROPUNEREA UNEI METODE DE DETERMINARE A DEPLASĂRILOR INELASTICE PRIN ANALIZA STATICĂ NELINIARĂ ȘI GENERAREA DIRECTĂ A SPECTRELOR INELASTICE DIN ACCELEROGRAME	86

5.1. INTRODUCERE	86
5.1.1. Necesitatea unei abordări diferite în determinarea deplasărilor inelastice	86
5.1.2. Limitările analizei statice neliniare în determinarea cerinței inelastice din spectre de proiectare	87
5.2. METODĂ PENTRU DETERMINAREA CERINȚEI DE DEPLASARE A STRUCTURILOR ÎN CADRE LA MIȘCĂRI SEISMICE SPECIFICE CU AJUTORUL ANALIZEI PUSHOVER	87
5.2.1. Introducere.....	87
5.2.2. Determinarea capacității structurilor analizate prin analiza statică neliniară (pushover) ...	89
5.2.2.1. Modelarea neliniarității geometrice	89
5.2.2.2. Modelarea neliniarității fizice	90
5.2.2.3. Alegerea distribuției laterale de forțe.....	92
5.2.2.4. Rezolvarea ecuațiilor neliniare. Trasarea curbei de capacitate.	94
5.2.2.5. Transformarea sistemului cu mai multe grade de libertate în sistemul cu un singur grad de libertate	95
5.2.2.6. Idealizarea biliniară a curbei de capacitate	96
5.2.3. Determinarea cerințelor inelastice prin metodologia propusă	97
5.2.3.1. Modelele histeretice utilizate pentru descrierea răspunsului neliniar	97
5.2.3.2. Determinarea spectrului elastic.....	98
5.2.3.3. Determinarea cerinței de ductilitate caracteristice cerinței de rezistență	99
5.2.3.4. Spectre inelastice cu ductilitate constantă.....	101
5.2.3.5. Determinarea stării de solicitări pentru deplasarea-țintă.....	103
5.3. OBSERVAȚII CRITICE ȘI CONCLUZII	104
CAPITOLUL 6. STUDIU APLICATIV PRIVIND DETERMINAREA DEPLASĂRILOR INELASTICE CU AJUTORUL ANALIZEI STATICE NELINIARE ȘI A SPECTRELOR INELASTICE GENERATE DIRECT DIN ACCELEROGRAME	107
6.1. INTRODUCERE	107
6.2. DIMENSIONAREA STRUCTURILOR ANALIZATE.....	107
6.2.1. Geometrie, încărcări, materiale	107
6.2.2. Calculul static	108
6.2.3. Combinații de încărcări	110
6.2.4. Verificarea deplasărilor de nivel la SLS.....	110
6.2.5. Verificarea deplasărilor de nivel la SLU	111
6.2.6. Dimensionarea elementelor structurale	112
6.3. DETERMINAREA CAPACITĂȚII STRUCTURILOR ANALIZATE	114
6.3.1. Trasarea curbelor de capacitate	114
6.3.2. Idealizarea biliniară a curbelor de capacitate	114
6.4. DETERMINAREA CERINȚELOR SEISMICE	117
6.4.1. Definirea accelerogramelor artificiale compatibile cu spectrele de proiectare.....	117
6.4.2. Determinarea cerințelor inelastice.....	119
6.5. STUDIU PRIVIND ACURATEȚEA DETERMINĂRII DEPLASĂRILOR GLOBALE CU AJUTORUL METODEI DE CALCUL PROPUSE	123
6.5.1. Comparația deplasărilor globale cu cele obținute prin analiza dinamică neliniară	123

6.5.2. Comparația deplasărilor globale cu cele obținute prin analiza statică neliniară conform codurilor de proiectare.....	128
6.5.3. Comparația rezultatelor cu cele obținute prin analiza liniar-elastică din codurile de proiectare.....	132
6.6. STUDIU PRIVIND ACURATEȚEA DETERMINĂRII DEPLASĂRILOR LOCALE CU AJUTORUL METODEI PROPUSE	133
6.7. OBSERVAȚII CRITICE ȘI CONCLUZII	142
6.7.1. Rezumat.....	142
6.7.2. Observații și concluzii cu privire la rezultatele studiului aplicativ.....	143
CAPITOLUL 7. APLICAREA ANALIZEI AVANSATE ÎN EVALUAREA PERFORMANȚELOR SEISMICE ALE STRUCTURILOR ÎN CADRE DIN BETON ARMAT	145
7.1. INTRODUCERE	145
7.2. MODELAREA ELASTO-PLASTICĂ A STRUCTURII ÎN ANALIZA NELINIARĂ AVANSATĂ.....	146
7.2.1. Cerințele analizei neliniare avansate	146
7.2.1.1. Surse de neliniaritate.....	146
7.2.1.2. Ipoteze de calcul	147
7.2.2. Modelarea la nivel de secțiune	148
7.2.2.1. Definirea relațiilor constitutive	148
7.2.2.1.1. Comportamentul betonului comprimat.....	148
7.2.2.1.2. Comportamentul betonului întins	149
7.2.2.1.3. Comportamentul oțelului-beton.....	150
7.2.2.2. Modelarea inelasticității la nivel de fibră. Ecuații de echilibru	150
7.2.2.3. Evaluarea directă a capacității de rezistență. Curbe de interacțiune plastică.....	151
7.2.2.4. Modalități de evaluare numerică a eforturilor interioare și a matricei de rigiditate secționale	152
7.2.3. Modelarea la nivel de element prin procedeul plastificării distribuite	154
7.2.3.1. Determinarea matricei de rigiditate elasto-plastică a elementului bară și a forțelor nodale echivalente.....	154
7.2.3.2. Includerea efectelor neliniarității geometrice locale	156
7.2.3.3. Includerea efectelor neliniarității geometrice globale.....	157
7.3. ANALIZA STATICĂ NELINIARĂ (PUSHOVER) AVANSATĂ.....	159
7.3.1. Descrierea procedurii de calcul incremental-iterativ	159
7.3.1.1. Reactualizarea matricei de rigiditate și a vectorului forțelor nodale de referință	160
7.3.2. Procedura de rezolvare	160
7.3.2.1. Descrierea algoritmului general de calcul.....	160
7.3.2.2. Detalierea procedurii corector	161
7.4. IMPLEMENTAREA ANALIZEI AVANSATE ÎN EVALUAREA PERFORMANȚELOR SEISMICE ALE STRUCTURILOR ÎN CADRE DIN BETON ARMAT. EXEMPLE NUMERICE.....	167
7.4.1. Validarea modelului de calcul propus. Exemple numerice de testare.	167
7.4.1.1. Exemplul de calcul 1: Stâlpul Fouré	167
7.4.1.2. Exemplul de calcul 2: Cadrul Ferguson & Breen	170

7.4.1.3. Exemplul de calcul 3: Cadrul portal Cranston	172
7.4.1.4. Exemplul de calcul 4: Cadrul Vecchio și Emara	174
7.4.2. Studii de caz pentru evaluarea performanțelor seismice cu ajutorul analizei pushover avansate	176
7.4.2.1. Studiu de caz 1: Structuri din beton armat de 5, 9, și 15 niveluri	177
7.4.2.2. Studiu de caz 2 –Structură din beton armat de 5 etaje din literatură.....	180
7.5. CONCLUZII	183
CAPITOLUL 8. CONCLUZII FINALE	185
8.1. GRADUL DE ÎNDEPLINIRE AL OBIECTIVELOR. CONCLUZII	185
8.2. REZUMATUL CONTRIBUȚIILOR PERSONALE	190
8.2.1. Contribuții teoretice.....	190
8.2.2. Contribuții aplicative.....	191
8.3. VALORIFICAREA REZULTATELOR	191
8.3.1. Publicații științifice.....	191
8.3.2. Programe de cercetare naționale.....	193
8.3.3. Participarea la conferințe și seminarii	193
8.4. POSIBILE DIRECȚII DE CERCETARE	194
8.4.1. Extinderea direcțiilor de cercetare.....	194
8.4.2. Modalități avansate de definire a sistemelor SDOF echivalente în cadrul analizelor statice neliniare.....	194
8.4.3. Aplicarea analizei pushover tridimensionale (3D) la evaluarea performanțelor seismice ale structurilor.....	197
8.4.3.1. Comportarea seismică a clădirilor multietajate asimetrice	198
8.4.3.2. Tendințe în aplicarea analizei pushover la structuri tridimensionale (3D)	199
BIBLIOGRAFIE	205
ANEXA A. REZULTATELE VARIANTEI GRAFICE A METODEI PROPUSE DE DETERMINARE A DEPLASĂRILOR ȚINTĂ (CAP.6).....	216

LISTA FIGURILOR

Fig. 2-1. Prăbușirea primăriei din Santa Rosa, cutremurul din San Francisco ,1906.....	10
Fig. 2-2. Scoală cu structură de zidărie avariata în timpul cutremurului din Long Beach, 1933	11
Fig. 2-3. Componenta S-E a mișcării seismice, cutremurul El Centro, 18 mai, 1940.....	12
Fig. 2-4. Clădiri avariate din cauza lichefierii terenului,cutremurul din Niigata, Japonia, 1964	13
Fig. 2-5. Colapsul parțial al clădirii spitalului Olive View (mecanism de cedare de nivel), cutremurul din San Fernando 1971	14
Fig. 2-6. Componenta N-S a accelerației orizontale, cutremurul 7 martie 1977, Vrancea.....	16
Fig. 2-7. Evoluția spectrelor de răspuns seismic românești în perioada 1963-2006	17
Fig. 2-8. Colapsul autostrăzii Hanshin, Kobe, Japonia 17 ianuarie 1995.....	18
Fig. 3-1. Schematizarea sistemului cu un singur grad de libertate dinamică [38].....	23
Fig. 3-2. Exemplu de spectru elastic tip 2 conform EC8 [28].....	25
Fig. 3-3. Cele trei tipuri de spectre elastice pentru epicentrul Vrancea conform normativului P100-2006 [40].....	26
Fig. 3-4. Curbe experimentale forță-deplasare pentru beton armat [41]	28
Fig. 3-5. Diagramă idealizată elasto-plastică [38].....	28
Fig. 3-6. Reprezentarea grafică a regulii energiilor egale	29
Fig. 3-7. Reprezentarea grafică a regulii deplasărilor egale.....	29
Fig. 3-8. Modalitatea de stabilire a factorilor de reducere al forțelor seismice [33]	31
Fig. 3-9. Spectrul elastic de proiectare conform ASCE 07-05 [52].....	33
Fig. 3-10. Schematizarea metodei forțelor laterale echivalente [38].....	36
Fig. 3-11. Zonarea teritoriului României cu privire la valorile de vârf ale accelerației	38
Fig. 3-12. Forma spectrului de proiectare pentru cutremure caracterizate de diferite distanțe de la focar [38].....	39
Fig. 4-1. Reprezentarea aproximațiilor ale unei analize pushover [68].....	49
Fig. 4-2. Schema evaluării cantitative a performanțelor seismice ale clădirilor [70].....	51
	Fig. 4-3.
Sinteza evoluției metodelor ASNL din punctul de vedere al distribuției forțelor laterale.....	60
Fig. 4-4. Transformarea curbei de capacitate MDOF în diagrama de capacitate SDOF echivalentă cu ajutorul metodei energetice prin metoda AMC [80].....	61
Fig. 4-5. Metoda SSAP: reprezentarea grafică a deplasărilor modale pentru nivelul i, din modul de vibrație j.....	64
Fig. 4-6. Metoda SSAP: forțele tăietoare din la nivelul i din modul de vibrație j în [73]	65
Fig. 4-7. Forțele tăietoare de nivel pentru fiecare mod j, în metoda SSAP [73]	65
Fig. 4-8. Metoda SSAP: forțele tăietoare de nivel, combinate pentru fiecare nivel „j” (stânga) și vectorul de scalare (dreapta) [73]	65
Fig. 4-9. Metoda DAP: actualizarea distribuției de forțe incrementale.....	66
Fig. 4-10. Metoda DAP: vectorul drifturilor de nivel combinate	69
Fig. 4-11. Metoda DAP: vectorul de scalare normalizat din	69
Fig. 4-12. Metoda DAP: algoritmul de actualizare al vectorului încărcare.....	70
Fig. 4-13. Metoda SSAP: algoritmul de actualizare a forțelor incrementale.....	72
Fig. 4-14. Determinarea deplasării-țintă conform ATC-40 prin „Procedeeul C,,	74
Fig. 4-15. Curbă de capacitate cu panta post-curgere pozitivă - FEMA 356 [62].....	76
Fig. 4-16. Curbă de capacitate cu panta post-curgere negativă - FEMA 356 [62].....	76
Fig. 4-17. Metoda N2: determinarea curbei de capacitate pentru sistemul SDOF	77
Fig. 4-18. Metoda N2: idealizarea biliniară a curbei de capacitate SDOF	79
Fig. 4-19. Metoda N2: determinarea deplasării-țintă prin varianta grafică	79
• Fig. 4-20. Reprezentarea bidimensională a obiectivelor de performanță din FEMA 274 [88]....	81
Fig. 4-21. Reprezentarea nivelelor de performanță stabilite în normativul P100-2006 [40].....	83
Fig. 5-1. Determinarea deplasărilor inelastice în ASNL cu spectre de proiectare.....	89

Fig. 5-2. Determinarea deplasărilor inelastice în ASNL cu generarea directă a spectrelor inelastice	89
Fig. 5-3. Determinarea deplasărilor inelastice în ADNL	89
Fig. 5-4. Modalități de considerare a neliniarității fizice a elementelor tip bară [98]	91
Fig. 5-5. Discretizarea elementului tip bară din beton armat [95]	92
Fig. 5-6. Modelul constitutiv σ - ϵ folosit pentru modelarea secțiunilor de beton confinate și neconfinate (acoperire) [95]	92
Fig. 5-7. Modelul constitutiv σ - ϵ folosit pentru modelarea secțiunilor de oțel-beton [95]	92
Fig. 5-8. Datele caracteristice strategiei de iterație adoptate în programul SeismoStruct [95]	94
Fig. 5-9. Datele criteriului de convergență adoptate în programul SeismoStruct [95]	95
Fig. 5-10. Reprezentarea curbei de capacitate caracteristice sistemului MDOF	97
Fig. 5-11. Reprezentarea idealizării biliniare a diagramei de capacitate caracteristice sistemului SDOF ..	97
Fig. 5-12. Reprezentarea modelele histeretice utilizate: modelul bilinear elastic (a), modelul bilinear plastic cu consolidare (b), model cu degradare a rigidității Clough cu consolidare (c), model cu	98
Fig. 5-13. Generarea spectrului elastic din înregistrarea seismică dată	99
Fig. 5-14. Comportarea histeretică a oscilatorului cu un singur grad de libertate cu perioada $T=0,5$ s; $1,5$ s și 3 s în cazul factorului de reducere constant $R_{\mu}=4$, pentru înregistrarea INCERC 77 N-S	100
Fig. 5-15. Comportarea histeretică a oscilatorului cu un singur grad de libertate cu perioada $T=0,5$ s; $1,5$ s și 3 s în cazul ductilității constante $\mu=4$ pentru înregistrarea INCERC 77 N-S	101
Fig. 5-16. Spectrul ductilității μ - T pentru valoarea constantă a R_{μ}	102
Fig. 5-17. Determinarea deplasării-țintă pentru spectrul inelastic cu ductilitate constantă	102
Fig. 5-18. Determinarea deplasării-țintă D_y^* prin metoda grafică	103
Fig. 6-1. Reprezentarea structurilor analizate de 4, 9, și 15 etaje	109
Fig. 6-2. Curbele de capacitate forță-deplasare pentru sistemul MDOF și pentru sistemul SDOF echivalent – distribuție de forțe triunghiulară	115
Fig. 6-3. Curbele de capacitate forță-deplasare pentru sistemul MDOF și pentru sistemul SDOF echivalent – distribuție de forțe adaptivă	115
Fig. 6-4. Curbele de capacitate și diagramele de capacitate idealizate bilinear în format Sa- D^* - distribuție de forțe triunghiulară	116
Fig. 6-5. Curbele de capacitate și diagramele de capacitate idealizate bilinear în format Sa- D^* - distribuție de forțe adaptivă	116
Fig. 6-6. Spectrele elastice și cel de proiectare pentru accelerogramele înregistrate în București cu ocazia cutremurelor Vrancea 1977 și 1986	119
Fig. 6-7. Spectrele elastice artificiale calculate prin potrivirea accelerogramelor înregistrate din București în 1977 și 1986 la spectrul elastic de proiectare	119
Fig. 6-8. Determinarea deplasării-țintă prin ASNL conform codurilor de proiectare prin metoda grafică – spectrul cu accelerația de vârf $0,12g$	131
Fig. 6-9. Determinarea deplasării-țintă prin ASNL conform codurilor de proiectare prin metoda grafică – spectrul cu accelerația de vârf $0,24g$	132
Fig. 6-10. Drifturile de nivel determinate pentru structura 1 – accelerația de vârf $0,12g$	136
Fig. 6-11. Drifturile de nivel determinate pentru structura 1 – accelerația de vârf $0,24g$	137
Fig. 6-12. Drifturile de nivel determinate pentru structura 2 – accelerația de vârf $0,12g$	138
Fig. 6-13. Drifturile de nivel determinate pentru structura 2 – accelerația de vârf $0,24g$	139
Fig. 6-14. Drifturile de nivel determinate pentru structura 3 – accelerația de vârf $0,12g$	140
Fig. 6-15. Drifturile de nivel determinate pentru structura 3 – accelerația de vârf $0,24g$	141
Fig. 7-1. Exemplu al unei secțiuni cu formă oarecare, supusă analizei elasto-plastice - după [109]	147
Fig. 7-2. Relații constitutive tensiune-deformație (σ - ϵ) pentru betonul comprimat [111]	149
Fig. 7-3. Relații constitutive efort-deformație (σ - ϵ) pentru betonul întins [111]	149
Fig. 7-4. Relații constitutive efort-deformație (σ - ϵ) pentru oțelul-beton [111]	150
Fig. 7-5. Diagrama de interacțiune plastică [111]	152
Fig. 7-6. Element liniar cu 6 grade de libertate - după [111]	154
Fig. 7-7. Element liniar fără caracteristicile de corp rigid -după [111]	155

Fig. 7-8. Comportarea elasto-plastică a elementului bară solicitat de forțe axiale [64]	157
Fig. 7-9. Surprinderea schimbării geometriei elementelor, și efectul global al neliniarității geometrice [116].....	159
Fig. 7-10. Generarea punctelor de integrare de-a lungul elementului prin metoda Gauss-Lobatto.....	166
Fig. 7-11. Stâlpul lui Fuore. Caracteristici geometrice [120].....	168
Fig. 7-12. Relații constitutive efort-deformație (σ - ε) pentru betonul comprimat și întins [121] [122]	168
Fig. 7-13. Comparația curbelor încărcare-deplasare laterală pentru stâlpul lui Fuore	170
Fig. 7-14. Cadrul Ferguson & Breen. Caracteristici geometrice [120]	171
Fig. 7-15. Comparația curbelor încărcare-deplasare laterală pentru cadrul Ferguson & Breen	171
Fig. 7-16. Cadrul portal Cranston. Caracteristici geometrice [120]	172
Fig. 7-17. Comparația curbelor încărcare-deplasare laterală pentru cadrul portal Cranston. Modelul predictor-corector vs modelul predictor.....	173
Fig. 7-18. Cazul 1 de armare al cadrului Cranston [120]	173
Fig. 7-19. Cazul 2 de armare al cadrului Cranston [120]	173
Fig. 7-20. Comparația curbelor încărcare-deplasare laterală pentru cadrul portal Cranston. Sensibilitatea rezultatelor la armarea grinzii	174
Fig. 7-21. Cadrul Vecchio și Emara. Caracteristici geometrice [126].....	175
Fig. 7-22. Comparația curbelor încărcare-deplasare laterală pentru cadrul Vecchio și Emara	176
Fig. 7-23. Curbele de capacitate trasate cu ajutorul programului de analiză avansată NEFCAD, în ipoteza surprinderii și neglijării efectelor neliniarității geometrice [130].....	177
Fig. 7-24. Comparația deplasărilor ultime de nivel obținute cu ajutorul metodei propuse, ADNL, ASNL conform codurilor de proiectare pentru structurile cu 5, 9, și 15 etaje, pentru seismele cu accelerația de vârf a terenului de 0,12g și 0,24g [130]	178
Fig. 7-25. Comparația drifturilor de nivel și a erorilor relative pentru structurile cu 5, 9, și 15 etaje, pentru seismele cu accelerația de vârf a terenului de 0,12g [130]	179
Fig. 7-26. Comparația drifturilor de nivel și a erorilor relative pentru structurile cu 5, 9, și 15 etaje, pentru seismele cu accelerația de vârf a terenului de 0,24g [130]	179
Fig. 7-27. Configurația geometrică a structurilor analizate [83]	181
Fig. 7-28. Armarea elementelor structurale [83]	181
Fig. 7-29 Caracteristicile fizice a le materialului [83].....	181
Fig. 7-30. Curbele de capacitate trasate prin programul Opensees, și cele din analizele efectuate cu programele Nefcad și Seismostruct [83], [7]	181
Fig. 7-31 Comparația cerințelor de deplasare obținute prin metoda propusă de determinarea a deplasării țintă și valorile medii ale deplasărilor ultime de nivel din ADNL [7]	182
Fig. 7-32 Comparația drifturilor de nivel obținute prin ASNL efectuate cu programele NEFACD și Seismostruct comparate cu rifturile de nivel obținute de analizele dinamice incrementale și ASNL prin Opensees [83] [7]	182
Fig. 8-1. Diagramele forță-deplasare V_1 - D_1 și energie-deplasare E_1 - D_1 [134].....	196
Fig. 8-2. Procedeeul de determinare a forțelor de nivel incremental-adaptive prin metoda STA [144]	203
Fig. A-1. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format S_a - D^* pentru structura 1, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,12g.....	217
Fig. A-2. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format D^* - T^* pentru structura 1, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,12g.....	218
Fig. A-3. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format S_a - D^* pentru structura 2, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,12g.....	219
Fig. A-4. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format D^* - T^* pentru structura 2, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,12g.....	220
Fig. A-5. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format S_a - D^* pentru structura 3, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,12g.....	221
Fig. A-6. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format D^* - T^* pentru structura 3, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,12g.....	222

Fig. A-7. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format S_a-D^* pentru structura 1, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,24g.....	223
Fig. A-8. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format D^*-T^* pentru structura 1, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,24g.....	224
Fig. A-9. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format S_a-D^* pentru structura 2, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,24g.....	225
Fig. A-10. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format D^*-T^* pentru structura 2, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,24g.....	226
Fig. A-11. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format S_a-D^* pentru structura 3, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,24g.....	227
Fig. A-12. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format D^*-T^* pentru structura 3, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,24g.....	228
Fig. A-13. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format S_a-D^* pentru structura 1, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,24g.....	229
Fig. A-14. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format D^*-T^* pentru structura 1, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,24g.....	230
Fig. A-15. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format S_a-D^* pentru structura 2, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,24g.....	231
Fig. A-16. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format D^*-T^* pentru structura 2, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,24g.....	232
Fig. A-17. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format S_a-D^* pentru structura 3, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,24g.....	233
Fig. A-18. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format D^*-T^* pentru structura 3, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,24g.....	234
Fig. A-19. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format S_a-D^* pentru structura 1, cu distribuție de forțe adaptivă – accelerația de vârf 0,24g.....	235
Fig. A-20. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format D^*-T^* pentru structura 1, cu distribuție de forțe adaptivă – accelerația de vârf 0,24g.....	236
Fig. A-21. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format S_a-D^* pentru structura 2, cu distribuție de forțe adaptivă – accelerația de vârf 0,24g.....	237
Fig. A-22. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format D^*-T^* pentru structura 2, cu distribuție de forțe adaptivă – accelerația de vârf 0,24g.....	238
Fig. A-23. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format S_a-D^* pentru structura 3, cu distribuție de forțe adaptivă – accelerația de vârf 0,24g.....	239
Fig. A-24. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format D^*-T^* pentru structura 3, cu distribuție de forțe adaptivă – accelerația de vârf 0,24g.....	240

LISTA TABELELOR

Tab. 3-1. Comparația valorilor coeficientului de modificare a răspunsului seismic R, conform ASCE 7-05 (IBC 2006) și a factorului de comportare a structurii q, conform EC8 și P100-2006, cazul structurilor în cadre.....	32
Tab. 3-2. Tabel comparativ cu clasificarea pământurilor conform IBC2006, EC8, P100.....	40
Tab. 3-3. Clasificarea structurilor din punctul de vedere al riscului acceptat, clasa de importanță și expunere cf. IBC 2006 și EC8/P100.....	41
Tab. 3-4. Categoriile de performanță pentru accelerații la perioade de 1s în IBC 2006	42
Tab. 4-1. Definierea probabilistică a acțiunii seismice în FEMA 273	82
Tab. 6-1. Verificarea drifturilor de nivel pentru structurile analizate la Starea Limită de Serviciu.....	111
Tab. 6-2. Verificarea drifturilor de nivel pentru structurile analizate la Starea Limită Ultimă	112
Tab. 6-3. Alcătuirea secțiunilor transversale pentru structurile analizate	113
Tab. 6-4. Centralizatorul rezultatelor pentru sistemul SDOF echivalent-distribuție de forțe triunghiulară	116
Tab. 6-5. Centralizatorul rezultatelor pentru sistemul SDOF echivalent-distribuție de forțe adaptivă	116
Tab. 6-6. Datele caracteristice ale celor opt înregistrări de la cutremurele din '77 și '86 folosite pentru generarea accelerogramelor artificiale compatibile cu spectrele de proiectare	118
Tab. 6-7. Rezultatele potrivirii accelerogramelor înregistrate la spectrul elastic de proiectare corespunzător $a_g=0,24g$ și perioadei de colț $T_c=1,6s$	118
Tab. 6-8. Determinarea cerinței de ductilitate calculate pe setul de accelerograme cu 0,12g a pentru structura 1-distribuție de forțe fixă	120
Tab. 6-9. Determinarea cerinței de ductilitate pe setul de accelerograme cu 0,12g pentru structura 2-distribuție de forțe fixă.....	120
Tab. 6-10. Determinarea cerinței de ductilitate pe setul de accelerograme cu 0,12g pentru structura 3-distribuție de forțe fixă.....	121
Tab. 6-11. Determinarea cerinței de ductilitate pe setul de accelerograme cu 0,12g pentru structura 1-distribuție de forțe adaptivă DAP cu amplificare spectrală	121
Tab. 6-12. Determinarea cerinței de ductilitate pe setul de accelerograme cu 0,12g pentru structura 2-distribuție de forțe adaptivă DAP cu amplificare spectrală	121
Tab. 6-13. Determinarea cerinței de ductilitate pe setul de accelerograme cu 0,12g pentru structura 3-distribuție de forțe adaptivă DAP cu amplificare spectrală	121
Tab. 6-14. Determinarea cerinței de ductilitate pe setul de accelerograme cu 0,24g pentru structura 1-distribuție de forțe fixă.....	122
Tab. 6-15. Determinarea cerinței de ductilitate pe setul de accelerograme cu 0,24g pentru structura 2-distribuție de forțe fixă.....	122
Tab. 6-16. Determinarea cerinței de ductilitate pe setul de accelerograme cu 0,24g pentru structura 3-distribuție de forțe fixă.....	122
Tab. 6-17. Determinarea cerinței de ductilitate pe setul de accelerograme cu 0,24g pentru structura 1-distribuție de forțe adaptivă DAP cu amplificare spectrală	122
Tab. 6-18. Determinarea cerinței de ductilitate pe setul de accelerograme cu 0,24g pentru structura 2-distribuție de forțe adaptivă DAP cu amplificare spectrală	122
Tab. 6-19. Determinarea cerinței de ductilitate pe setul de accelerograme cu 0,24g pentru structura 3-distribuție de forțe adaptivă DAP cu amplificare spectrală	123
Tab. 6-20. Deplasările-țintă determinate pentru înregistrările cu accelerația la vârf 0,12g pentru structura 1-distribuție de forțe fixă	123
Tab. 6-21. Deplasările-țintă determinate pentru înregistrările cu accelerația la vârf 0,12g pentru structura 1- distribuție de forțe adaptivă DAP cu amplificare spectrală.....	124
Tab. 6-22. Deplasările-țintă determinate pentru înregistrările cu accelerația la vârf 0,12g pentru structura 2-distribuție de forțe fixă	124
Tab. 6-23. Deplasările-țintă determinate pentru înregistrările cu accelerația la vârf 0,12g pentru structura	

2- distribuție de forțe adaptivă DAP cu amplificare spectrală	124
Tab. 6-24. Deplasările-țintă determinate pentru înregistrările cu accelerația la vârf 0,12g pentru structura 3-distribuție de forțe fixă	125
Tab. 6-25. Deplasările-țintă determinate pentru înregistrările cu accelerația la vârf 0,12g pentru structura 3- distribuție de forțe adaptivă DAP cu amplificare spectrală	125
Tab. 6-26. Deplasările-țintă determinate pentru înregistrările cu accelerația la vârf 0,24g pentru structura 1-distribuție de forțe fixă	125
Tab. 6-27. Deplasările-țintă determinate pentru înregistrările cu accelerația la vârf 0,24g pentru structura 1- distribuție de forțe adaptivă DAP cu amplificare spectrală	126
Tab. 6-28. Deplasările-țintă determinate pentru înregistrările cu accelerația la vârf 0,24g pentru structura 2-distribuție de forțe fixă	126
Tab. 6-29. Deplasările-țintă determinate pentru înregistrările cu accelerația la vârf 0,24g pentru structura 2- distribuție de forțe adaptivă DAP cu amplificare spectrală	126
Tab. 6-30. Deplasările-țintă determinate pentru înregistrările cu accelerația la vârf 0,24g pentru structura 3 – distribuție de forțe fixă.....	127
Tab. 6-31. Deplasările-țintă determinate pentru înregistrările cu accelerația la vârf 0,24g pentru structura 3 – distribuție de forțe adaptivă DAP cu amplificare spectrală	127
Tab. 6-32. Centralizatorul cantităților obținute prin analiza statică neliniară conform codurilor de proiectare – spectrul cu accelerația de vârf 0,12g.....	130
Tab. 6-33. Centralizatorul cantităților obținute prin analiza statică neliniară conform codurilor de proiectare – spectrul cu accelerația de vârf 0,24g.....	130
Tab. 6-34. Centralizatorul rezultatelor pentru deplasările obținute prin analiza statică liniară.....	133
Tab. 8-1. Proprietățile sistemului SDOF echivalent în cazul solicitărilor biaxiale a sistemului MDOF [143].....	202
Tab. A-1 Tabel explicativ al figurilor din Anexa A	216

CAPITOLUL 1. INTRODUCERE

IMPORTANȚA ABORDĂRII TEMEI

Pe parcursul istoriei, concluziile comportării structurilor în timpul mișcărilor seismice au fost diseminate prea târziu, după producerea acestora. Acest lucru s-a datorat în mare parte lipsei - pentru o perioadă îndelungată - a tehnicilor de înregistrare și de analiză, care ar fi putut modela, analiza și evidenția deficiențele majore de alcătuire a construcțiilor.

O dată cu răspândirea aparaturii de măsurare a cutremurelor, în speță a accelerometrelor (anul 1940, în timpul cutremurului El Centro), comunitatea de cercetători a avut la dispoziție mai multe date sub forma accelerogramelor. Calculele efectuate pe accelerogramele disponibile au dus la o înțelegere mai profundă a cutremurelor și a efectului acestora asupra mediului construit. Ca urmare, la începutul anilor `60, s-a introdus în codurile de proiectare nord-americane reprezentarea mișcării seismice sub forma spectrului elastic de proiectare.

În ciuda faptului, că în cursul anilor `60 s-a conștientizat raportul dintre rigiditatea structurii și efortul ivit în cadrul structurii, clădirile proiectate conform noilor coduri au suferit avarii însemnate.

Recunoașterea capacității de deformație în domeniul post-elastic (ductilitate) și introducerea conceputului de spectru inelastic în codurile de proiectare la sfârșitul anilor `70 au reprezentat un veritabil progres în privința siguranței construcțiilor. După toate aceste progrese, comunitatea de cercetători a rămas surprinsă de avariile considerabile produse de cutremurele din Mexico City, Loma Prieta, Northridge, și Kobe.

Un exemplu elocvent este și acela al cutremurului din 1977 din România, în timpul căruia multe clădiri au ajuns în colaps datorită ductilității reduse. Deteriorările se datorează și necunoașterii caracterului cutremurelor vrâncene, care produc amplificări mari la frecvențe scăzute. În urma acestor evenimente, s-a ajuns la un consens privind inacceptabilitatea avariilor și pierderilor de vieți omenești într-o proporție atât de ridicată.

ACTUALITATEA TEMEI ȘI MOTIVAȚIA CERCETĂRII

Proiectele de cercetare demarate în anii `90 (de ex. Vision 2000) au vizat crearea unui procedeu mai precis și mai fundamentat din punct de vedere științific, în comparație cu proiectarea după criteriul de rezistență în domeniul elastic. În același timp, o dată cu răspândirea calculatoarelor personale și a aplicațiilor în domeniul analizei structurale, a devenit posibilă atât efectuarea rapidă a

calculului cu repetitivitate sporită, cât și implementarea unor noi metode de calcul, cum ar fi modelarea comportării neliniare la nivel de secțiune, la nivel de element sau la nivel global.

Publicate în urma proiectului de cercetare Vision 2000, codurile de proiectare („SEAO Blue Book” (1996), ATC-40 (1996), sau FEMA 356 (2000) și FEMA 440 (2005)) au fost extinse cu recomandări în privința analizelor avansate care pot evidenția comportarea post-elastică a unei structuri în timpul unui cutremur. Între acestea se numără și analiza statică neliniară („pushover”) și analiza dinamică neliniară („time-history”). Recomandările de aplicare a analizelor avansate sunt de cele mai multe ori incomplete, ambigue, sau nu au la bază un fond conceptual solid. Incertitudinea privind corectitudinea rezultatului obținut a inginerului care lucrează într-un birou de proiectare se datorează fie complexității datelor de pornire (cazul analizei time-history), fie numeroaselor simplificări adoptate (cazul analizei pushover). Confuzia generală este amplificată și de faptul, că programele de calcul comerciale - prezente pe piață (ETABS, SAP 2000, AXIS VM, etc.) prin intermediul unei interfețe atractive - fac posibilă „rularea” rapidă a analizelor statice și dinamice neliniare. Fără cunoașterea exactă, însă, a bazei teoretice a metodelor avansate, utilitatea unor astfel de analize rapide este extrem de scăzută.

Din această cauză se poate afirma, că impactul existenței tehnicilor de calcul performante și a posibilității de a efectua analize sofisticate este relativ redus. Proiectarea seismică se efectuează, în continuare, după procedeul liniar-elastic (metoda forțelor laterale) fundamentat la sfârșitul anilor `70, care operează cu concepte simple, care au putut fi ușor însușite.

Așadar, principala limitare a analizei liniar-elastice - și anume: incapacitatea de a lua în considerare incursiunile inelastice ale structurii - persistă în practica de proiectare.

Din cauza considerentelor enumerate mai sus, ar fi nevoie de un procedeu simplu, fundamentat teoretic și având bază conceptuală solidă, care surprinde aspectele comportării post-elastice ale structurii. Din cauza simplității conceptuale și a caracterului practic, analiza statică neliniară constituie baza de la care pornește această cercetare.

ÎNCADRAREA TEMEI ÎN PREOCUPĂRILE INTERNAȚIONALE, NAȚIONALE ȘI LOCALE

Prezenta teză de doctorat, intitulată „Contribuții la evaluarea performanțelor seismice ale structurilor în cadre, utilizând metode de analiză statică neliniară” constituie obiectul preocupărilor naționale și internaționale.

Tema se încadrează în tendințele internaționale de cercetare cu atât mai mult, cu cât, după cutremurele de la Northridge și Kobe, s-au demarat ample proiecte de cercetare, privind comportarea post-elastică a structurilor. Valabilitatea celor enunțate în proiectele și codurile de

proiectare sus-menționate a stârnit interesul comunității de cercetători din cadrul ingineriei civile, ceea ce a rezultat într-o dezvoltare dinamică a domeniului.

În ultimii ani în cadrul departamentului de Mecanica Construcțiilor din Facultatea de Construcții a Universității Tehnice din Cluj-Napoca, au fost elaborate următoarele teze de doctorat care ating într-o măsură mai mică sau mai mare tematica abordată în această lucrare:

- Ovidiu Prodan: "Reducerea răspunsului seismic al structurilor metalice multietajate spațiale prin protecție pasivă" [1]
- Gabriel Tarța: "Proiectarea seismică a structurilor, stadiul actual, observații critice și propuneri pentru noi abordări" [2]
- Cristian Mojolic: "Analiza și optimizarea conceptuală a structurilor cu deschidere mare utilizând soluții de izolare seismică" [3]
- Ioana Ladăr: "Răspunsul seismic al structurilor metalice multietajate. O abordare energetică" [4]
- Florin Lucian Perde: "Abordarea energetică a răspunsului seismic al structurilor metalice cu brațe rigide"
- Mihaela Delia Suci: "Structurile metalice multietajate echipate cu masă adăugată. O abordare energetică" [5]
- Adina Maria Popescu: "Structuri metalice acționate seismic. Rigiditate laterală vs. amortizare adăugată" [6]

Pe plan local, autorul prezentei lucrări a făcut parte din colectivul proiectului de cercetare cu datele PN-II-ID-PCE ID_193/2008 „Proiectarea și evaluarea performanțelor seismice ale structurilor în cadre spațiale prin analiza statică neliniară avansată”, director proiect Prof. Dr. ing. Cosmin G. Chiorean, finanțat de Consiliul Național de Cercetare în Învățământul Superior.

METODOLOGIA DE CERCETARE ȘI OBIECTIVELE PROPUSE

Analiza statică neliniară - obiectivul principal al tezei - poate fi împărțită în mai multe etape, fiecare având impact asupra rezultatelor analizei, care, la rândul ei, se concretizează prin deplasările inelastice globale, respectiv, prin deplasările și rotirile locale ale elementelor. Analiza statică neliniară a fost studiată din următoarele perspective:

- distribuția forțelor laterale
- reprezentarea caracterului inelastic al cerinței seismice

- echivalarea sistemului cu mai multe grade de libertate în sistemul cu un singur grad de libertate
- modalitatea de determinare deplasărilor inelastice
- influența procedeeilor de analiză neliniară avansată asupra rezultatelor obținute

În privința etapelor prezentate mai sus, prescripțiile de proiectare existente (Eurocode 8, ATC-40, FEMA 356/440) prezintă abordări care au fost studiate în profunzime de către cercetători. Nu s-a ajuns, însă, la un consens asupra unei metode anume. Una dintre obiectivele prezentei lucrări este de a studia separat conceptele, care stau la baza unei analize statice neliniare, de a formula observații critice asupra metodelor existente, respectiv, de a propune metode alternative de determinare a deplasărilor inelastice ale structurilor în cadre.

Principalele obiective ale tezei sunt următoarele:

- realizarea unui studiu bibliografic care urmărește stadiului cunoașterii în ingineria seismică (Capitolul 2.)
- prezentarea sumară a prescripțiilor de proiectare americane, europene și românești și punctarea deficiențelor acestora (Capitolul 3.)
- prezentarea metodelor existente ale analizei statice neliniare și formularea unor observații critice prin prisma factorilor care influențează rezultatele acestuia: distribuția laterală a forțelor, reprezentarea caracterului inelastic a cerinței seismice, echivalarea sistemului MDOF cu sistemul SDOF, modalitatea de determinare a deplasărilor inelastice, evaluarea performanțelor seismice (Capitolul 4.)
- propunerea unei metode alternative – de utilitate în practica de zi cu zi - de determinare a deplasărilor inelastice, bazate pe concluziile cercetării, care să înlăture câteva dintre deficiențele constatate. (Capitolul 5.)
- validarea a metodei propuse prin simulări numerice (Capitolul 6.)
- aplicarea analizei neliniare avansate în evaluarea performanțelor seismice ale structurilor în cadre prin analiza statică neliniară (Capitolul 7.)

Obiectivele secundare propuse sunt:

- înțelegerea procesului dezvoltării metodelor ingineriei seismice de la început până în prezent
- evidențierea principalelor tipuri de distribuție de forțe, respectiv, a caracteristicilor esențiale ale acestora din urmă în analiza statică neliniară
- prezentarea concisă a teoriei, a conceptelor și a aproximațiilor care stau la baza metodelor de analiză statică neliniară

- fundamentarea teoretică a metodei de analiză propuse (Capitolul 5.), paralel cu menținerea caracterului simplu al acesteia

Baza cercetării a constituit-o un studiu teoretic (bibliografic), centrat pe analiza stadiilor de dezvoltare a ingineriei seismice și a soluțiilor existente în domeniu. Metoda de analiză statică neliniară propusă în urma concluziilor cercetării menționate înlătură câteva dintre deficiențele constatate la metodele de calcul convenționale cum ar fi: necesitatea folosirii unor formule empirice în determinarea cerinței de ductilitate asociate cerinței, aplicabilitatea pentru accelerograme și luarea în considerare a conținutului de frecvențe specific al mișcării seismice. Verificarea experimentală a acestei metode s-a realizat cu ajutorul unor calcule numerice, pentru a confirma aplicabilitatea ei pe scară largă.

ARIA DE APLICABILITATE

Prezenta teză de doctorat poate fi inclusă în cercetările din domeniul ingineriei seismice. Aria de aplicabilitate a tezei sunt structurile în cadre plane din beton armat. În mod specific, metodele de calcul propuse în teză sunt aplicabile la determinarea deplasărilor inelastice a structurilor, cu ocazia cutremurelor de mare intensitate.

PREZENTAREA STRUCURII TEZEI DE DOCTORAT

Teza este construită pe 7 capitole, după cum urmează:

Capitolul 1. Introducere

Capitolul 2. Metode de analiză seismică ale structurilor în cadre din trecut până în prezent

Capitolul 3. Modelarea răspunsului seismic cu ajutorul sistemelor liniar-elastice cu un singur grad de libertate dinamică

Capitolul 4. Metode de analiză statică neliniară pentru evaluarea performanțelor seismice a structurilor în cadre

Capitolul 5. Propunerea unei metode de determinare a deplasărilor inelastice prin analiza statică neliniară și generarea directă a spectrelor inelastice din accelerograme

Capitolul 6. Studiu aplicativ privind determinarea deplasărilor inelastice cu ajutorul analizei statice neliniare și a spectrelor inelastice generate direct din accelerograme

Capitolul 7. Aplicarea analizei avansate în evaluarea performanțelor seismice ale structurilor în cadre

Capitolul 8. Concluzii finale

Anexa A. Reprezentarea rezultatelor obținute pentru varianta grafică a metodei propuse

Capitolul 1 prezintă axa pe marginea căreia s-a dezvoltat teza. Tema tezei de doctorat reprezintă una din preocupările naționale și internaționale de cercetare în ingineria seismică. În cadrul capitolului, se prezintă, totodată, obiectivele propuse, metodologia de cercetare și sunt evidențiate, obiectivele fiecărui capitol în parte.

Capitolul 2 prezintă evoluția calculului seismic de la începuturi până la dezvoltarea codurilor actuale de proiectare. Se prezintă evoluția prevederilor de proiectare antisismică, de la cutremurul San Francisco (1906) la introducerea metodei forțelor laterale echivalente (1914), de la primele înregistrări seismice (El Centro 1940) la dezvoltarea spectrelor inelastice (Veletsos și Newmark 1960), respectiv, a analizei spectrale liniare (raportul ATC 3.06 - 1978) și proiectării bazate pe performanță (raportul "Vision 2000" - 1995). Se face referire și la situația proiectării seismice din România, și anume: la premisele care au dus la pagubele cutremurului din 7 martie 1977 și la efectele acestuia asupra proiectării seismice din țară.

În cadrul **Capitolului 3** sunt descrise metodele de analiză seismică liniar-elastică, recomandate în codurile din SUA, Europa și România, cu referire la modelarea cutremurului (acelerația terenului, influența terenului de fundare, spectrul de răspuns elastic) și la răspunsul sistemului structural (perioada fundamentală de vibrație a clădirii, comportarea disipativă a structurii, spectrul inelastic, influența modurilor superioare de vibrație etc.).

Capitolul 4 prezintă ultimele cercetări în domeniul analizei statice neliniare, ca urmare a amplelor proiecte de cercetare demarate după cutremurele de la Northridge (1994) și Kobe (1995). În același loc, sunt înșirate avantajele și limitările analizei statice neliniare, cu trimiteri la analiza dinamică neliniară. De asemenea, este tratată pe larg problematica distribuției laterale invariabile a forțelor în analiza "pushover", care este considerată principala limitare a analizei. Sunt înfățișate, totodată, încercările de a captura influența modurilor superioare de vibrație și a efectului plastificării distribuite cu ajutorul distribuției forțelor laterale adaptive.

În partea doua a capitolului, sunt prezentate metodele - recomandate în codurile seismice - de determinare a deplasărilor inelastice (deplasarea-țintă) prin analiza statică neliniară, precum și principalele aspecte ale evaluării performanțelor seismice ale structurilor.

Capitolul 5 descrie o modalitate de determinare a deplasărilor inelastice, recurgând la analiza "pushover" și la spectrele inelastice din înregistrările seismice, generate în mod direct. Odată cu determinarea curbei de capacitate laterală forță-deplasare, se pot determina rapid - prin metoda propusă - deplasările inelastice pentru una sau mai multe înregistrări seismice. În cazul în

care există spectre de proiectare compatibile cu accelerograma în cauză, metoda poate fi comparată cu rezultatele obținute prin ASNL conform codurilor seismice.

Metoda propusă - cu excepția definiției cerinței seismice - este oarecum similară celei recomandate de EC8. Spre deosebire de aceasta din urmă, prin aplicarea analizei dinamice neliniare asupra unui oscilator cu un singur grad de libertate (SDOF) sunt eliminate incertitudinile legate de determinarea spectrului inelastic. Datorită faptului, că cerința seismică este reprezentată de către o accelerogramă, metoda propusă poate fi o alternativă la determinarea deplasării inelastice prin analiza dinamică neliniară (ADNL).

Capitolul 6 prezintă validarea metodei propuse, printr-un studiu de caz efectuat pe structuri în cadre cu trei regimuri de înălțime (mică, medie și mare), supuse la mișcări seismice scalate la diferite intensități. Sunt selectate accelerograme compatibile cu spectrele de proiectare, cu scopul de a facilita comparația cu valorile obținute cu ajutorul codurilor de proiectare (procedeul simplificat pentru a determina deplasările inelastice și ASNL conform codurilor). Utilizarea deplasărilor globale servește la calcularea mărimilor locale – rotații, deplasări relative de nivel (drifturi) – și la compararea acestora cu rezultatele obținute prin analiza dinamică neliniară. În cadrul acestui capitol, se studiază, totodată, influența modelului histeretic, pentru a determina spectrele inelastice care stau la baza metodei.

Capitolul 7 prezintă elementele cheie ale unui model de analiză statică neliniară avansată pentru structurile în cadre plane din beton armat. Acestea vizează aspecte referitoare la: modelarea avansată a inelasticității la nivel de secțiune, modelarea neliniarității fizice și geometrice la nivel de element având la bază conceptul plastificării distribuite, includerea neliniarității geometrice globale, metode de conducere a analizei neliniare cu evidențierea procedurii predictor-corector de evaluare a forțelor neechilibrate precum și aplicarea analizei avansate în contextul analizelor de tip pushover, cu precădere la metoda de analiză statică neliniară propusă în capitolul 5. Analiza neliniară avansată este aplicată și verificată în contextul evaluării performanțelor seismice ale structurilor în cadre din beton armat, prin două studii de caz realizate pe structuri proiectate conform normativelor în vigoare, precum și pe structuri existente în literatura de specialitate.

Capitolul 8 cuprinde concluziile finale ale cercetărilor din teză, respectiv, contribuțiile personale la realizarea sintezei dintre stadiul de cunoaștere, metoda propusă și calculele efectuate în vederea validării acestuia. Valorificarea rezultatelor este evidențiată prin intermediul trecerii în revistă a articolelor publicate, precum și a participării la diverse conferințe și la un proiect de

cercetare. În același timp, se reliefează posibilele direcții viitoare înspre care va putea fi extinsă cercetarea.

Anexa A prezintă aplicarea metodei de determinare a deplasărilor inelastice prin varianta grafică (Capitolul 5&6)

DISEMINAREA REZULTATELOR CERCETĂRII

Rezultatele obținute pe parcursul cercetării au fost însumate în cadrul a 3 rapoarte tehnice (referate de cercetare) și în 11 publicații. Dintre acestea din urmă enumerăm: o publicație [7] în revistă internațională indexată în Scopus (Procedia Engineering, Elsevier), o publicație [8] aflată în revizie în curs de definitivare într-o revistă indexată în ISI (JCR)Thomson-Reuters (Gradevinar), o publicație în revista Acta Tehnica Napocensis. Civil Engineering & Architecture [9], 3 lucrări la conferințe internaționale semnate ca autor principal, iar 5 lucrări ca și coautor. Cele mai importante 3 publicații sunt anexate prezentei teze. Între anii 2009-2011, autorul a luat parte la un proiect de cercetare finanțat de Consiliul Național de Cercetare din Învățământul Superior, cu titlul „Proiectarea și evaluarea performanțelor seismice ale structurilor în cadre spațiale prin analiza statică neliniară avansată”. Rezultatele cercetării au fost diseminate inclusiv prin participarea la conferințe naționale, internaționale și la o școală de vară în domeniul ingineriei seismice (Lista completă a publicațiilor se poate consulta la Capitolul 8.)

CAPITOLUL 2. METODE DE ANALIZĂ SEISMICĂ ALE STRUCTURILOR ÎN CADRE DIN TRECUȚ PÂNĂ ÎN PREZENT

2.1. INTRODUCERE

Prezentul capitol amplasează tema și problematica tezei în contextul istoric, de la primele prescripții de proiectare ale ingineriei seismice, până la împrejurările în care s-a recunoscut superioritatea proiectării cu control în deplasări și a proiectării bazate pe performanță.

În ultimii 100 de ani și până la dezvoltarea codurilor de proiectare contemporane, domeniul ingineriei seismice a trecut printr-un proces de dezvoltare continuu. Acest din urmă aspect s-a datorat în special necunoașterii fenomenului și tehnicilor de calcul și analiză deficitare.

În cadrul capitolului 2.2 sunt trecute în revistă: premisele și efectul asupra proiectării clădirilor al metodei forțelor laterale echivalente (anii 1920), efectul cunoașterii conținutului în accelerații și frecvențe a primei înregistrări seismice (accelerograma din El Centro 1940), dezvoltarea primelor spectre inelastice (anii 1960), procedeul capacității de rezistență (anii 1990), proiectarea bazată pe performanță (1995).

2.2. INFLUENȚA CUTREMURELOR ISTORICE ASUPRA DEZVOLTĂRII CODURILOR DE PROIECTARE ANTISEISMICĂ

2.2.1. Cutremurul din San Francisco, 1906

În data de 18 aprilie 1906, în San Francisco, SUA, s-a produs unul dintre cele mai importante cutremure din istoria ingineriei seismice. (Fig. 2-1) Acesta a avut magnitudinea $M_w = 7,9$ și s-a soldat cu mai mult de 3000 de victime [10], după care au fost introduse primele prevederi referitoare la rezistența laterală a clădirilor. Cu toate că normele nu făceau referire la încărcarea seismică, clădirile erau dimensionate la o încărcare laterală din vânt cu valoarea de 30 psf, adică cca. $1,43 \text{ kN/m}^2$, cu mențiunea că „orice clădire care rezistă la o presiune laterală din vânt de 30 psf, poate supraviețui unui cutremur”. Ulterior, încărcarea din vânt a fost redusă la 20 psf în 1915, respectiv, la 15 psf în 1920. [11]

A fost nevoie de șocul produs de cutremurul din Santa Barbara din 1925, cu magnitudinea de $M = 6,2$, ca primele prevederi antiseismice să fie stabilite în cadrul unuia dintre codurile de proiectare, vezi ediția din 1927 a Uniform Building Code (UBC) [12] Aceste prevederi au fost influențate, la rândul lor, de alte două cutremure importante: cel din Messina, Italia, din 1908 și cel din Tokyo, din 1923.

Primul cutremur, în urma căruia specialiștii epocii au simțit nevoia proiectării structurilor conferind acestora o rezistență laterală la o încărcare egală cu o fracțiune din greutatea proprie a

acesteia, a fost cutremurul din Reggio-Messina, din 1908. Normele apărute în urma cutremurului cu magnitudinea aproximată la $M=7,5$, soldat cu pierderea a 80.000 de vieți omenești, au recomandat proiectarea primului nivel al structurii la 1.5%, iar a următoarelor nivele la 12.5% din greutatea totală a acesteia. [13]

Procedeul forțelor laterale echivalente (FLE) a fost introdus în practica de proiectare în Japonia, în anul 1914, acesta devenind obligatoriu, însă, abia în cazul cutremurului din 1923, din Tokyo-Yokohama (denumit și Kanto), cu magnitudinea de $M=7,4$.

Metoda FLE a intrat în atenția inginerilor americani după folosirea acesteia - în ciuda faptului că n-a fost impusă ca obligatorie - la proiectarea a trei clădiri, care s-au comportat foarte bine în timpul cutremurului. Conform metodei FLE, coeficientul seismic reprezintă acel procent din greutatea clădirii la care trebuie să se proiecteze rigiditatea laterală a acesteia. După mișcarea seismică din 1923, valoarea coeficientului seismic a fost stabilit la 0,10 (10%). Aceasta s-a introdus ca obligatorie în Japonia și în SUA, în ediția din 1927 a Uniform Building Code (UBC).



Fig. 2-1. Prăbușirea primăriei din Santa Rosa, cutremurul din San Francisco ,1906
(sursa: http://www.ngdc.noaa.gov/hazard/icons/small_res/2/2_56.jpg)

Aceasta din urmă – prima din numeroasele ediții ale UBC care au apărut pe parcursul a 70 ani – a centralizat învățămintele cutremurelor din 1906 - San Francisco, 1908 – Reggio-Messina , 1923 – Tokyo-Yokohama și 1925 – Santa Barbara. În codul UBC din 1927 se recunoaște, în premieră, și influența terenului de fundare asupra forțelor seismice de proiectare. Conform UBC din 1927, clădirile care au fost amplasate pe terenuri solide vor fi proiectate să reziste la numai 3.3% din greutatea clădirii, forță care reprezintă doar o treime din cea atribuită dimensionării clădirilor amplasate pe celelalte tipuri de terenuri [10].

Trebuie menționat faptul, că prevederile seismice din codul UBC, din 1927 au devenit obligatorii numai după cutremurul din Long Beach, 1933, care a produs distrugerii semnificative în rândul clădirilor cu structură din zidărie. După acest cutremur, au fost emise două legi în statul California, care defineau câteva reguli de proiectare: „The Field Act” și „The Riley Act”. Primul a luat naștere, deoarece cutremurul din Long Beach a provocat colapsul mai multor școli cu structură din zidărie nearmată. Cu ocazia apariției acestei legi, s-au stabilit reguli mai riguroase în domeniul proiectării structurale și al construcției școlilor. Astfel, s-a recunoscut indirect faptul - confirmat și de cutremurele următoare -, că proiectarea cu procedeul FLE trebuie însoțită de o detaliere constructivă adecvată, pentru a obține rezultate satisfăcătoare. [10]

„The Field Act” a fost legea, care a făcut obligatorie proiectarea antiseismică pe teritoriul SUA. Conform acesteia, fiecare clădire - cu excepția clădirilor agricole - trebuie dimensionată la o încărcare laterală echivalentă cu 2% din totalul încărcărilor verticale sau cu 15 psf (cca. 0,732 kN/mp), în cazul clădirilor cu înălțimea mai mică de 10 m. În ediția din 1937 a codului UBC, s-a introdus, pentru prima oară, conceptul de zonare seismică prin împărțirea teritoriului SUA în 3 zone. [13]



Fig. 2-2. Școală cu structură de zidărie avariata în timpul cutremurului din Long Beach, 1933 (sursa: http://www.ngdc.noaa.gov/hazard/icons/small_res/5/5_106.jpg , W.L. Huber)

Cutremurul de la El Centro, California, SUA, din 18 mai 1940, a fost primul seism la care s-au făcut înregistrări cu instrumentele instalate după cutremurul de la Long Beach, 1933. Totodată seismul a constituit primul test al școlilor construite după indicațiile „The Field Act”. Documentul a trecut cu succes primul test, clădirile nou-construite după 1933 nu au suferit avarii semnificative în urma seismului cu magnitudinea de $M=7,1$. [11].

O dată cu înregistrarea primelor accelerograme, cutremurul din El Centro (Fig. 2-3), a adus o abordare dinamică în ingineria seismică. Pentru prima oară, se publică, în UBC 1946, ecuația forței tăietoare de bază, prin care se ia în considerare influența flexibilității asupra răspunsului

seismic al clădirii. În cazul structurilor amplasate în zona seismică 3, cu riscul seismic cel mai ridicat, forța tăietoare de bază are valoarea:

$$F_b = \frac{0.6}{n + 0.45} \cdot G \quad (2.1.)$$

unde n este numărul etajelor, iar G este greutatea clădirii [11].

Pe 10 noiembrie 1940, în zona Vrancea, s-a produs primul cutremur important din istoria României moderne. Seismul a avut magnitudinea de $M=7,4$ pe scara Richter și s-a soldat cu cca. 1000 de victime. Prăbușirea, în vremea aceea, a celui mai modern bloc din București, Carlton - o structură din beton armat cu 8 etaje -, a cauzat pierderea a aproximativ 300 de vieți omenești [14]. Colapsul structurii poate fi pus pe seama proiectării clădirii după normele germane, care nu prevedeau calculul la încărcări seismice.

În urma anchetei efectuate la fața locului s-a stabilit cauza colapsului, și anume, concepția total greșită privind alcătuirea construcției: secțiunile stâlpilor având, la parter, raportul lungime/lățime H/B de aproximativ 5, lipsa de continuitate a stâlpilor, rezemări de stâlpi pe grinzi, etc.. [15]

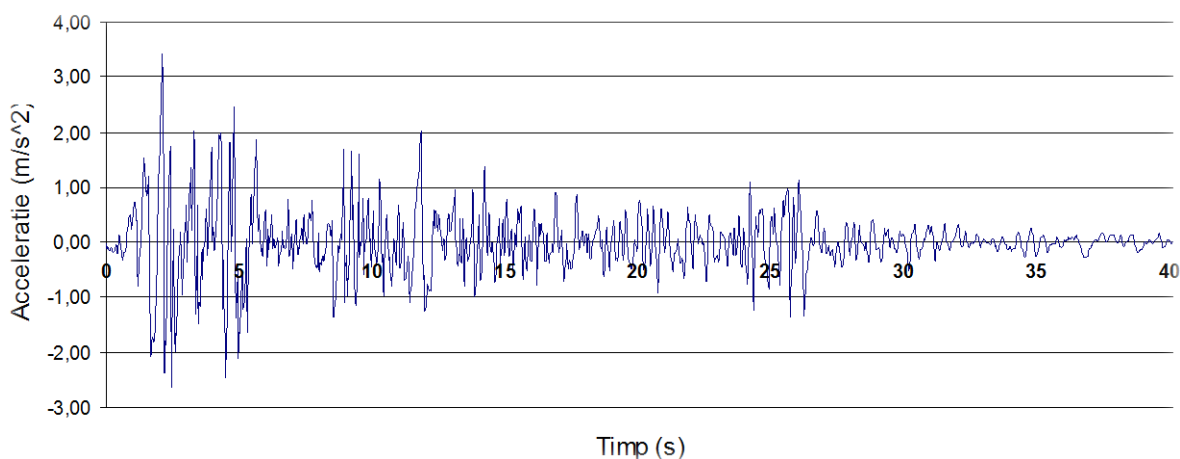


Fig. 2-3. Componenta S-E a mișcării seismice, cutremurul El Centro, 18 mai, 1940
(sursa: <http://www.iit.edu/~sutcnar/elc-s00e.txt>)

2.2.2. Cutremurul din El Centro și Vrancea, 1940

În perioada care a urmat cutremurului din El Centro (1940), inginerii Statelor Unite ale Americii au început să integreze în codurile de proiectare conceptul spectrului de răspuns elastic, elaborat în 1932 de către inginerul american M. A. Biot [13,16] În anul 1952, o echipă de voluntari - formată din membrii Societății Americane de Inginerie Civilă (American Society of Civil Engineers - ASCE), și ai Asociației Inginerilor Proiectanți de Structuri din California (Structural Engineers Association of California-SEAOC) - a publicat raportul cunoscut și sub numele de „Separate 66” [17] care a prezentat primele formulări matematice ale relației dintre flexibilitatea structurii și forțele laterale asociate, precum și conceptul de intensitate seismică spectrală.

Acest studiu a fost adoptat în întregime în prima ediție a codului SEAOC, cunoscută și sub numele de „SEAOC Blue Book” [18]. Scopul declarat al codului de proiectare a fost „prevederea standardelor minime de rezistență, pentru a garanta siguranța publică”. Astfel, s-a folosit, în premieră, conceptul de siguranță a vieții („life-safety”), care prevede limitarea deplasărilor structurale în vederea protejării vieții umane. [13]



Fig. 2-4. Clădiri avariate din cauza lichefierii terenului, cutremurul din Niigata, Japonia, 1964
(sursa: http://www.ngdc.noaa.gov/hazard/icons/small_res/1/1_25.jpg)

În formula forței tăietoare de bază, s-au introdus parametri care să reflecte zona seismică a amplasamentului – Z (cu valori de 1, 0.5, 0.25 pentru zonele III, II, respectiv, I), coeficientul de amplificare dinamică – C (calculat în funcție de perioada proprie) și coeficientul de comportare a structurii K (care variază între un minim de 0,67 pentru cadre cu noduri rigide și un maxim de 1,33 pentru structuri cu pereți de beton armat). Relația arată astfel:

$$V = Z \cdot K \cdot C \cdot W \quad (2.2.)$$

unde coeficienții au semnificația prezentată de mai sus iar W este masa clădirii, și coeficientul C are valoarea:

$$C = \frac{0,05}{\sqrt{T}} \quad (2.3.)$$

unde T este perioada fundamentală a clădirii. Calcularea acesteia putea fi efectuată ori cu ajutorul formulelor empirice, ori - alternativ - prin intermediul formulei lui Rayleigh. O dată calculată, forța tăietoare de bază era distribuită uniform pe niveluri, proporțional cu masa acestora. La nivelul etajelor, forțele seismice erau distribuite proporțional cu rigidități. [13]

În anul 1960, Veletsos și Newmark [11] au ajuns la concluzia că „deplasările inelastice maxime ale sistemelor cu un singur grad de libertate nu diferă semnificativ de cele ale unor sisteme elastice cu perioadă și amortizare similare”. Această considerație a devenit cunoscută ca regula deplasării egale (vezi 3.3.2) Pornind de la principiul deplasărilor egale, au fost publicate primele spectre de răspuns inelastic, bazate pe înregistrările cutremurului din El Centro, din 1940. (Fig. 2-3)



Fig. 2-5. Colapsul parțial al clădirii spitalului Olive View (mecanism de cedare de nivel), cutremurul din San Fernando 1971

(sursa: <http://pubs.usgs.gov/fs/2003/fs068-03/images/olv.jpg>)

2.2.3. Cutremurul din San Fernando, 1971

Pe 9 februarie 1971, lângă orașul Sylmar din California, s-a produs un cutremur cu magnitudinea de $M=6,6$, care a cauzat colapsul parțial sau total al unor clădiri noi, construite după codurile de proiectare în vigoare. Cutremurul a scos în evidență - pe lângă deficiențele codurilor de proiectare - și faptul că echipa de voluntari de la SEAOC nu putea face față ritmului în care noile prescripții de proiectare ar fi trebuit elaborate. Din această cauză, SEAOC a format „Applied Technology Council” (ATC), o societate non-profit, care și-a stabilit ca scop cercetarea în domeniul ingineriei civile și implementarea rezultatelor cercetărilor în practica inginerescă. [13]

În studiul publicat în anul 1973, Newmark și Hall [19] propun, pentru prima dată, spectre seismice de răspuns inelastic, consolidate pentru a putea fi utilizate ca spectre de proiectare. Sunt folosite regulile deplasării egale și regula energiei egale, pentru a determina ductilitatea structurilor. Valorile ductilității rezultate au fost aplicate în trei domenii ale spectrului, și anume: cel sensibil la accelerații, cel sensibil la viteze și cel sensibil la deplasări, fiind cunoscut faptul, că, la perioade scurte, accelerațiile spectrale tind spre accelerația terenului, la perioade medii, viteza spectrală a clădirii tinde spre viteza terenului, iar la perioade lungi, deplasările spectrale sunt aproape egale cu deplasările terenului.

În anul 1978, ATC a publicat primul său raport numit ATC-3.06 [20] care s-a dovedit a fi unul dintre cele mai influente documente din istoria modernă a ingineriei seismice, majoritatea prevederilor acestuia regăsindu-se în codurile de proiectare de astăzi. Documentul a introdus analiza spectrală liniară (ASL) ca procedeu de bază pentru stabilirea forțelor laterale și a reformulat folosirea metodei forțelor laterale echivalente (FLE) după metoda ASL, considerată mai exactă. [13]

Totodată, raportul a restricționat folosirea metodei FLE și a interzis unele tipuri de structuri, care au diferite feluri de iregularități geometrice. [13]

Prevederile formulate de către ATC-3.06 au fost introduse oficial în codurile de proiectare numai după 17 ani, cu ocazia publicării codului UBC 1988 [21] În acest timp, oficialii de la SEAOC au reformulat unele prevederi, bazate pe concluziile trase în urma cutremurelor din Imperial Valley, 1979 și Mexico City, 1985. Prevederile UBC 1988 au vizat introducerea unui coeficient, care ține cont de condițiile geologice ale amplasamentului, de coeficientul de importanță și de limitările drifturilor de nivel. [13]

2.2.4. Cutremurul din Vrancea, 1977

Perioada după cutremurul din 10 noiembrie, 1940 a fost marcată de nehotărârea autorităților. Din cauza defectării aparatelor la primul șoc, caracteristicile specifice, respectiv, intervalul predominant de vibrație au rămas necunoscute. Astfel, primele norme seismice au apărut în urma cutremurului din 1940, acestea fiind publicate în Monitorul Oficial în 1943, cu prevederea unui coeficient seismic de 5% [22], fără, însă, să fie aplicate pe scară largă.

Cu ocazia apariției Normativului P13-63 [23], s-a publicat și primul spectru de proiectare românesc, care a fost conceput după normele sovietice în vigoare. Factorul de amplificare dinamică și sfârșitul porțiunii cu accelerație spectrală constantă au fost stabilite după înregistrările efectuate în timpul cutremurului din El Centro, California, 1940. [24]

Această din urmă considerație s-a adeverit ca și eronată, cunoscându-se faptul că, mișcările seismice californiene sunt cutremure crustale (de suprafață), caracterizate printr-o perioadă de vibrație a terenului de 0,2-0,5 s. Spre deosebire de cutremurele californiene, cutremurele cu sursa Vrancea, sunt seisme intermediare (de adâncime), în cazul cărora amplificările maxime se produc la o valoare maximă a perioadelor - cazul cutremurului din 1977- de 1,4-1,6 s.

Normativul P13-63 a diferențiat răspunsul seismic al structurilor prin considerarea gradului de seismicitate al construcției (K_s), și a amplificării dinamice β (în funcție de perioada proprie a structurii și natura terenului de fundare). Coeficientul dinamic β putea căpăta valori cu 25%-50% mai mari dacă era dovedită prezența terenurilor slabe sau mârloase pe amplasament. Determinarea sarcinilor seismice s-a efectuat prin echivalarea sistemului real cu mai multe grade de libertate cu

un sistem convențional cu un grad de libertate prin coeficientul de echivalență ε . Influența materialului și a structurii asupra disipării energiei prin frecare internă a fost luat în calcul prin coeficientul ψ , care putea lua valori între 1 și 1.5 [25].

Prin consecință formula forței tăietoare de bază arăta astfel:

$$S = K_s \cdot \beta \cdot \varepsilon \cdot \psi \cdot G \geq 0,02 \quad (2.4.)$$

, unde

$K_s, \beta, \varepsilon, \psi$ - au semnificațiile prezentate mai sus, iar S este forța tăietoare de bază, G fiind greutatea clădirii

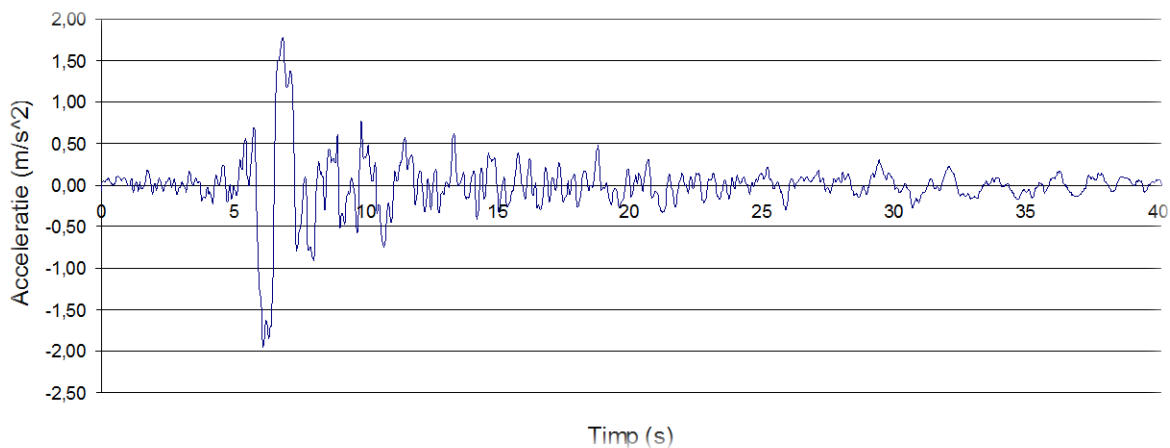


Fig. 2-6. Componenta N-S a accelerației orizontale, cutremurul 7 martie 1977, Vrancea (sursa INCERC: <http://www.incerc2004.ro/Files/77INCJ.V2>)

Normativul P13, publicat în anul 1963, era deschizător de drumuri, fiind primul normativ antiseismic românesc modern. Acesta a fost supus, însă, unui număr mare de modificări. Scheletul noilor ediții l-a constituit Normativul P13-63, notațiile adoptate în prima ediție rămânând aceleași pe parcursul numeroaselor îmbunătățiri ale acestuia, până la penultima ediție a seriei: P100-92 [26]. Normativul P100-2013 [27] în vigoare și în prezent, adoptă cele mai multe prevederi ale P100-92, fiind însă completat în acord cu normativul european Eurocode 8 [28].

În continuare vom prezenta sumar normativele seismice românești apărute între anii 1963 și 1992 evidențiind numai schimbările care au survenit de-a lungul anilor.

Modificările aduse de către Normativul P13-70 [29] au fost următoarele: gruparea construcțiilor în patru clase de importanță, schimbarea coeficientului de amortizare ψ și a coeficientului de amplificare β . În timp ce modificarea coeficientului ψ nu a fost semnificativă, schimbarea, din considerente economice, a spectrului de proiectare - prin micșorarea coeficientului de amplificare dinamică β de la 3 la 2 - urma să aibă consecințe tragice în privința clădirilor înalte nou-construite. Această modificare a fost una dintre cauzele pentru care clădirile proiectate după P13-70 au fost afectate sever în timpul cutremurului vrâncean din 1977.

Cutremurul din 7 martie, 1977 - soldat cu peste 1500 de victime și cca. 2 miliarde USD pagube materiale - a fost primul seism vrâncean, în timpul căruia accelerometrele de la INCERC București au înregistrat mișcările terenului . [30]

Din cauza aplicării spectrelor de proiectare necorespunzătoare, clădirile bucureștene flexibile - proiectate după normativele P13-63 și P13-70 și cu perioada fundamentală între 1,4-1,6 sec. - au fost proiectate pentru amplificări dinamice β și, implicit, pentru forțe seismice de câteva ori mai mici decât cele care le-au solicitat. Au avut de suferit mai ales structurile rigide, casante. Mișcarea seismică a cauzat colapsul total al unui număr mare de clădiri vechi și a 32 de clădiri înalte, relativ noi, din beton armat [31]

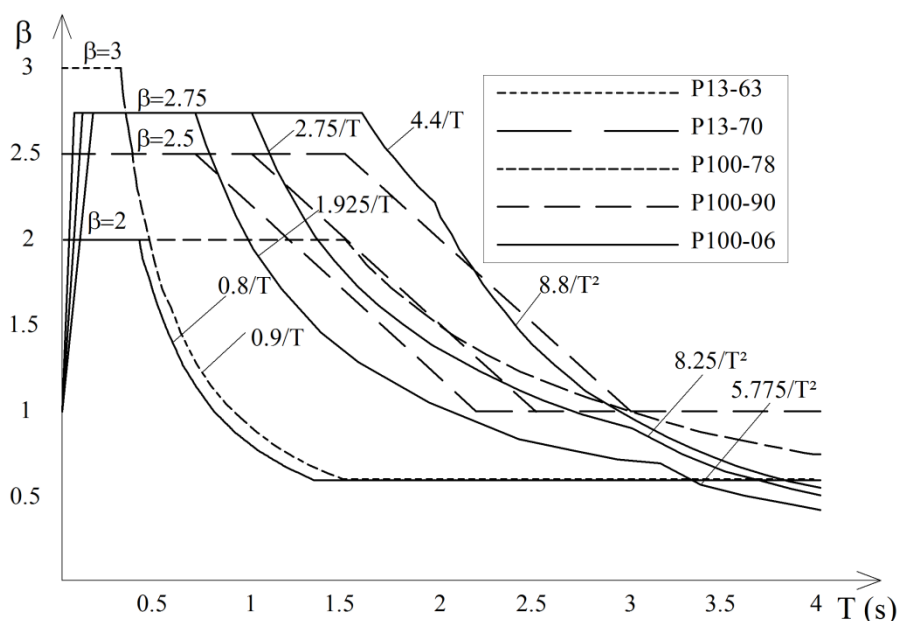


Fig. 2-7. Evoluția spectrelor de răspuns seismic românești în perioada 1963-2006 (după Lungu [32])

În ciuda faptului că solicitările au depășit cu mult forțele de proiectare, clădirile ductile nu au suferit distrugereri mari. Acest ultim aspect a evidențiat importanța capacității de deformare în domeniul post-elastic a structurilor.

În urma cutremurului, regulile privind ductilitatea structurilor din beton armat au fost preluate din codul american al American Concrete Institute (ACI). [32]. Pe lângă aceste modificări, Normativul P100-78 a adus numeroase limitări menite să mărească siguranța construcțiilor. A fost schimbată zona macroseismică a României.

În urma acestei modificări, proiectarea antiseismică - vizând accelerațiile de teren cuprinse între 0.06g (în cazul zonei 6) și 0.32g (în cazul zonei 9) - a devenit obligatorie în întreaga țară. Totodată, în vederea determinării coeficientului de amortizare ψ , s-a introdus un tabel relativ complex, menit să stabilească valorile coeficientului ψ în funcție de configurația în plan sau de cea

a regimului de înălțime a clădirilor. Valoarea acestuia variază între 0.15 (în cazul halelor industriale parter) și 0,35 (în cazul castelelor de apă) [25].

În urma observațiilor făcute asupra accelerogramelor înregistrate la INCERC București, în data de 4 martie 1977, a fost modificat radical inclusiv spectrul de răspuns seismic. Astfel, intervalul în care s-a luat în considerare amplificarea dinamică maximă a fost modificat de la 0,4s la 1,5s (Fig. 2-7).



Fig. 2-8. Colapsul autostrăzii Hanshin, Kobe, Japonia 17 ianuarie 1995

Din punctul de vedere al calculului seismic, normativul P100-81 nu a adus schimbări semnificative față de normativul P100-78. Între acestea putem menționa unele minore privind stabilirea coeficientului K_s , și introducerea unor valori ale coeficientului ψ pentru o gamă largă de structuri [25]

Cea mai importantă modificare adusă de normativul P100-90 (revizuit în 1992) a fost introducerea conceptului perioadei de colț. În urma înregistrărilor efectuate în timpul cutremurului din 31 august 1986 și a cercetărilor premergătoare apariției normativului, s-a constatat, că domenii largi de amplificare dinamică au fost atribuite unor zone de pe teritoriul țării, unde acest fenomen se prezintă doar pentru perioade mai scurte [33]. În privința perioadelor de colț T_c , teritoriul României a fost împărțit în trei zone, și anume: 0.7s, 1.0s, și 1.5s, cărora le corespundea trei spectre de răspuns seismic (Fig. 2-7). Totodată a fost modificată respectiv dezvoltată zonarea macroseismică a țării.

2.2.5. Cutremurele din Northridge, 1994 și Kobe, 1995

Cutremurul din Northridge, cu magnitudinea de moment de $M= 6.7$, a tras un semnal de alarmă în privința vulnerabilității clădirilor proiectate până la acel moment. Deși cutremurul s-a produs într-o zonă construită foarte dens, acesta s-a soldat cu un număr relativ mic de victime (57), spre deosebire de mișcarea seismică din Kobe, cu magnitudine similară și cu cca. 6427 de morți. Cutremurul a produs cele mai mari pagube materiale din istorie, mai precis: 44 miliarde de USD. (estimare din 1997). [10]

Cutremurul din Kobe, Japonia, cu magnitudinea de 6,9, s-a produs la exact un an după seismul din Northridge (17 ianuarie 1994). Ruptura cauzată de mișcarea seismică s-a produs la cca. 20 de km sud-vest de orașul Kobe, ducând la accelerația intensă a terenului, de până 0,818 g, care, la rândul ei, a provocat colapsul a cca. 100.000 de clădiri și avarierea severă a 80.000 de structuri.

Cele mai multe dintre acestea din urmă au fost clădiri tradiționale japoneze, cu structură de lemn și acoperiș greu, foarte eficiente în privința acțiunii taifunurilor, respectiv, solicitărilor predominant statice. Acestor construcții le lipseau, însă, elementele care să faciliteze preluarea solicitărilor orizontale dinamice ale cutremurului. [34]

Seismul din Kobe a avut un puls cu perioadă lungă, provocând colapsul a multor clădiri de înălțime medie, în special al structurilor metalice, cu perioada fundamentală de cca. 0,8-1,2 s. Evenimentul a cauzat ruperea casantă, datorită forței tăietoare, a piloților și a stâlpilor de beton armat ai autostrăzii Hanshin (Fig. 2-8).

O altă cauză care a determinat colapsul parțial sau total al unor structuri, și distrugerea portului Kobe a fost lichefierea terenului.

Rata ridicată de mortalitate și pierderile materiale imense în urma cutremurelor din Northridge (1994) și Kobe (1995) au demonstrat insuficiența proiectării construcțiilor, în domeniul elastic, bazate exclusiv pe criteriul de rezistență și având ca scop evitarea colapsului.

Aplicarea procedurii de capacitate de rezistență - elaborat de Paulay [35] – oferă câteva avantaje incontestabile în proiectarea seismică a structurilor [36]:

- articulațiile plastice sunt dirijate în locațiile prestabilite
- este definită ierarhia rezistențelor în cadrul sistemului structural
- mecanismul de plastificare, și în consecință mecanismul de disipare al energiei este stabilit
- sunt definite nodurile care necesită detaliere suplimentară
- cerințele de ductilitate locale vor fi în limitele prestabilite
- protecție ridicată la colaps, din cauza ductilității ridicate a elementelor structurale

Cu toate avantajele răspunsului favorabil în domeniul inelastic ale structurilor proiectate după principiul capacității de rezistență, comportarea neliniară (deplasări globale și locale) nu pot fi controlate în totalitate. Pentru aceasta din urmă trebuie aplicată o analiză neliniară de tip static sau dinamic.

Cu urmare a evenimentelor de la Northridge și Kobe, din perioada 1994-1995, Asociația Inginerilor Proiectanți de Structuri din California SEAOC a publicat raportul “Vision 2000” [37], cu primele prescripții de proiectare, care fixează conceptele fundamentale ale proiectării, bazate pe performanță (vezi. capitolul 4.2.4.1). După frecvența de revenire, raportul clasifică hazardul seismic în evenimente cu caracter frecvent, rar sau foarte rar și descrie în detaliu care nivel de performanță este acceptabil pentru fiecare tip de mișcare seismică. Sunt definiți parametrii de răspuns acceptabili (drifturi, tensiuni, rotații ale articulațiilor plastice) în funcție de tipul construcției, obiectivul de performanță și probabilitatea cutremurului. Cutremurului cu probabilitate și categorie de importanță mare i se asociază un obiectiv de performanță ridicat, în timp ce, în cazul seismului rar, cu o probabilitate mică de apariție, respectiv, în cel al clădirilor cu categorie de importanță mică sau medie pot fi acceptate distrugerii mai mari.

2.3. OBSERVAȚII CRITICE ȘI CONCLUZII

- Primul pas important în proiectarea seismică a clădirilor a fost constituit de introducerea metodei forțelor laterale (1914) și includerea acesteia într-un cod de proiectare (UBC 1927)
- Încă de la început s-a recunoscut influența terenului de fundare asupra forțelor de proiectare precum și influența pozitivă a detalierei structurale adecvate
- Prima înregistrare a unui cutremur (El Centro, 1940) a adus o abordare mai dinamică în ingineria seismică, fiind recunoscută influența rigidității clădirii –indirect prin numărul etajelor - asupra forței tăietoare de bază
- În România, cutremurul din 1940 a produs avarii și pierderi semnificative din cauza neprevederii clădirilor cu rezistență laterală și detaliere adecvată
- În anii 1950 principala preocupare a fost de a stabili standardele de rezistență pentru proiectare în vederea asigurării siguranței vieții omenești. Forța tăietoare a luat în considerare influența distanței de la focar (zona seismică), și amplificarea dinamică în funcție de perioada clădirii. Reamintim faptul că, în perioada respectivă proiectarea s-a efectuat în domeniul elastic
- Bazat pe regula deplasărilor egale care enunță faptul că deplasările inelastice maxime nu sunt cu mult diferite de ale unor sisteme elastice cu perioadă și amortizare similară, sunt elaborate primele spectre inelastice. Prin acestea din urmă se recunoaște faptul că structurile pot fi proiectate la forțe mai mici decât cele elastice, dat fiind disiparea de energie în domeniul inelastic

- În România, după eșecul reprezentat de cutremurul din 1977, s-au pus bazele codului de proiectare P100, document care a aliniat prescripțiile de proiectare autohtone la standardele internaționale, iar înregistrările cutremurelor din 1977, 1986 și 1990 au dus la o mai bună cunoaștere a specificului cutremurelor vrâncene.
- Raportul ATC-3.06 în SUA, respectiv normativul P100-78 în România au pus bazele codurilor de proiectare de astăzi. Metodele de proiectare descrise – metoda forțelor laterale și analiza spectrală liniară - sunt folosite și în ziua de astăzi pentru proiectarea structurilor
- Distrugerile cauzate de cutremurele din Northridge și Kobe au subliniat vulnerabilitatea codurilor de proiectare și a proiectării exclusiv în domeniul elastic, iar cu răspândirea calculatoarelor personale, analizele structurale în domeniul inelastic au devenit accesibile pe scară largă

CAPITOLUL 3. MODELAREA RĂSPUNSULUI SEISMIC CU AJUTORUL SISTEMELOR LINIAR-ELASTICE CU UN SINGUR GRAD DE LIBERTATE DINAMICĂ

3.1. INTRODUCERE

Înțelegerea relației dintre mișcările seismice și răspunsul dinamic al sistemelor structurale a fost unul dintre momentele care au schimbat radical ingineria seismică. Dezvoltarea domeniului a fost posibilă mai întâi prin modelarea răspunsului seismic în domeniul elastic prin modele SDOF și spectre de răspuns elastice, mai apoi prin modelarea comportării elasto-plastice cu ajutorul spectrelor inelastice.

Deficiențele codurilor de proiectare au ieșit la iveală de mai multe ori, de regulă cu ocazia cutremurelor de mare intensitate. Cu toate că s-au evidențiat limitările analizelor statice liniare și s-a recunoscut necesitatea elaborării unor metode noi mai exacte, proiectarea seismică actuală se bazează pe aceste principii ale căror fundamente au fost puse în anii 1960-70, și care nu au fost modificate radical începând cu codurile de proiectare din anii 1980`.

Procesul de elaborare a metodelor noi în analiza statică neliniară necesită înțelegerea principiilor modelării răspunsului seismic în cadrul metodelor static-liniare. Conceptele, care stau la baza modelării elastice și inelastice, sunt prezentate, în prezentul capitol, prin modelele SDOF ale răspunsului seismic și printr-o examinare critică a prevederilor codurilor de proiectare privind analiza statică liniară prin intermediul metodei forțelor laterale.

3.2. RĂSPUNSUL SEISMIC AL SISTEMELOR STRUCTURALE ELASTICE

3.2.1. Caracteristicile mișcării seismice în domeniul elastic

Prin scrierea ecuației de mișcare a unui sistem SDOF obținem

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega_n\dot{u}(t) + \omega_n^2u(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (3.1.)$$

în care $\ddot{u}_g(t)$ este accelerația terenului și $u(t)$ este răspunsul în deformații a sistemului.

Se poate observa faptul că $u(t)$ depinde numai de frecvența ω_n și de fracțiunea din amortizarea ξ . Așadar oricare dintre care două sisteme SDOF cu aceeași perioadă $T_n = 1/\omega_n$ și amortizare ξ vor avea același răspuns în deplasări. [38]

3.2.2. Spectrul de răspuns elastic

Reprezentarea răspunsului maxim al sistemului structural în funcție de perioada proprie T_n , sau alternativ cu alți termeni se numește spectru de răspuns. Spectrele de răspuns sunt obținute prin supunerea unui număr de mare de oscilatori - cu un singur grad de libertate, respectiv, cu perioade

de vibrație proprii T_n diferite și amortizare vâscoasă ξ fixă - unor analize dinamice utilizând accelerograme (acelerații $\ddot{u}_g(t)$) specifice terenului.

Deplasările $u(t) = D$ - obținute prin analiza dinamică neliniară, și reprezentate în relație cu perioada proprie T_n - dau **spectrul de răspuns elastic în deplasări. Spectrul elastic de răspuns al pseudo-vitezei** se poate obține prin reprezentarea termenului V - definit în relația (3.2.) în raport cu perioada T_n . Termenul V arată răspunsul maxim în pseudo-viteze și este în relație directă cu energia cinematică.

$$V = \omega_n D = \frac{2\pi}{T_n} D \quad (3.2.)$$

Spectrul elastic de răspuns al pseudo-acelerației se poate obține prin reprezentarea termenului A - definit în relația (3.3.) - în raport cu perioada T_n . Termenul notat cu A arată răspunsul maxim al pseudo-acelerației și este în relație directă cu valoarea maximă a forței tăietoare de bază (relația (3.4.)). Raportul A/g este echivalentul coeficientului seismic global folosit în codurile de proiectare.

$$A = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D \quad (3.3.)$$

$$V_b = \frac{A}{g} w \quad (3.4.)$$

în care g este accelerația gravitațională, iar w masa structurii.

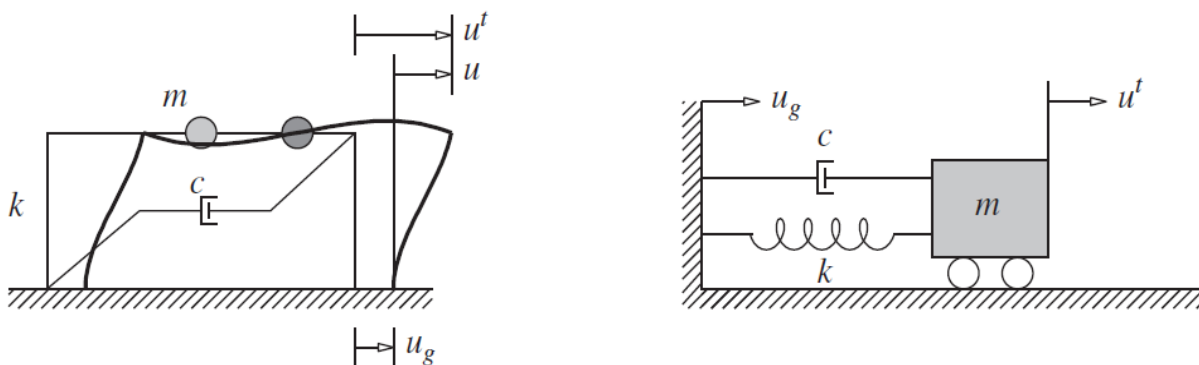


Fig. 3-1. Schematizarea sistemului cu un singur grad de libertate dinamică [38]

Spectrele de deplasări ale pseudo-vitezelor și ale pseudo-acelerațiilor reprezintă aceleași informații, însă într-un mod diferit. Cu ajutorul oricăreia dintre aceste trei spectre se pot determina celelalte două, recurgând la relațiile (3.2.), (3.3.), (3.4.).

Spre deosebire de cantitățile spectrale "reale" ale sistemului SDOF, numite și **viteze și accelerații relative**, cantitățile spectrale ale pseudo-acelerațiilor și a pseudo-vitezelor sunt cele care ne oferă valorile exacte ale necesare pentru determinarea stării de solicitare a elementelor structurii.

De exemplu în cazul accelerațiilor relative, produsul $m \cdot \ddot{u}(t)$ este suma forțelor elastice și de amortizare, iar în cazul pseudo-accelerațiilor produsul $m \cdot A$ este valoarea forțelor elastice rezistente. În privința vitezelor, diferența este dată de perioada sistemului structural. În cazul perioadelor lungi, pseudo-vitezele V sunt mai mici decât vitezele reale. În cazul deplasărilor D , acest fapt poate fi ilustrat prin exemplul următor: la perioade lungi masa sistemului SDOF "stă pe loc" în timp pământul se mișcă. [38]

3.2.3. Spectre elastice de proiectare

Pentru a putea determina relativ simplu forțele seismice aplicate structurii, a fost necesară elaborarea unui parametru, care sintetizează o serie de factori, cum ar fi: influența terenului de fundare sau amplificarea dinamică, în funcție de frecvența de vibrație a cutremurului. Spre deosebire de spectrele de răspuns elastice, care definesc răspunsul ale unor oscilatori SDOF la o mișcare seismică specifică, spectrele de proiectare netezite definesc nivelul mișcării seismice, la care structura va fi proiectată să reziste.

3.2.3.1. Spectre elastice în IBC 2006 și ASCE 07-05

În codurile IBC 2006, și ASCE 07-05 spectrul de răspuns elastic, este ajustat la efectul răspunsului dinamic al pământului situat la locul amplasamentului. Accelerațiile terenului date în hărțile cu zonarea seismică a SUA, sunt afectate de un coeficient, în funcție de doi factori: clasa terenului și perioada excitației.

Coeficientul F_a modifică forțele seismice rezultate pentru perioada de colț 0,2s. Același rol îl îndeplinește coeficientul F_v în privința perioadei 1.0s. Cu cât riscul geotehnic este mai ridicat, cu atât valoarea coeficienților F_a și F_v este mai mare și, implicit forțele care sunt luate în considerare în calcul în cursul proiectării sunt mai mari.

Spectrul de răspuns elastic pentru acțiunea seismică maximă de proiectare la perioade scurte S_{MS} , și cel la perioada 1s S_{M1} , cu luarea în considerare a efectelor terenului de fundare, se pot defini în modul următor:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (3.5.)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (3.6.)$$

în care S_s accelerațiile spectrale pentru perioade scurte (0.2s), S_1 accelerațiile spectrale pentru perioade medii (1s)

3.2.3.2. Spectre elastice în Eurocode 8 și P100

În funcție de magnitudinea sursei seismice, Eurocode 8 descrie mișcarea seismică prin două tipuri de spectre (tip1 și tip 2). În EC 8 perioadele de control T_B , T_C , T_D pentru o amortizare de 5% sunt specificate în funcție de condițiile locale de teren pentru amplasamentul structurii.(Fig. 3-2. Exemplu de spectru elastic tip 2 conform EC8).

Astfel amplificarea dinamică, calculată prin intermediul coeficientului S , variază în funcție de tipul terenului. Pentru cutremure cu magnitudinea M (cf. Gutenberg-Richter [39]) mai mică decât. 5.5, EC8 recomandă utilizarea spectrului de răspuns Tip 2.

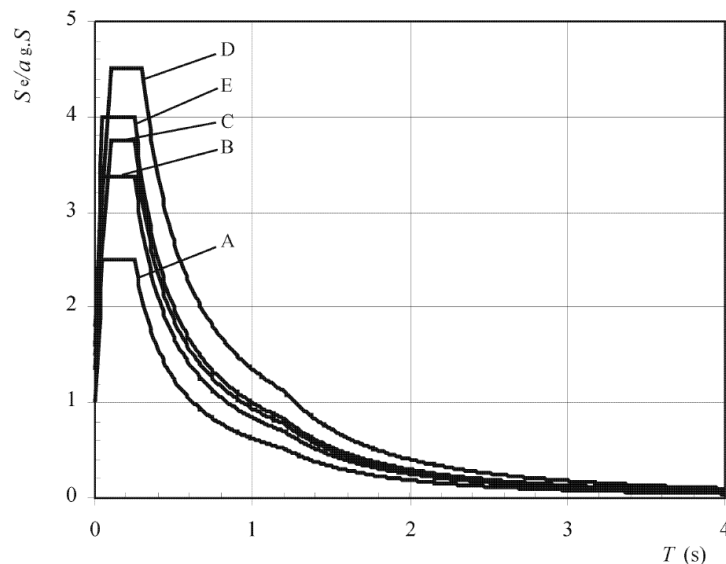


Fig. 3-2. Exemplu de spectru elastic tip 2 conform EC8 [28]

Pentru componentele orizontale ale mișcării seismice conform EC 8, spectrul de răspuns elastic este definit potrivit relațiilor:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \\
 T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \\
 T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]
 \end{aligned} \tag{3.7.}$$

unde a_g este valoarea de vârf a accelerației pentru proiectare, S factorul care ține seama de natura (clasa) terenului, perioadele de colț T_B , T_C , T_D , iar η este factor de corectare a amortizării vâscoase

Există și posibilitatea modificării spectrelor seismice pentru o amortizare vâscoasă diferită de 5%. Valoarea coeficientului de corectare a amortizării η poate fi determinată în modul următor:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \zeta}} \geq 0.55 \quad (3.8.)$$

în care γ este coeficientul de amortizare vâscoasă a structurii (%)

În timp ce spectrele din Eurocode 8 sunt definite cu luarea în considerare a condițiilor locale de teren, spectrele românești caracterizează cutremurele la nivel macroseismic. Definirea punctelor de colț caracteristice spectrului se face cu ajutorul perioadelor de control T_B , T_C , T_D (Fig. 3-3), similar codului european. Ulterior a intrat în vigoare normativul P100-2013 [27] în care amplificarea dinamică pentru toate tipurile de spectre β_0 este e de 2,5, și sunt mici modificări în ceea ce privește porțiunile de perioadă lungă a spectrelor. Cititorul este îndrumat spre [27] .

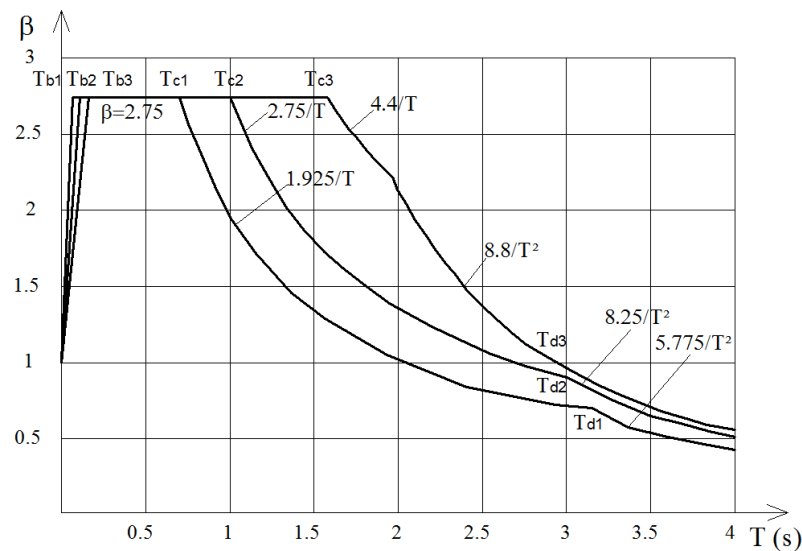


Fig. 3-3. Cele trei tipuri de spectre elastice pentru epicentrul Vrancea conform normativului P100-2006 [40]

Perioada de control T_C a spectrului de răspuns reprezintă limita dintre zona de pseudo-accelerație constantă și zona de pseudo-viteză constantă. În mod similar, perioada de control T_D reprezintă limita dintre zona de pseudo-viteză constantă și zona de deplasare constantă, considerația din urmă fiind valabilă și în cazul EC8.

În funcție de perioada de control T_C , teritoriul României este împărțit în 3 zone. Unei valori a perioadei de control T_D îi corespund o pereche de valori T_C și T_B . În afară de spectrul pentru zona Banat, care are un caracter special, pentru zona Vrancea sunt definite 3 tipuri de spectre. (Fig. 3-3)

Normativul P100 calculează spectrul elastic orizontal în mod asemănător lui EC 8:

$$\begin{aligned}
0 \leq T \leq T_B : S_e(T) &= a_g \cdot \beta_o \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\beta_o - 1) \right] \\
T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) &= a_g \cdot \beta_o \\
T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) &= a_g \cdot \beta_o \left[\frac{T_c}{T} \right] \\
T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) &= a_g \cdot \beta_o \left[\frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right]
\end{aligned} \tag{3.9}$$

unde β_o este factor de amplificare dinamică. Semnificațiile celorlalți coeficienți este identică cu cele de la normativul EC8.

Se poate observa faptul că, spre deosebire de EC8 care ia în considerare influența terenului de fundare prin coeficientul S, și cea a amortizării vâscoase, diferite de 5%, prin coeficientul η , normativul P100 include influența acestor efecte prin coeficientul β_o . Valoarea coeficientului β_o este echivalentă cu 2,5 atât pentru seismele vrâncene, cât și pentru cele bănățene.

3.3. RĂSPUNSUL SEISMIC AL SISTEMELOR STRUCTURALE INELASTICE

3.3.1. Caracteristicile mișcării seismice în domeniul inelastic

Ecuția care guvernează mișcarea unui sistem SDOF în domeniul inelastic este următoarea:

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega_n\dot{u}(t) + \omega_n^2 u_y \tilde{f}_s(u(t), \dot{u}(t)) = -\ddot{u}_g(t) \tag{3.10}$$

unde:

$$\tilde{f}_s(u(t), \dot{u}(t)) = \frac{f_s(u(t), \dot{u}(t))}{f_y} \tag{3.11}$$

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \tag{3.12}$$

$$\xi = \frac{c}{2m\omega_n} \tag{3.13}$$

$f_s(u(t), \dot{u}(t))$ este forța asociată capacității a sistemului SDOF, așa cum aceasta este reprezentată în Fig. 3-5. Diagramă idealizată elasto-plastică, $\tilde{f}_s(u(t), \dot{u}(t))$ este varianta idealizată a $f_s(u(t), \dot{u}(t))$, în raport cu forța rezistentă la curgere f_y (ec. (3.11)). Ceilalți termeni au semnificația prezentată la capitolul 3.2.1.

Se poate demonstra faptul că, în cazul în care accelerația a pământului $\ddot{u}_g(t)$ este dată, deplasarea $u(t)$ depinde de trei parametri ai sistemului, pulsația ω_n , amortizarea ξ , și de deplasarea la curgere d_y . Similar, ductilitatea μ depinde de pulsația ω_n , de amortizarea ξ , și de rezistența la curgere normalizată \bar{f}_y , unde $\bar{f}_y = 1/R\mu$ [38]

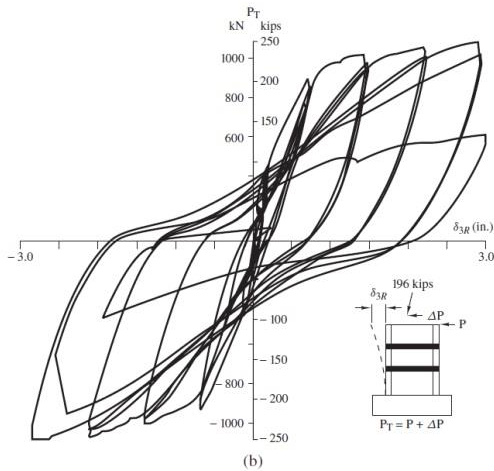


Fig. 3-4. Curbe experimentale forță-deplasare pentru beton armat [41]

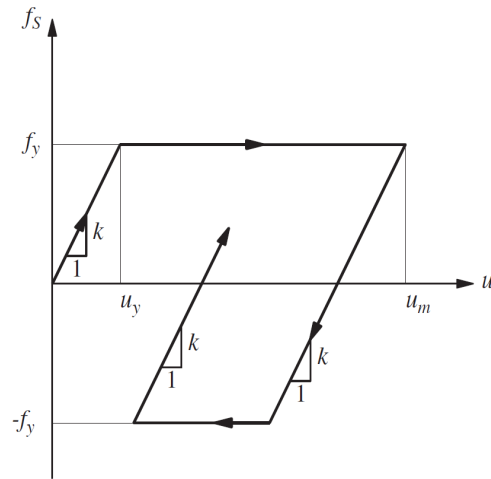


Fig. 3-5. Diagramă idealizată elasto-plastică [38]

3.3.2. Regula deplasărilor egale

Pe parcursul istoriei ingineriei seismice, s-a constatat faptul că structurile proiectate la accelerații și de 5 ori mai mici decât cele necesare comportării elastice s-au comportat bine în cazul cutremurelor. Acest lucru se datorează comportării inelastice a structurii supuse la acțiuni dinamice. [42]

Proiectarea structurilor în domeniul elastic s-a dovedit neeconomică și, din punct de vedere tehnic, nejustificată. Pe lângă costuri, avantajele proiectării în domeniul inelastic constau în răspunsul seismic mai controlat și un grad de siguranță distribuit mai uniform pentru întreaga structură.

Proiectarea în domeniul inelastic se poate realiza în condițiile în care ductilitatea elementelor este asigurată, respectiv, dacă rezistența lor nu se degradează necontrolat și deplasările sistemului structural sunt controlate [35]. Conform tendințelor actuale de proiectare, toate clădirile sunt concepute să răspundă la cutremure cu intensitate mică, cu frecvență de revenire mare, în domeniul elastic, iar, la cutremure cu intensitate mare și foarte mare, cu frecvență de revenire mică, în domeniul inelastic.

Începând cu anii '60, numeroase experimente au fost efectuate, cu scopul de a determina curbele forță-deformare și de a reprezenta comportarea ciclică la acțiuni seismice a componentelor unui sistem structural (Fig. 3-4. Curbe experimentale forță-deplasare pentru beton armat). Varianta simplificată a acestor curbe experimentale este reprezentată de diagramele idealizate forță-deplasare ale sistemelor SDOF. În Fig. 3-5 este înfățișată o diagramă de tip elastic-perfect plastic.

Regula deplasărilor egale (criteriul conservării deplasării maxime) este una dintre aproximațiile fundamentale ale analizei comportării seismice a sistemelor SDOF în domeniul inelastic. Regula a fost publicată de Veletsos și Newmark [42] în 1960 și enunță: „deplasările inelastice maxime ale sistemelor cu un singur grad de libertate nu diferă semnificativ de cele ale unor sisteme elastice cu perioadă și amortizare similare”.

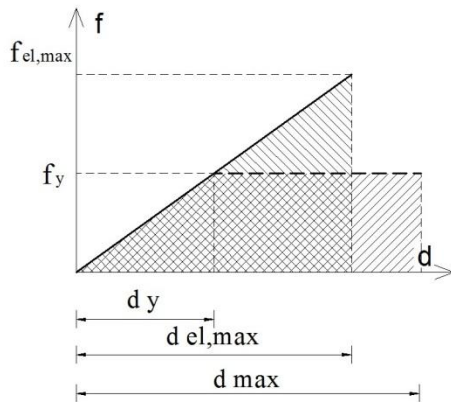


Fig. 3-6. Représentarea grafică a regulii energiilor egale

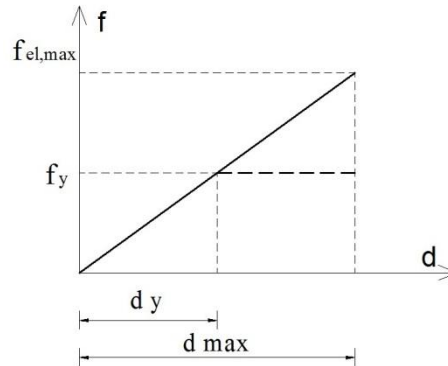


Fig. 3-7. Représentarea grafică a regulii deplasărilor egale

Conform Fig. 3-6 și Fig. 3-7 se pot defini **factorul de reducere a forțelor elastice R_μ** respectiv **ductilitatea bazată pe deplasări μ** , primul reprezentând raportul dintre forța elastică maximă $f_{el,max}$ și cea asociată curgerii f_y , iar al doilea reprezintă raportul dintre deplasarea elastică maximă d_{max} și cea asociată curgerii d_y :

$$R_\mu = \frac{f_{el,max}}{f_y} \quad (3.14)$$

$$\mu = \frac{d_{max}}{d_y} \quad (3.15)$$

Factorul de reducere R_μ este egal cu 1 în sistemele elastice și supraunitar în sistemele care lucrează în domeniul inelastic. La fel, ductilitatea bazată pe deplasări μ este mai mare decât 1 pentru structurile, care se deformează în domeniul inelastic. [38]

Aproximațiile constituite de regula deplasărilor egale și de reprezentarea histeretică simplificată (elasto-plastică sau de alt tip) a comportării sistemelor SDOF au fost acceptate pe scară largă, din cauza simplității conceptuale, dar și datorită faptului, că permit inclusiv dezvoltarea cu acuratețe suficientă a spectrelor de răspuns inelastic.

3.3.3. Spectre de răspuns inelastic

Pentru a putea trasa spectre inelastice, este nevoie de definirea relațiilor dintre perioada T , factorul de reducere al forțelor inelastice R_μ și ductilitatea μ ale unui sistem structural. Newmark și Hall [19] au propus pentru prima dată spectre seismice de răspuns inelastic consolidate pentru a putea fi utilizate ca spectre de proiectare. În articolul apărut în anul 1973, se propune modificarea răspunsului elastic în forțe prin coeficientul R_μ , dependent numai de ductilitatea structurii. ”Factorul de reducere al forțelor inelastice R_μ reprezintă raportul dintre valoarea răspunsului elastic maxim al sistemului cu SDOF, și cea a răspunsului inelastic maxim al acestuia, corespunzător realizării unei anumite ductilități μ ” [43]

Newmark și Hall [19] [44] au ajuns la următoarele concluzii:

- În cazul sistemelor structurale cu perioadă lungă, deplasările pentru fiecare valoare a cerinței de ductilitate μ sunt aproximativ egale
- În cazul sistemelor structurale cu perioadă scurtă, cerința de rezistență este aproximativ egală pentru orice cerință de ductilitate
- În cazul sistemelor structurale cu perioadă intermediară, energia disipată de sistemele elastice și inelastice este egală (regula conservării energiei induse). (Fig. 3-6)

Pornind de a treia premisă din cele enumerate mai sus, se poate demonstra relația dintre R_μ și μ care este valabilă pentru sistemele structurale cu perioadă intermediară:

$$R_\mu = \sqrt{2 \cdot \mu - 1} \quad (3.16)$$

Regula deplasărilor și energiilor egale a fost folosită cu succes timp de cca. 40 de ani însă numeroase studii au demonstrat faptul că aceasta nu se poate aplica în cazul structurilor cu perioada proprie de vibrație foarte scurtă [45].

Rezultatele bazate pe regula deplasărilor egale subestimează deplasările inelastice ale sistemelor structurale, caracterul histeretic al cărora nu este elasto-plastic (ele suferind degradare de rigiditate în timpul cutremurelor mari) sau ale celor amplasate pe teren moale, cu viteza undei de forfecare mai mică, decât 180 m/s. În consecință regula deplasărilor egale este aplicabilă pentru structuri care au perioada proprie în regiunea medie, sunt amplasate pe terenuri tari, și au un caracter histeretic tip elasto-plastic. Cu toate acestea regula este acceptată ca punct de pornire pentru analiza statică neliniară de către majoritatea cercetătorilor. [46]

Limitările relațiilor propuse de Newmark și Hall [19] [44] fiind binecunoscute, mai mulți cercetători au propus relații R - μ - T , pentru a putea efectua transformarea cât mai corectă a spectrelor elastice în spectre inelastice. Aceste relații iau în considerare concluziile lui Newmark și Hall, și

anume: în cazul structurilor cu perioadă de vibrație scurtă, factorul de reducere a forțelor elastice, reprezentată prin factorul R_μ este mai mic, decât ductilitatea bazată pe deplasările μ .

În consecință, pentru estimarea capacității de deformare post-elastică a structurilor cu perioadă scurtă, se folosesc relațiile speciale R- μ -T, iar în cazul structurilor cu perioadă medie și lungă, se consideră valabilă regula deplasărilor egale.

În ultimele decenii, au fost publicate numeroase variante de deducere a deplasărilor inelastice, cu recurgere la relațiile R- μ -T. Acestea nu constituie obiectul tezei, în caz de interes, cititorul este îndrumat către articolele lui Krawinkler, Nassar [47], Vidic, Fajfar, Fishinger [48] Miranda, Bertero [49]), Chopra [50].

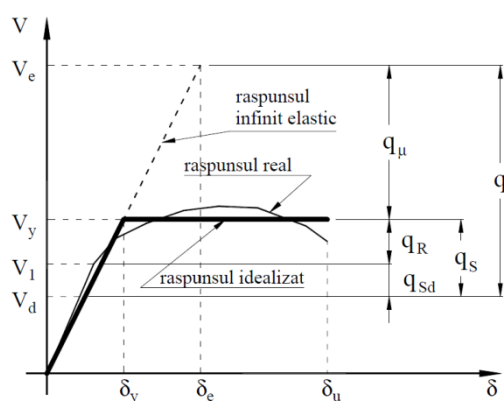


Fig. 3-8. Modalitatea de stabilire a factorilor de reducere al forțelor seismice [33]

3.3.4. Spectre de proiectare inelastice

3.3.4.1. Modelarea comportării disipative a structurilor în codurile de proiectare

Factorul de reducere al forțelor elastice R_μ este diferit față de factorii de modificare ai răspunsului seismic R și q , folosiți în codurile de proiectare pentru a calcula forța tăietoare de bază în cadrul metodei forțelor laterale. Pe lângă energia disipată, în urma deformațiilor, de factorul de reducere a forțelor elastice (R_μ) factorii de modificare ai răspunsului (relația (3.17.)) iau în considerare suprarezistența q_{SD} a elementelor structurale, și redundanța ansamblului structural q_R , respectiv în mod indirect și gradul de încredere al construcției. (Fig. 3-8)

O structură este cu atât mai redundantă cu cât conține mai multe elemente capabile care pot să preia forțele laterale. [51]

$$q = q_\mu q_{SD} q_R \quad (3.17.)$$

În Tab. 3-1 este prezentată o analiză comparativă a valorilor coeficienților de modificare a răspunsului seismic R (IBC 2006), și factorul de comportare q (EC8).

TIPUL STRUCTURII	Factorul de modificare a răspunsului seismic R (ASCE 7-05 și IBC 2006)			Factorul de comportare a structurii q (Ec8 și P100-2006)	
	Clasa „specială”	Clasa „intermed.”	Clasa „generală”	Clasa de ductilitate H	Clasa de ductilitate M
CADRE REZISTENTE LA MOMENT					
Cadre din beton armat	8	5	3	5.75-6.75	4.025-4.725
Cadre metalice necontravântuite (etajate)	8	4.5	3	6-6.5	4
Cadre metalice necontravântuite (parter)	-	-	-	3	2.5
Cadre compozite necontravântuite	8	5	3	5.5-6.5	4
Cadre metalice cu grinzi zăbrelite	7	-	-	-	-
CADRE DUALE (CONTRAVÂNTUITE)					
Cadre metalice contravântuite centric	6	-	3.25		
Cadre metalice duale	7	6	-	4.8-6	4
Cadre contravântuire în V	-	-	-	2.5	2
Cadre compozite contravântuire excentric	8	-	-	6	4
Cadre compozite contravântuire centric	6	5.5	-	4	4

Tab. 3-1. Comparația valorilor coeficientului de modificare a răspunsului seismic R, conform ASCE 7-05 (IBC 2006) și a factorului de comportare a structurii q, conform EC8 și P100-2006, cazul structurilor în cadre

Conform normativelor Ec8 și P100 structurile se încadrează în clase de ductilitate, după cum urmează: clasa H (high-ductility), M (medium ductility), L (low-ductility) în codurile europene, respectiv clasa specială, intermediară și generală, conform codului american. Fiecărei clase de ductilitate îi corespund prescripții de detaliere structurală. În acest mod, poate fi asigurat nivelul de deformare post-elastică a structurii.

Se poate observa varietatea mare a coeficienților q și R, ceea ce relevă incertitudinile legate de capacitatea de disipare de energie a structurilor în domeniul inelastic. Astfel, este confirmată necesitatea utilizării unor analize mai avansate, în speță analiza statică neliniară, care înlătură aceste incertitudini.

3.3.4.2. Spectre de proiectare inelastice în IBC 2006 și ASCE 07-05

Valorile de proiectare ale accelerațiilor diferă față de valorile nominale date pe hărțile cu zonarea seismică a SUA. Pentru proiectare, se utilizează 2/3 din „valoarea de vârf a accelerației” MCE. Acest lucru este explicat de codul IBC prin improbabilitatea prăbușirii structurii în timpul

unui cutremur cu intensitatea de 1.5 mai mică, decât mișcarea seismică de referință, cu perioada de revenire de 2475 ani.

Spectrul de proiectare pentru perioade scurte S_{DS} , și pentru perioada de 1s S_{D1} este definit prin relațiile (3.18.) și (3.19.):

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot S_{MS} \quad (3.18.)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot S_{M1} \quad (3.19.)$$

Spectrul de proiectare specific amplasamentului este generat, cu ajutorul relațiilor (3.20.):

$$0 \leq T \leq T_o \quad S_a = \frac{S_{DS}}{R} (0.4 + 0.6 \cdot \frac{T}{T_o})$$

$$T_o \leq T \leq T_s \quad S_a = \frac{S_{DS}}{R} \quad (3.20.)$$

$$T_s \leq T \leq T_L \quad S_a = \frac{S_{D1}}{R \cdot T}$$

$$T_L \leq T \quad S_a = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{R \cdot T^2}$$

Perioadele de colț, T_o , T_s , T_L sunt definite conform relațiilor (3.21.). Se poate observa faptul că perioadele de colț sunt în relație directă cu accelerațiile de proiectare.

$$T_o = 0.2 \cdot \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.21.)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

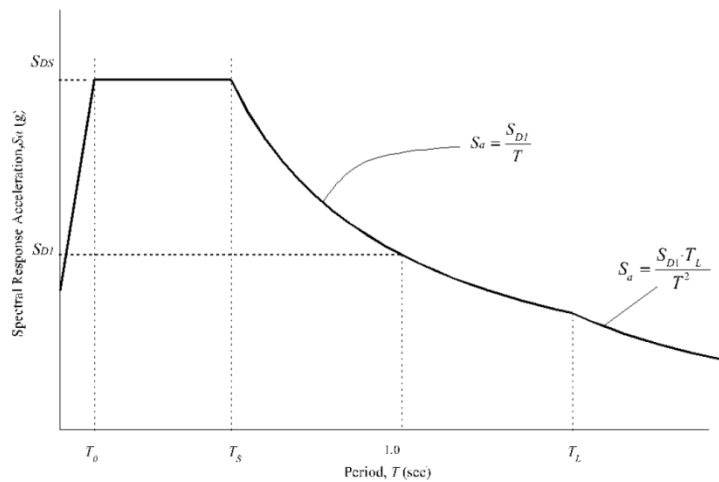


Fig. 3-9. Spectrul elastic de proiectare conform ASCE 07-05 [52]

3.3.4.3. Spectre de proiectare inelastice în Eurocode 8 și P100

Spectrele de proiectare adoptate de către normativul european Ec8 sunt descrise de către următoarele relații:

- conform EC8:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B : S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \\
 T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\
 T_D \leq T \leq 4s : S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]
 \end{aligned} \tag{3.22.}$$

- conform P100:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B : S_d(T) &= a_g \cdot \beta_o \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{\beta_o}{q} - 1 \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) &= \frac{a_g \cdot \beta_o}{q} \\
 T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) &= \frac{a_g \cdot \beta_o}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\
 T_D \leq T \leq 4s : S_d(T) &= \frac{a_g \cdot \beta_o}{q} \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]
 \end{aligned} \tag{3.23.}$$

Termenii din ecuațiile (3.22.) și (3.23.) au aceeași semnificație ca și în capitolul 3.2.3.2

În cele prezentate, se evidențiază diferențele dintre codurile americane și cele europene. Codul IBC 2006 nu ia în considerare faptul, că, la structurile cu perioadă de vibrație scurtă și care lucrează preponderent în mediul elastic, disiparea energiei produse de seism este mai mică, decât la cele cu perioadă lungă și prevede un factor de modificare a răspunsului seismic identic pentru toate perioadele de vibrație.

Spre deosebire de ASCE 7-05, unde factorul de comportare R nu depinde de perioada de vibrație a structurii, EC8, și P100 definesc factorul de comportare q ca fiind dependent și diferențiat pentru structurile cu perioadă de vibrație extrem de rigidă, aflată sub perioada de colț T_B, și cele peste perioada de colț.

Astfel, se poate întâmpla, ca forțele luate în calcul pentru proiectarea structurilor cu perioada de până cca. 0,2s să fie – în mod greșit – mult mai mici, decât cele care solicită structura în cazul unui cutremur [53]. Se poate observa și faptul, că η - coeficientul care include valorile amortizării vâscoase, diferite de 5% - nu apare în relațiile propuse de către P100, fiind considerat 1. Efectul amortizării diferite de 5% este inclus în valorile coeficientului q. [43]

3.4. METODA FORȚELOR LATERALE ECHIVALENTE (FLE)

3.4.1. Avantaje și limitări ale metodei FLE

Procedeul de calcul folosit predominant în cursul calculului seismic este analiza statică liniară elastică prin metoda forțelor laterale asociate modului fundamental de vibrație. Combinată cu procedeul capacității de rezistență, care presupune modificarea valorilor eforturilor în vederea impunerii mecanismului de plastificare (Paulay [35]) metoda forțelor laterale oferă rezultate aproximative satisfăcătoare.

Metoda se bazează pe următoarele aproximații și limitări [30]:

- structurile vibrează predominant în modul 1 de vibrație, distribuția forțelor făcându-se liniar cu înălțimea clădirii în raport cu masele care sunt considerate simplificat concentrate la fiecare nivel.
- cele mai mari incertitudini sunt cauzate de caracterul dinamic al solicitărilor seismice, solicitări care sunt introduse simplificat prin spectrele de răspuns seismic
- comportarea elementelor și a structurii în ansamblu este considerată liniar-elastică, fapt care poate duce la estimarea greșită a deplasărilor cauzate de incursiunile în domeniul inelastic [35]. Această limitare a calculului structural este corectată ulterior prin câțiva coeficienți
- amortizarea vâscoasă este considerată constantă, aproximând valorile așteptate pentru încărcări apropiate de limita de curgere.

În cazul structurilor cu perioade lungi de vibrație, participarea modurilor superioare de vibrație la răspunsul total va fi mai mare, respectiv, distribuția maselor și a rigidităților devine neregulată. De aceea, unele dintre codurile de proiectare limitează utilizarea metodei forțelor statice echivalente.

Conform codurilor de proiectare americane și europene, structurile la care se poate aplica metoda forțelor laterale sunt:

- cele cu perioada proprie fundamentală $T_1 \leq 1,5s$ și înălțimea până la 30 m P100-2006 [40]
- $T_1 < 4T_c$, unde T_c este perioada de control sau 2,0s (EC8), și sunt satisfăcute criteriile de regularitate pe verticală definite în cod
- orice construcție din categoriile de performanță B și C (definite în 3.4.3.3.1), cu structură regulată, și cu perioada fundamentală $T_1 < 3.5T_s$, unde T_s este perioada de colț, conform prevederilor NEHRP, care sunt adoptate de către ASCE7-05 [52] și IBC2006 [54]

O altă metodă, care recurge la premisele analizei statice liniare și care se poate aplica, fără restricțiile menționate la sus la calculul oricărei structuri, este metoda a analizei liniare cu spectre de răspuns. Aceasta din urmă s-a răspândit o dată cu folosirea calculatoarelor. Metoda presupune efectuarea unei analize de valori proprii și obținerea răspunsurilor modale, prin combinarea –pe cale probabilistică – a răspunsul modal maxim. Aplicarea analizei presupune două condiții: pentru modurile proprii considerate, suma maselor modale efective să reprezinte cel puțin 90% din masa totală a structurii, respectiv, să fie luate în calcul toate modurile proprii cu masă modală efectivă mai mare decât 5% din masa totală [40]. Din cauza faptului că metoda este utilă mai ales în cazul structurilor spațiale nu reprezintă obiectul prezentei lucrări.

3.4.2. Baza teoretică a metodei FLE

O dată ce am determinat deplasarea sistemului structural $u(t)$, se pot determina eforturile din structură. Pe de altă parte, cu ajutorul spectrelor de proiectare din pseudo-acelerații, se poate determina forța tăietoare de bază, asociată valorii de vârf a accelerației, care este urmată de distribuția forțelor laterale pe înălțimea structurii și determinarea stării de solicitare.

În metoda FLE, se consideră, că forțele laterale echivalente $f(s)$ sunt necesare pentru a produce deplasarea $u(t)$ pentru sistemul structural cu rigiditatea k . (Fig. 3-10).

Scriind ecuația (3.24.) altfel, se poate demonstra că forțele laterale echivalente, analog forța tăietoare de bază $V_{(b)}$ depind de masa structurii m și de pseudo-acelerațiile $A_{(t)}$. (ec. (3.25.))

$$f(s) = u(t)k \quad (3.24.)$$

$$f(s) = V_{(b)} = m\omega_n u_t = mA_{(t)} \quad (3.25.)$$

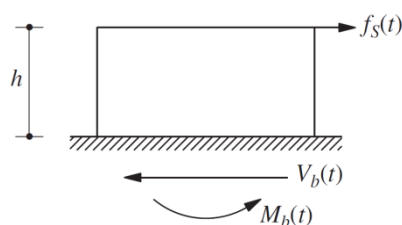


Fig. 3-10. Schematizarea metodei forțelor laterale echivalente [38]

3.4.3. Modelarea în codurile de proiectare a factorilor care influențează răspunsul seismic în cadrul metodei FLE

Factorii care caracterizează răspunsul seismic și modelarea acestora în vederea efectuării unei analize statice liniare se pot clasifica în două grupe: factori care țin de caracteristicile cutremurului și cei care țin de răspunsul dinamic al sistemului structural.

Caracteristicile unui cutremur și, deci, și solicitările produse în structuri, depind, în principal, de următorii factori: magnitudine, distanța de la focar, condițiile geologice și topografice ale amplasamentului, condițiile terenului de fundare. O altă caracteristică, de ordin statistic, a cutremurului de proiectare în discuție este frecvența de revenire a acestuia.

3.4.3.1. Accelerația terenului

3.4.3.1.1. Valoarea de vârf a accelerației pentru proiectare

Valorile maxime ale accelerației, într-un punct al suprafeței pământului, înregistrate în timpul unui cutremur, se numesc accelerații absolute, care au fost notate anterior cu semnul $\ddot{u}_g(t)$. Această valoare nu reflectă, însă, în mod real, starea de solicitare, pe care cutremurul o va induce în structură. Starea de solicitare din structură este dependentă de pulsația/ frecvența excitației și de amortizarea structurii. De aceea, a fost necesară introducerea termenului de pseudo-accelerații (vezi 3.2.1)

În normativul românesc de proiectare P100 mărimea hazardului seismic este descrisă de către **accelerația terenului pentru proiectare** numită conform convențiilor europene **valoarea de vârf efectivă a accelerației orizontale** (effective peak ground acceleration – EPGA sau PGA), și notată cu a_g .

În codul de proiectare american IBC 2006, valoarea corespunzătoare celei de vârf a accelerației este numită cutremurul maxim considerat (maximum considered earthquake - MCE). MCE este definit ca nivelul maxim de solicitare acceptabil pentru proiectare. Hărți de zonare seismică

În general, în toate codurile de proiectare, valorile PGA și MCE sunt date pe hărțile de zonare seismică obținute prin modificarea, printr-un șir de reguli, a hărților de hazard seismic. În cazul Eurocode 8, valorile sunt precizate în Anexele Naționale, elaborate în fiecare țară de către autoritățile naționale. Conform codului american, parametrii, care caracterizează MCE, sunt S_s și S_1 .reprezentând accelerațiile date separat pentru perioade scurte (0,2 s) și pentru perioade lungi (1.0s). Datorită faptului, că hărțile dau valori diferite accelerațiilor în funcție de locație și de cele două perioade caracteristice, se pot construi un număr mare de spectre elastice.

Fiecare hartă seismică este alcătuită în funcție de frecvența de revenire considerată a cutremurului. Cu cât frecvența de revenire este mai mare, probabilitatea de depășire a nivelului de solicitare este mai mică. Cu creșterea frecvenței de revenire, crește și nivelul de solicitare.

O dată cu apariția IBC 2006, probabilitatea de depășire al MCE este de 2% în 50 ani (intervalul mediu de recurență (IMR): 2475 ani), dar sunt disponibile și valori cu probabilitatea de depășire de 10% în 50 ani (IMR 475 ani). În Eurocode 8, probabilitatea de depășire a PGA este

10% în 50 ani sau 10% în 10 ani (IMR 475/100 ani), iar în P100-2006, cca. 10% în 10 ani, (IMR 100 ani)

În codul de proiectare P100-2013, harta de zonare a accelerației orizontale maxime a terenului este definită pentru IMR=225 ani. [27]. (Fig. 3-11)

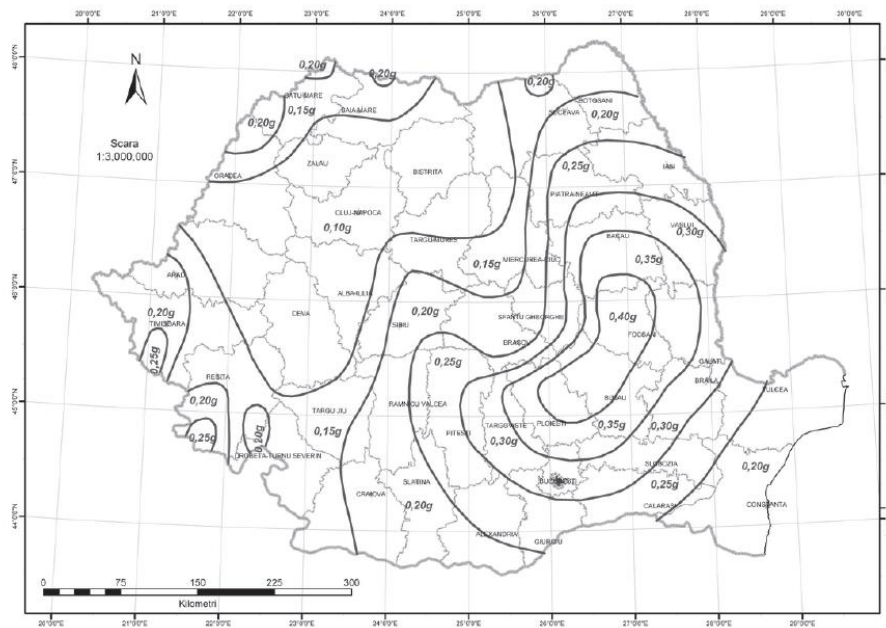


Fig. 3-11. Zonarea teritoriului României cu privire la valorile de vârf ale accelerației terenului pentru proiectare a_g , în cazul cutremurelor cu interval mediu de recurență IMR = 225ani [27]

3.4.3.2. Terenul de fundare

3.4.3.2.1. Influența sursei

Din punct de vedere al adâncimii de focar, cutremurele se împart în mai multe grupe: superficiale, cu adâncimea de focar sub 5 km; crustale, cu adâncimea de focar între 5 și 30 km; intermediare, cu adâncimea de focar între 70 și 170 km [55]

Marea majoritate a seismelor românești provin din sursa Vrancea, acestea fiind cutremure intermediare, însă există și alte zone seismice, cum ar fi zona Banat sau zona Crișanei, în care se produc cutremure crustale.

Codurile de proiectare antiseismice ale țărilor vecine, Serbia, Bulgaria, Moldova nu iau în considerare în mod uniform hazardul seismic. Proiectarea antiseismică se efectuează după parametri diferiți, în ciuda faptului, că sursa cutremurelor este aceeași (Vrancea, Crișana, Banat). Această ultimă considerație relevă necesitatea sincronizării anexelor naționale ale Eurocode 8, în vederea creării unui cod de proiectare antiseismic puternic, valabil pentru tot continentul.

3.4.3.2.2. Influența distanței de la focar

În codurile românești, fiind vorba de un număr relativ redus de zone seismice (Vrancea, Banat, Crișana), **amplificarea produsă din cauza proximității focarului** este inclusă în valoarea accelerației terenului pentru proiectare și în forma spectrului de proiectare. (Fig. 3-12) Același lucru se poate observa și în codul de proiectare Ec8, în a care spectrele sunt alese în funcție de magnitudinea așteptată a cutremurului.

Un exemplu în care a fost considerat în mod direct influența distanței de la focar este codul de proiectare american UBC 97 [56]. Pentru proiectarea clădirilor care sunt amplasate la distanțe de până la 10 km până la focar, pot fi utilizate forțe cu până la 50% mai mari decât cele utilizate implicit. [56]

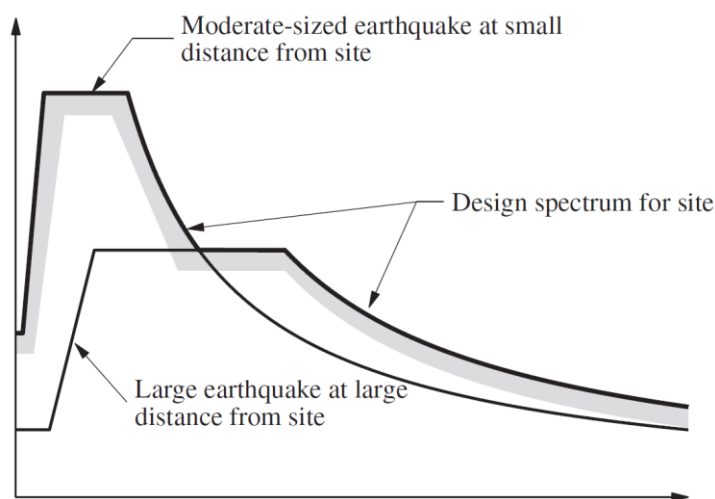


Fig. 3-12. Forma spectrului de proiectare pentru cutremure caracterizate de diferite distanțe de la focar [38]

3.4.3.2.3. Influența amplasamentului

În timpul cutremurelor istorice prezentate în cap. 2.2 (Niigata, 1964, Kobe, 1995), s-a confirmat faptul, că tipul terenului de fundare afectează în mod direct răspunsul structurii. Metode de calcul și clasificări au fost integrate în codurile de proiectare cu ocazia apariției codului american UBC 1997. Acestea au fost preluate atât de codurile de proiectare europene, cât și de IBC 2006.

După o analiză comparativă a codurilor de proiectare IBC 2006 și EC 8, s-a constatat, că acestea oferă clasificări aproape identice ale terenurilor (Tab. 3-2). Conform tabelului, pământul de fundare se poate împărți în 7 categorii A, B, C, D, E și S1, S2 ultimele două fiind clasele speciale care necesită studii specifice.). Conform tabelului, pământul de fundare se poate împărți în 7 categorii A, B, C, D, E și S1, S2, ultimele două fiind clasele speciale, care necesită studii specifice. Pentru determinarea caracteristicilor pământului, se ia în considerare profilul stratigrafic al terenului până la o adâncime de 30m.

Când nu există suficiente date pentru determinarea clasei terenului sau lipsesc indiciile privind încadrarea terenului în clasele S_1 sau S_2 , se poate lua, implicit, clasa D. Normativul P100-2006 oferă clasificare exclusiv după valorile vitezei undelor de forfecare ale terenului, precizând, că, „pentru stabilirea spectrelor de răspuns elastic corespunzătoare clasei de teren astfel determinate, se vor utiliza metodologiile din practica internațională”.

CLASA TEREN	DENUMIREA TIPULUI DE PĂMÂNT	Caracteristicile stratigrafice medii ale pământului pe 30 m								
		Viteza medie a undei de forfecare A terenului $v_{s,30}$ (m/s)			Rezistența la penetrare Standard N_{SPT}			Rezistența la forfecare nedrenată c_u (kPa)		
		IBC	EC8	P100	IBC	EC8	P100	IBC	EC8	P100
A	Roci stâncoase	1524	>800	>760	-	-	NP	-	-	NP
B	Roci semistâncoase	762-1524	360-800	360-760	-	-	NP	-	>250	NP
C	Pământuri cu densitate mare	365-762	180-360	180-360	>50	>50	NP	>96	70-250	NP
D	Pământuri tari	182-365	<180	<180	15-50	15-50	NP	48-96	<70	NP
E	Pământuri moi	-	-	-	<15	<15	NP	<48	-	NP
S_1	-	-	-	-			NP	<24	10-20	NP
S_2	-	-	-	-			NP	-	-	NP

*) NP- Valoare neprecizată sau clasificare neexistentă în cod

Tab. 3-2. Tabel comparativ cu clasificarea pământurilor conform IBC2006, EC8, P100

Conform IBC 2006 și EC8, tipul terenului de fundare „are o influență directă asupra spectrelor de proiectare utilizate în calculul structurilor prin metoda forțelor laterale. În codul american, acest lucru se concretizează prin luarea în considerare în accelerațiile asociate spectrelor de proiectare a factorilor F_a și F_v (vezi cap. 3.2.3.1), în cel european prin cele două tipuri de spectre alcătuite după tipul terenului de fundare (Fig. 3-2).

În normativul românesc condițiile locale de teren sunt considerate indirect, la nivel macroseismic și sunt descrise prin valorile perioadei de control T_c a spectrului de răspuns pentru zona amplasamentului considerat. Aceste valori caracterizează sintetic compoziția de frecvențe a mișcărilor seismice.

3.4.3.3. Determinarea stării de solicitări de proiectare în structurile plane cu metoda FLE

3.4.3.3.1. Forța tăietoare de bază

După cum a fost relatat în capitolul 3.4.2, forța tăietoare de bază este calculată în funcție de masa sistemului structural și pseudo-acelerațiile asociate perioadei fundamentale de vibrație a sistemului structural. Pe lângă acești factori, în vederea atingerii unui ”nivel” satisfăcător al forței

tăietoare de bază, codurile de proiectare includ și alte efecte, cum ar fi clasa de importanță sau contribuția modului fundamental de vibrație, dar și limitările valorii forței tăietoare de bază.

În general forța tăietoare de bază de proiectare se poate descrie ca și produsul dintre coeficientul seismic global C_s și masa sistemului structural m .

$$F_b = C_s m \quad (3.26.)$$

Se poate observa o oarecare similaritate între relațiile (3.26.) și (3.25.). Aparent coeficientul seismic global C_s fiind echivalent cu pseudo-accelerațiile $A_{(t)}$. Trebuie să menționăm însă faptul că în timp ce $A_{(t)}$ este un spectru de (pseudo -)acclerații în domeniul elastic, C_s include efectele comportării inelastice. De aceea relația dintre C_s și $A_{(t)}$ se poate exprima sintetic:

$$C_s = \frac{A_{(t)}}{q} n \quad (3.27.)$$

în care q este factorul de comportare al structurii (R în codurile americane), iar n semnifică, în mod sintetic, prevederile suplimentare ale codurilor de proiectare pentru a atinge nivelul dorit al forței tăietoare de bază.

În codul de proiectare ASCE 7-05 coeficientul seismic global este dat de relația:

$$C_s = S_D I \quad (3.28.)$$

unde S_D este spectrul inelastic de proiectare, iar I factorul de importanță și de expunere

Valoarea minimă a coeficientului seismic global C_s este stabilită la 0,01. Pentru structurile situate în zonele cu accelerația terenului S_1 mai mare de 0,6g, coeficientul seismic global C_s este restricționat la un minim de $C_s = (0,5S_1)/I$ adică $0,5S_1 = S_D$.

CLASA DE IMPORTANȚĂ ȘI EXPUNERE	IBC 2006	EC8 și P100
I sau II	1,0	1,4/1,2
III	1,25	1,0
IV	1,5	0,8

Tab. 3-3. Clasificarea structurilor din punctul de vedere al riscului acceptat, clasa de importanță și expunere cf. IBC 2006 și EC8/P100

În codurile de proiectare Ec8 și P100 coeficientul seismic global se poate exprima prin:

$$C_s = \gamma_I S_d(T_1) \lambda \quad (3.29.)$$

unde γ_I este factorul de importanță-expunere a construcției, $S_d(T_1)$ ordonata spectrului de răspuns inelastic de proiectare corespunzătoare perioadei fundamentale, T_1 perioada proprie fundamentală de vibrație a clădirii în planul care conține direcția orizontală considerată, λ reprezintă factorul de

corecție, care ține seama de contribuția modului propriu fundamental prin masa modală efectivă asociată acestuia, ale cărui valori sunt:

$$\lambda = 0,85 \quad \text{dacă } T < T_C \text{ și clădirea are mai mult de două niveluri și}$$

$$\lambda = 1 \quad \text{în celelalte situații}$$

Pe lângă pseudo-accelerațiile spectrului de răspuns, valoarea de proiectare a forței seismice depinde de riscul asumat în timpul cutremurului, exprimat prin clasa de importanță și de expunere.

Conform IBC 2006, fiecare clădire este încadrată într-una din cele patru clase de importanță, conform Tab. 3-3.

Pentru majoritatea structurilor, se alege I=1 (clasa I), clădirile cu I=1,25 sunt cele a căror rezistență este importantă sub aspectul consecințelor asociate prăbușirii lor (ex. spitale, penitenciare etc.), iar cele cu I=1,5 sunt clădiri cu funcțiuni esențiale.(clasa IV)

În mod identic, EC8, și P100 clasifică structurile în patru categorii de importanță, notate, însă, în mod diametral opus codului american, și anume, de la IV (clădiri de mică importanță), la I (clădiri cu funcțiuni esențiale). Cu cât funcționalitatea clădirii indică o importanță mai mare, cu atât coeficientul de importanță este mai mare și, implicit, forța seismică luată în calcul va fi mai mare.

IBC 2006 prevede o limitare suplimentară față de P100 și EC 8. În funcție de categoria de importanță și de accelerația terenului, acesta clasifică structurile în șase categorii de performanță, și anume, de la A, la F (Tab. 3-4), pe care construcțiile trebuie să le satisfacă sub aspectul măsurilor de asigurare antiseismică.

Pe de altă parte, în funcție de categoria de importanță și de tipul structurii (cadre, pereți), acestea trebuie să respecte limitările în înălțime. De exemplu, IBC 2006 poate să interzică utilizarea unui anumit tip de structură într-o zonă puternic seismică sau poate limita înălțimea acesteia. Acest aspect al codului nord-american este mult mai explicit și mai detaliat, decât codurile europene.

	OCUPARE		
	I or	III	IV
SD1 < 0.067g	A	A	A
0.067g < SD1 < .133g	B	B	C
0.133g < SD1 < 0.20g	C	C	D
0.20g < SD1	D	D	D

Tab. 3-4. Categoriile de performanță pentru accelerații la perioade de 1s în IBC 2006

3.4.3.3.2. Distribuția forțelor seismice pe verticală

Spre deosebire de normativele EC8/P100, în care distribuția forțelor se face liniar, în IBC 2006, distribuția liniară a forțelor se admite numai în cazul în care perioada fundamentală a structurii este mai mică de 0,5 s. În caz contrar codul american propune o distribuție parabolică a forțelor.

Forța seismică a clădirii la orice nivel al acestuia se determină conform următoarelor ecuații:

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad (3.30.)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k} \quad (3.31.)$$

unde C_{vx} este factorul de distribuție pe verticală, V , forța tăietoare de bază asociată întregului sistem, w , masa de nivel, h , înălțimea măsurată de la bază, k , coeficientul în funcție de perioada structurii. Acest mod de distribuție a forțelor are a menirea de a crește efectele modurilor superioare de vibrație o dată cu creșterea perioadei fundamentale de vibrație T_1 .

Coeficientul k variază după cum urmează:

- în cazul structurilor cu perioada proprie fundamentală mai mică de 0.5 s: $k=1$
- în cazul structurilor cu perioada proprie fundamentală mai mare de 2.5 s: $k=2$
- în cazul structurilor valori ale perioadelor între 0.5 și 2.5 s, coeficientul k se va interpola liniar între 1 și 2.

Un alt mod de considerare a efectelor modurilor superioare de vibrație este prezentat de către codul canadian NBCC 2005, care propune considerarea unei forțe adiționale F_t la partea superioară a structurii. Codul canadian NBCC adoptă prevederi identice cu codurile din SUA, excepție făcând doar prezentul caz.

Forța F_t crește forța tăietoare în etajele superioare ale clădirii, fapt care este în concordanță cu rezultatele dinamicii structurilor și anume: modurile superioare de vibrație afectează mai mult etajele superioare ale clădirii, și mai puțin baza clădirii.

Relația (3.12) arată faptul că valoarea F_t este egală cu 0 în cazul perioadelor mici, cu 0,25 din forța tăietoare de bază V_b în cazul perioadelor lungi.

- distribuția forțelor pe verticală în cazul NBCC 2005:

$$F_j = (V_b - F_t) \cdot \frac{w_j \cdot h_j}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i} \quad (3.32.)$$

- forța suplimentară F_t propusă de către NBCC 2005:

$$\begin{aligned} F_t &= 0 & \text{dacă } T_1 &\leq 0.7s \\ F_t &= 0.07 \cdot T_1 \cdot V_b & \text{dacă } 0.7 < T_1 < 3.6s \end{aligned} \quad (3.33.)$$

$$F_t = 0.25 \cdot V_b \quad \text{dacă} \quad T_1 \geq 3.6s$$

unde w este masa de nivel, h înălțimea măsurată de la bază, T_1 , modul fundamental de vibrație a clădirii, V_b , forța tăietoare de bază, F_t , forța concentrată care ia în considerare efectul modurilor superioare de vibrație

Conform EC8/P100, distribuția forțelor seismice pe laterală se face, în totalitate, pe baza modului fundamental de vibrație. Nu sunt luate în considerare efectele modurilor superioare de vibrație. Acest fapt trebuie avut în vedere când se analizează clădiri înalte, flexibile, cu perioada de vibrație fundamentală mare, care, totuși, se încadrează în domeniul de aplicabilitate a metodei forțelor laterale. La aceste clădiri, efectul modurilor superioare de vibrație induc eforturi suplimentare, care pot duce la subdimensionarea elementelor de la partea superioară a construcției.

Conform EC8/P100, distribuția forțelor laterale, asociate fiecărui etaj, sunt definite prin relația:

$$F_i = \frac{z_i \cdot m_i}{\sum_{i=1}^n z_i \cdot m_i} \cdot F_b \quad (3.34.)$$

unde m_i sunt masele de nivel ale nivelului "i", z_i , înălțimea măsurată de la bază a nivelului "i", F_b , forța tăietoare de bază, iar F_i , forța tăietoare asociată fiecărui nivel

3.5. OBSERVAȚII CRITICE ȘI CONCLUZII

- Proiectarea utilizând spectre inelastice deduse prin factori de reducere ale forțelor seismice, utilizată în prezent în practica de proiectare seismică, ridică mai multe semne de întrebare. Acești factori sunt independenți de caracteristicile dinamice ale clădirii (perioada de vibrație a clădirii, amortizare) precum și de caracteristicile mișcării seismice (durata, conținutul frecvențelor). De asemenea ele nu surprind nici distribuția rigidităților dintre elemente, nici redistribuția eforturilor seismice ca urmare a plastificării elementelor de rezistență.
- Definirea efectului indus în structuri de către o mișcare seismică, se realizează cu ajutorul spectrelor de proiectare, cele din urmă fiind elaborate prin suprapunerea răspunsului unui număr mare de oscilatori SDOF la accelerogramele specifice amplasamentului
- Spectrul de răspuns elastic definește interdependența dintre perioada sau frecvența de vibrație a terenului și mărimea răspunsului seismic, omițând, însă, un factor extrem de important: durata solicitării. În ciuda acestui fapt, analiza elastică cu spectre de răspuns poate oferi rezultate generale
- Este necesar să facem distincția între spectrele inelastice de răspuns și spectrele inelastice de proiectare (netezite). Primele definesc răspunsul seismic al structurii cu ocazia unui cutremur,

celelalte stabilesc nivelul maxim al accelerațiilor acceptabile pentru proiectare, ținând cont și de factori cum ar fi: frecvența de revenire, distanța de la sursă sau condițiile geologice ale amplasamentului

- Normativul P100 ia în considerare cutremurele la nivel macroseismic. Sunt valabile același spectre de proiectare pentru amplasamentele cu care se caracterizează prin stratificații diferite ale solului. Realizarea unor studii specifice pentru caracterizarea condițiilor de terne în amplasament este recomandată numai pentru construcțiile din clasa I de importanță.
 - În Ec8 – spre deosebire de P100- definește diferite spectre de proiectare pentru diferite tipuri ale terenului. Există posibilitatea luării în considerare a unei amortizării vâscoase diferite de 5%
 - Modelarea răspunsului inelastic prin spectre de proiectare se bazează pe regula deplasărilor egale și regula energiilor egale, aproximații care sunt acceptate pe scară largă.
 - Regula deplasărilor egale este aplicabilă mai ales pentru structuri care au perioada proprie în regiunea medie, sunt amplasate pe terenuri tari, și au un caracter histeretic tip elasto-plastic [46]
 - Factorul de reducere al forțelor elastice R_{μ} este diferit față de factorii de modificare ai răspunsului care sunt folosite pentru determinarea solicitărilor în domeniul inelastic, pentru proiectare, incluzând și efectele suprarezistenței și a redundanței
1. La analiza hărților cu zonare seismică s-a constatat neuniformitatea considerării efectelor focarelor românești în țările vecine. Ar fi necesară sincronizarea tuturor anexelor naționale în cadrul Eurocode 8
 - În cadrul codurilor de proiectare studiate, există o incertitudine generală în ceea ce privește adoptarea unui factor de comportare (q în Ec8, R în codurile din SUA), care depinde de tipul sistemului structural, nivelul de ductilitate dorit și perioada de vibrație. Adoptarea unei analize statice neliniare ar înlătura această incertitudine.
 - Spre deosebire de Ec8, codurile nord-american de proiectare IBC 2006 nu iau în considerare faptul că. structurile - care lucrează în domeniul elastic și cu perioada de vibrație în domeniul sensibil la accelerații - disipă mai puțină energie, decât cele cu perioada de vibrații în domeniul sensibil la deplasări. Acest ultim aspect poate duce la subdimensionarea acestora [38]
 - Conform codului de proiectare Ec8 și spre deosebire de unele coduri de proiectare nord-american, forțele laterale se distribuie triunghiular, fără să se țină seama de efectele modurilor superioare de vibrație, ceea ce poate duce la subestimarea cerinței de rezistență.

CAPITOLUL 4. METODE DE ANALIZĂ STATICĂ NELINIARĂ PENTRU EVALUAREA PERFORMANTELOR SEISMICE ALE STRUCTURILOR ÎN CADRE

Motto: „Proiectarea bazată pe performanță se dorește a fi o metodă rațională, care să nu aibă nimic în comun cu convențiile bazate pe experiența metodelor tradiționale de calcul. Acest lucru ar presupune o proiectare antiseismică, în fond, care se bazează pe mai multe considerente științifice, respectiv, pe mai puține formulări empirice și care ar crește nivelul de acuratețe al rezultatelor.”

H. Krawinkler, E. Miranda

4.1. INTRODUCERE

4.1.1. Trecerea de la metodele tradiționale de proiectare la metodele avansate

Pe parcursul capitolului 2 au fost subliniate discrepanțele existente în codurile actuale de proiectare. S-a prezentat modul în care s-a efectuat în trecut proiectarea seismică a clădirilor, și influența cutremurelor istorice asupra proiectării. A fost evidențiat caracterul complex al mișcării seismice și al răspunsului seismic al structurilor în contrast cu simplitatea cu care este abordată modelarea structurilor și calculul seismic.

De la apariția primului cod de proiectare american, și până în prezent, criteriile de rezistență și performanță au fost considerate identice. Structurile au fost proiectate după un singur criteriu de performanță, și anume, cel de rezistență, pentru evitarea colapsului. Principalul parametru de proiectare a fost forța tăietoare de bază, obținut prin metoda forțelor laterale echivalente. [45]

Distribuția forțelor seismice pe verticală s-a efectuat pe baza unor reguli empirice simple (uniform sau liniar). Prescripțiile seismice au evoluat lent, în urma concluziilor trase după cutremurele importante cu magnitudine mare: influența terenului de fundare asupra valorii forței tăietoare de bază a fost introdusă în coduri după accidentele survenite în timpul cutremurului din Niigata, 1964 (Fig. 2-4)

Începând cu anii '70, a urmat, însă, o trecere treptată la proiectarea după mai multe criterii de performanță. În anul 1976, prof. Paulay și prof. Park au demonstrat faptul, că distribuția rigidităților pe structură este mult mai importantă, decât valoarea în sine a forței tăietoare de bază [45].

Ca urmare a mortalității ridicate și a pierderilor materiale imense, cauzate de cutremurele din Loma Prieta (1989), Northridge (1994) și Kobe (1995) (cap. 2.2.5), s-a dovedit evident faptul că proiectarea construcțiilor în domeniul elastic, bazată numai pe criteriul de rezistență și având ca scop evitarea colapsului nu este suficientă.

În cadrul Capitolului 3, a fost arătat faptul că, proiectarea prin intermediul spectrelor inelastice, calculate cu ajutorul factorilor de reducere ai forței seismice, ridică mai multe semne de întrebare. Acești factori sunt independenți de caracteristicile dinamice ale clădirii (perioada de

vibrație a clădirii), precum și de caracteristicile mișcării seismice (durata, conținutul frecvențelor). De asemenea, ele nu surprind nici distribuția rigidităților dintre diferitele elemente, nici redistribuția eforturilor seismice ca urmare a plastificării elementelor de rezistență.

În urma unor studii efectuate la începutul anilor 90 de către numeroși cercetători, s-au evidențiat deficiențele proiectării bazate pe forțe și s-a recunoscut, pe scară largă, superioritatea proiectării bazate pe deplasări. ([35] [57] [47] [48] [58] [59]).

În SUA, s-au lansat ample programe naționale pentru implementarea proiectării bazate pe performanță. Acestea au culminat cu documente ca „SEAOC Blue Book” (1996) [18], (Vision 2000) [37], ATC-40 (1996) [60], FEMA 273(1997) [61], FEMA 356 (2000) [62] și FEMA 440 (2005) [63]. [30]

O dată cu apariția calculatoarelor performante, respectiv, a posibilității de a efectua calculele structurale rapid, cu repetitivitate mare, s-a ivit șansa dezvoltării și, mai ales, a aplicării unor metode de calcul noi, mult mai exacte, menite să înlocuiască metodele tradiționale de calcul, care s-au dovedit deficitare în repetate rânduri.

Pe parcursul cutremurelor cu intensitate mare, s-a confirmat faptul, că elementele componente ale unei structuri - supuse la acțiuni dinamice - au o comportare neliniară înaintea atingerii limitei de capacitate portantă. În consecință, tipul de analiză prin care se va evalua capacitatea clădirii va trebui să fie unul neliniar, elasto-plastic, care să surprindă toți „factorii semnificativi, care influențează comportarea neliniară a elementelor”. [64]

4.1.2. Analiza statică neliniară vs. Analiza dinamică neliniară

În metodologia curentă, se disting două procedee: analiza dinamică neliniară (time-history) și analiza statică neliniară (push-over).

Analiza dinamică neliniară (ADNL) este considerată de către majoritatea cercetătorilor cea „exactă”, aceasta servind ca bază de comparație multor studii. Totodată este important de menționat, că ADNL este considerată prea complexă pentru a fi utilizată de către inginerii proiectanți. Acest fapt are mai multe cauze:

Pe de o parte, implementarea analizei necesită existența unui set de informații privind mișcarea pământului (accelerograme), fiecare având trei componente, care diferă în funcție de intensitate. Astfel, se pot efectua analize time-history, care descriu exact performanțele (deplasări, rotații) seismice ale clădirilor, din timpul cutremurelor precedente.

Nu avem, însă, nici o certitudine în privința acurateței răspunsului seismic al clădirii în cazul unui cutremur viitor, care va avea caracteristici necunoscute, respectiv, accelerații, direcție de propagare și conținut de frecvențe diferite față de înregistrările precedente. Altfel zis, nu putem avea rezultate exacte, dacă datele de pornire sunt inexacte [65].

Pe de altă parte, ADNL necesită un model adecvat al ciclului de încărcare-deformație pentru toate elementele sistemului tridimensional fundație-teren, fapt dificil de implementat.

Până acum, nici una dintre cerințele de aplicabilitate ale analizei time-history nu au fost elaborate adecvat. Luând în considerare această limitare, sarcina noastră ar fi să realizăm un proces de evaluare relativ simplu, dar capabil să surprindă principalele caracteristici de comportare ale structurii, care influențează criteriile de performanță ale acesteia. [66]

Analiza pushover este o metodă de analiză incremental-iterativă, prin care se poate determina capacitatea structurii supuse la acțiuni seismice. Modelul structural al clădirii analizate este supus acțiunii unor forțe laterale, care de regulă sunt asociate caracteristicilor inerțiale ale structurii. Rigiditatea structurii, materializată prin matricea de rigiditate a structurii, este actualizată la fiecare increment al încărcării (pas al analizei) asociat la un nivel de solicitare extern. Analiza rulează până în momentul în care se atinge starea-limită de colaps predefinită (matricea de rigiditate structurală devine negativ definită) sau până când apar probleme de convergență datorate multiplelor mecanisme plastice dezvoltate.

ASNL nu necesită date de pornire complexe (cum ar fi accelerogramele), acestea putând fi constituite atât de un cutremur generalizat, cât și de unul particular. De asemenea, nu trebuie precizate datele conlucrării structurii cu terenul de fundare. Baza teoretică a ASNL este simplă, însă surprinde principalele caracteristici ale structurii, necesare pentru evaluarea criteriilor de performanță [67].

Din punct de vedere al calculului, ASNL necesită putere și, implicit, timp de calcul mai mic, decât analiza time-history, iar propagarea erorilor este mai puțin probabilă, în comparație cu analiza dinamică. Trebuie menționat și faptul, că analiza statică neliniară are o serie de limitări, care sunt relatate în capitolul 4.2.2.2.

4.2. ETAPELE EVALUĂRII PERFORMANTELOR SEISMICE ALE CLĂDIRILOR PRIN ANALIZA STATICĂ NELINIARĂ

4.2.1. Conceptele de bază ale analizei statice neliniare

4.2.1.1. Terminologie și definiții

Datorită faptului, că literatura tehnică în domeniu este foarte vastă, existând diverse abordări în Europa, Nord-America și Japonia, păstrarea coerenței necesită definirea câtorva termeni. Prin urmare, pentru a păstra claritatea conceptuală, vom respecta această terminologie pe parcursul tezei.

Pentru denumirea colectivă a tuturor pașilor necesare analizei vom utiliza sintagma de **Analiza statică neliniară**. Acestea din urmă sunt: trasarea curbei de capacitate, echivalarea

sistemului MDOF cu sistemul SDOF, determinarea deplasării-țintă, și determinarea performanțelor seismice.

Analiza pushover este o analiză neliniară, incremental-iterativă – realizată cu ajutorul unui program de calcul - în care modelul bi-a sau tridimensional al clădirii este supus - la fiecare pas al încărcării - unor forțe laterale variabile sau invariabile crescute progresiv în timp ce încărcările de natură gravitațională sunt păstrate constante pe durata aplicării încărcărilor laterale. Rezultatul analizei este **curba de capacitate** (sau **pushover**), care sintetizează capacitatea de deformare laterală a sistemului structural **MDOF** și este reprezentată în spațiul forțe-deplasări.

Urmând terminologia propusă de Chopra [50] definim **diagrama de capacitate** ca și curba pushover, **echivalentă a sistemului SDOF**, care este adesea reprezentată sub formă biliniară. Acțiunile seismice sunt reprezentate prin **diagrama de cerință, acestea putând fi spectre elastice echivalente** [60] sau spectre inelastice [46].

Cea mai uzuală tehnică pentru determinarea deplasărilor inelastice într-o analiză statică neliniară este **metoda spectrului de capacitate (CSM)**, în care diagrama de capacitate este suprapusă diagramei de cerință în formatul **spectrul accelerațiilor-spectrul deplasărilor**. Pentru simplitate vom folosi denumirea „**format S_a-D^*** ”.

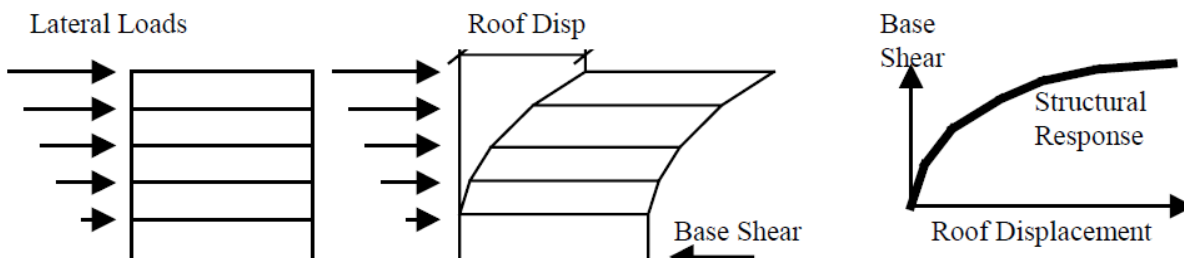


Fig. 4-1. Reprezentarea aproximațiilor ale unei analize pushover [68]

Vom folosi sintagma de **deplasare-țintă** în locul expresiei ”punct de performanță”, folosită în ATC-40 pentru denumirea rezultatului suprapunerii, în format A-D, a diagramelor de cerință și a diagramei de capacitate. Denumirea este folosită în codurile FEMA și Eurocode 8.

În consecință, **în analiza statică neliniară (ASNL)**, curba de capacitate este determinată printr-un procedeu pushover, iar deplasările inelastice sunt calculate prin metodele din literatură, cel mai frecvent prin metoda CSM [60], DCM [61] sau N2 [46].

4.2.1.2. Pașii unei analize statice neliniare

Pentru a evalua performanțele seismice ale unei clădiri prin analiza statică neliniară este necesară parcurgerea unor etape:

- modelarea principalelor surse de neliniaritate
- determinarea curbei de capacitate printr-o analiză pushover

- determinarea cerinței inelastice
- determinarea deplasării-țintă
- evaluarea performanțelor seismice

Modelarea: în cadrul analizei pushover, trebuie stabilite caracteristicile de comportare ale elementelor structurii. Analiza trebuie să surprindă atât efectele neliniarității fizice, cât și cele geometrice, respectiv, influența modificării configurației geometrice a structurii asupra mărimii deplasărilor și eforturilor structurii. [64]

Capacitatea unei clădiri, reprezentată prin curba pushover (sau curba de comportare neliniară, format forță-deplasare), se va determina cu ajutorul unei analize neliniare și reprezintă variația deplasării nodului monitorizat (ales de obicei în vârful clădirii) în funcție de valoarea forței seismice de bază distribuită pe înălțimea clădirii.

Conform considerentelor din capitolul 4.1.2, prezenta lucrare tratează analiza structurilor prin utilizarea analizei statice neliniare. **Curba de capacitate** va fi trasată cu ajutorul unui program de calcul specializat.

Pe lângă modelarea neliniarităților, principalul factor, care influențează curba pushover este **distribuția laterală a forțelor**, acesta fiind și principalul indicator al stării de degradare a rigidității structurii. Distribuția forțelor adoptată poate fi constantă (uniformă, triunghiulară, parabolică) sau adaptivă (variabilă la fiecare pas al iterației). [67]

În cadrul analizelor seismice liniare tradiționale, solicitările produse de către cutremur, **cerințele**, sunt reprezentate de forțe laterale echivalente asociate primului mod de vibrație, calculate din spectre inelastice de proiectare. Aceasta este urmată de către o dimensionare pe baza stării de solicitare create în structură. Utilizând ASNL, pentru reprezentarea **cerinței** (a acțiunii seismice) – conform metodologiilor curente – spectrele inelastice se vor determina din spectre inelastice sau spectre elastice echivalente.

Pentru **determinarea deplasării-țintă** se utilizează una dintre metodele existente în literatura de specialitate. Din cauza faptului că cerințele sunt reprezentate sub forma unor spectre corespunzătoare unor sisteme cu un singur grad de libertate, este inevitabilă echivalarea sistemului cu mai multe grade de libertate (MDOF) cu sistemul un sistem cu un singur grad de libertate (SDOF).

Metode care utilizează spectre elastice echivalente sunt metoda spectrului de capacitate – ATC40 [60]. Reprezentarea acțiunii seismice se efectuează prin spectre inelastice, folosind metoda spectru-punct de curgere (eng. „Yield Point Spectra”) [69], metoda coeficienților – FEMA 356 (eng. ”Displacement Coefficient Method”) [62] și metoda N2 – EuroCode8 [46]. Deplasarea-țintă se obține prin reprezentare grafică sau calcul direct pe cale analitică.

Performanța seismică (Fig. 4-2. Schema evaluării cantitative a performanțelor seismice ale clădirilor) a unei structuri se determină prin verificarea faptului, că deplasările (de ex. deplasările relative de nivel), deformațiile (de ex. rotațiile în articulațiile plastice) în cazul elementelor ductile, rezistențele în cazul elementelor fragile (ex. forțele axiale în contravântuiri), asociate cerințelor, sunt mai mici decât valorile admise pentru stările limită considerate.

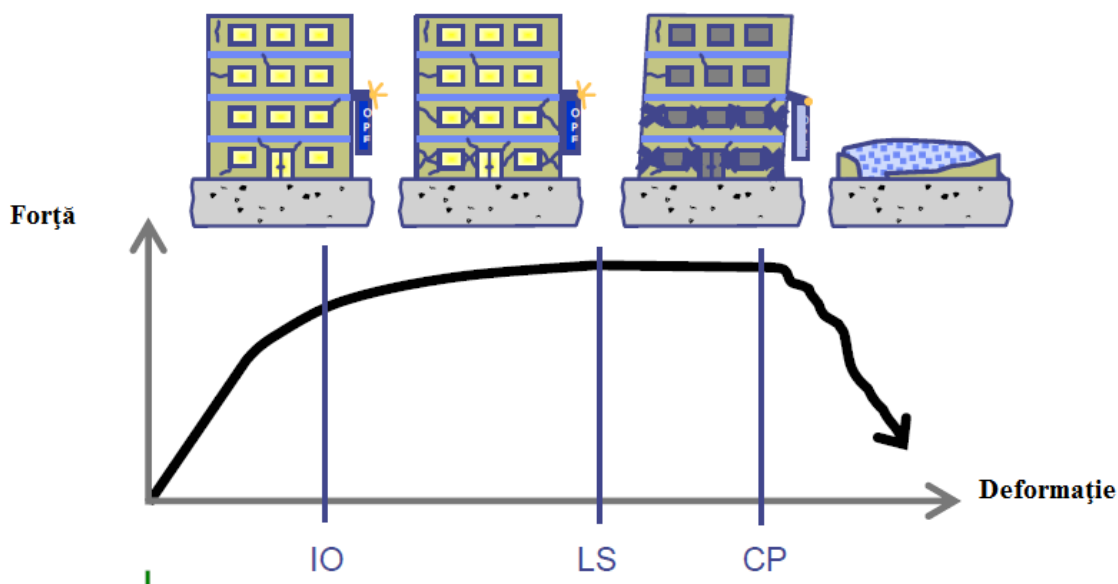


Fig. 4-2. Schema evaluării cantitative a performanțelor seismice ale clădirilor [70]

După frecvența de revenire , hazardul seismic este grupat în normativele de specialitate [60] în trei categorii: evenimente cu caracter frecvent, rar sau foarte rar, fiind descris detaliat care nivel de performanță este acceptabil pentru fiecare tip de mișcare seismică. Totodată, sunt definiți parametri de răspuns, acceptabili (drifturi, tensiuni, rotații ale articulațiilor plastice) în funcție de tipul construcției, obiectivul de performanță și probabilitatea cutremurului.

4.2.2. Distribuția laterală a forțelor

În capitolul 4.2.1.2 , au fost prezenta pașii, care trebuie parcurși în timpul aplicării unei analize pushover. Trebuie menționat, în același timp, că fiecare dintre aceste etape au o influență mai mare sau mai mică asupra acurateții rezultatelor ASNL.

Mai mulți cercetători au atras atenția asupra faptului, că, în cadrul analizelor seismice de tip ”static” – liniar sau neliniar -, modul de distribuție laterală a forțelor pe înălțimea structurii este principalul indicator cu privire la efectul caracteristicilor inerțiale asupra acurateții acestui tip de analiză [67]

Distribuția forțelor laterale invariabile, folosită de metodele din practica curentă, se bazează pe proprietățile inițiale, elastice ale unui sistem structural, dar care va avea o comportare inelastică (neliniară) în timpul unei mișcări seismice cu intensitate mare. În consecință, considerăm că

distribuția laterală a forțelor este unul din elementele cheie ale unei ASNL, cu influență majoră asupra acurateții rezultatelor.

De aceea, subcapitolul 4.2.2 constituie o sinteză a literaturii de specialitate, care tratează problematica distribuției forțelor laterale în cadrul analizelor pushover, punând accent pe **distribuția de forțe adaptive**, recomandată și de către codurile de proiectare americane (cap.4.2.3.1) Acestea din urmă sunt capabile să ia în considerare atât efectele modurilor superioare de vibrație, precum și modificarea caracteristicilor dinamice ale structurii ca rezultat al plastificării progresive respectiv a comportării neliniare în general.

Acestea din urmă sunt capabile să ia în considerare efectele modurilor superioare de vibrație, precum și modificarea caracteristicilor inerțiale ale structurii ca rezultat al plastificării progresive.

4.2.2.1. Distribuțiile de forțe laterale conform normelor de proiectare

4.2.2.1.1. Eurocode 8 și P100

Metodele pushover convenționale utilizează în general forțe laterale invariabile. Dintre codurile de proiectare, dintre care Eurocode 8 și P100-2013 prescriu utilizarea a cel puțin două distribuții de forțe laterale:

- distribuție uniformă, cu forțe proporționale cu masa nivelului pe care acționează, punând în evidență solicitările de forță tăietoare produse în etajele inferioare ale unei clădiri multietajate,
- distribuție modală, conform primului mod de vibrație (forțele rezultând din combinația câtorva moduri semnificative de vibrație), prin care se pun în evidență momentele de răsturnare.

4.2.2.1.2. Raportul ATC-40

Raportul ATC-40 recomandă la nivel conceptual cinci tipuri de distribuții de încărcări:

1. Aplicarea unei forțe concentrate pe partea superioară a structurii (clădiri cu un singur nivel)
2. Aplicarea forțelor laterale din codul de proiectare pe fiecare nivel, fără aplicarea forței F_t Relațiile au fost descrise în capitolul 3.4.3.3.2 ecuațiile (3.32.) și (3.33.)
3. Aplicarea forțelor laterale conform relațiilor (3.32.) și (3.33.), prin considerarea maselor exclusiv din primul mod de vibrație

4. Aceeași distribuție ca la punctul 3 până la curgere și o distribuție (adaptivă), care să corespundă formei deformată
5. Același algoritm ca și la punctele 3 și 4 cu considerarea efectului modurilor superioare de vibrație în distribuția laterală a forțelor

4.2.2.1.3. FEMA 356

Se utilizează două tipuri de distribuție de forțe selectate din grupe:

Grupa I

- În cazul în care mai mult de 75% din masa participă în primul mod de vibrație, se poate aplica o distribuție proporțională cu valorile lui C_{vx} (relația (3.32.)) sau o distribuție proporțională cu deformată din primul mod de vibrație
- În cazul în care mai mult de 90% din masa participă în primul mod de vibrație și perioada fundamentală este $T > 1$ s, se poate aplica o distribuție de forțe proporțională cu forțele tăietoare de nivel calculate din combinarea răspunsurilor modale dintr-un spectru de răspuns

Grupa II

- Distribuție "uniformă" proporțională cu masele de nivel
- Distribuție de forțe adaptivă, prin considerarea proprietăților structurii plastificate

Este de observat faptul că, prevederile de proiectare din Eurocode 8 (P100-2006) și FEMA 356 recomandă două tipuri de distribuție a forțelor, menite să limiteze acțiunile, care pot să apară pe parcursul răspunsului structurii. Din grupa II, FEMA 356 recomandă utilizarea distribuției de forțe adaptive, în favoarea celei de forțe uniforme, care va solicita efort mai mare de calcul, însă poate duce la o apreciere mult mai corectă a răspunsului structurii analizate [61]

4.2.2.2. Limitările analizei statice neliniare cu distribuție de forțe invariabilă

Conform lui Krawinkler și Seneviratna [67] selecția distribuției forțelor laterale este cel mai critic aspect al unei analize pushover. Se arată faptul că, **forțele laterale reprezintă distribuția forțelor inerțiale într-un cutremur**. Dacă forțele laterale sunt considerate invariabile, atunci rezultatele vor fi exacte numai în cazul, în care răspunsul structural nu este afectat de modurile superioare de vibrație și structura are numai un singur mecanism de plastificare.

Mai mulți cercetători - între alții și Antoniou și Pinho [71] - au efectuat o trecere în revistă a factorilor, care nu sunt surprinși de o ASNL, dat fiind caracterul static al acesteia. Aceștia sunt:

- efectul duratei mișcării seismice
- conținutul de frecvențe a mișcării seismice, efectul perioadei predominante a mișcării terenului
- energia disipată prin energia cinetică și amortizarea vâscoasă

Sunt binecunoscute și deficiențele ASNL datorate adoptării unei distribuții de forțe invariabile, conform primului mod de vibrație [72]:

- incapacitatea de a lua în considerare interacțiunile dintre modurile de vibrație superioare
- schimbările de semn ale valorii driftului de nivel

Din cauza faptului, că cerințele seismice sunt reprezentate prin spectre seismice, generate cu ajutorul unor oscilatori cu un singur grad de libertate (eng. „Single Degree of Freedom - SDOF), capacitatea sistemului MDOF (eng. „Multiple Degree of Freedom - MDOF) trebuie transformată în capacitatea echivalentă a unui oscilator SDOF.

Conform practicii curente, această transformare se efectuează cu ajutorul vectorului propriu din primul mod de vibrație. În cazul în care elementele se plastifică și caracteristicile inelastice ale structurii se schimbă, deplasarea ultimului nivel nu va mai fi proporțională cu deplasările celorlalte niveluri, iar transformarea conform primului mod de vibrație nu este valabilă [73]. Cu toate că ultima considerație nu se referă strict la distribuția laterală a forțelor, aceasta reprezintă o limitare a unei ASNL cu distribuție de forțe invariabilă.

Nu putem să nu observăm caracterul incoerent al procesului dezvoltării ASNL. În cadrul acestuia, fiecare încercare de perfecționare este percepută ca una, care, pe de o parte duce la rezultate mai exacte, pe de altă parte ca un „atac” la simplitatea acesteia.

Așa se poate explica faptul, că, în interpretarea cercetătorilor, unele avantaje ale analizei (de ex. simplitatea conceptuală, datorită folosirii distribuției de forțe invariabile etc.) reprezintă și dezavantaje (nu sunt surprinse modurile superioare de vibrație etc.).

Totuși, prin folosirea sistemelor performante de calcul, o anumită complexitate a algoritmilor folosite – de exemplu introducerea unor distribuții de forțe adaptive - nu ar trebui să prezinte un dezavantaj din punctul de vedere al timpului de calcul. De aceea, în cadrul procesului de îmbunătățire a analizei pushover, sarcina noastră ar fi să realizăm un proces de evaluare relativ simplu, atractiv din punct de vedere conceptual și computațional, dar care să surprindă caracteristicile structurii, care influențează criteriile de performanță. [66]

4.2.2.3. Metode de analiză cu distribuție de forțe invariabilă considerând modurile superioare de vibrație

Pentru reducerea diferenței dintre rezultatele ADNL și ASNL, o posibilitate este luarea în considerare a modurilor superioare de vibrație. Una dintre primele lucrări, care au tratat problematica considerării modurilor superioare de vibrație în analiza pushover, a fost publicată de către Paret și col [74]. Lucrarea nu oferă însă o soluție pentru considerarea modurilor superioare de vibrație, doar atrage atenția asupra pericolelor care o constituie proiectarea după un singur mod de vibrație a structurilor înalte, cu perioada de vibrație lungă.

În lucrarea tratată, analiza pushover nu constituie un scop în sine, ci numai o unealtă pentru evidențierea importanței modurilor superioare de vibrație.

Studiul de caz constă în conducerea mai multor analize static-neliniare paralele pentru fiecare mod de vibrație. Distribuția de încărcări este invariabilă și se determină separat pentru fiecare mod de vibrație, în ambele direcții caracteristice ale clădirii cu 17 etaje.

Paret și col. demonstrează, că, la o structură cu perioada lungă de vibrație, este foarte probabil ca structura să vibreze dominant în modurile superioare, chiar și înaintea primului mod, efect care duce la formarea mecanismelor de cedare plastică în etajele superioare.

Indicele critic al modului de vibrație (Modal Criticality Index - MCI) este definit ca raportul dintre accelerația spectrală a cererii și cea a capacității. În cazul specific analizat s-a constatat caracterul critic al modului 2 de vibrație, care a avut un index MCI aproape de 1, față de valoarea 0,6 atribuită modului 1.

$$MCI = \frac{S_{a,cerere}}{S_{a,capacitate}} \quad (4.1.)$$

Cea mai importantă concluzie a autorilor este următoarea: în cazul structurilor cu perioada de vibrație lungă, curbele de capacitate (forță-deplasare) ascund caracterul critic al modurilor de vibrație.

În lucrarea publicată în 2002, Chopra și Goel [75] propun o perfecționare a analizei pushover tradiționale cu distribuție de forțe invariabilă, prin luarea în considerare a modurilor superioare de vibrație în cursul determinării curbei de capacitate. (Modal Pushover Analysis - MPA). Alegerea unei soluții cu distribuție de forțe invariabile în locul unei distribuții de forțe adaptive a fost motivată prin faptul, că „folosirea distribuției de forțe laterale invariabile este simplă din punct de vedere conceptual și atractivă din punct de vedere al calculului”.

Aplicat sistemelor structurale elastice, MPA este echivalentul analizei liniare cu spectre de răspuns, în care răspunsurile obținute din fiecare mod de vibrație sunt combinate pentru a obține răspunsul structural. [75]

În articolul [72] Jiangmeng și col. la sintetizează metoda MPA, și propune o îmbunătățire a acesteia. Articolul descrie metoda MPA prin următorii pași:

1. Se efectuează o analiză a valorilor proprii, pentru a calcula frecvențele ω_n și vectorii proprii φ_n ai celor „n” moduri de vibrație considerate.
2. Pentru fiecare mod de vibrație „n”, se determină curba pushover cu distribuția de forțe s_n^*

$$s_n^* = M \cdot \varphi_n \quad (4.2.)$$

în care M este matricea maselor.

3. Se determină relația biliniară forță-deplasare și deformațiile D_n , aferente modului de vibrație „n”, pentru sistemul SDOF echivalent. În continuare se transformă răspunsul (deplasările) sistemului SDOF în răspunsul inelastic r_n al sistemului MDOF.
4. Se repetă pașii 1-3, pentru fiecare dintre cele „n” moduri de vibrație considerate.
5. Cantitățile (deplasări, rotiri) rezultate din analiza sistemelor MDOF din fiecare mod de vibrație se superpozează folosind una din regulile de superpoziție modală (CQC sau SRSS).

$$r_{\text{total}} = \sqrt{\sum_{n=1}^N r_n^2} \quad (4.3.)$$

Din cauza simplității conceptuale și a eficienței ridicate, metoda MPA este folosită adesea ca și termen de comparație în majoritatea lucrărilor, care studiază analizele pushover.

În articolul lor Jiangmeng și col. [72] subliniază și dezavantajele metodei MPA:

- neglijează interacțiunile dintre modurile de vibrație
- combinarea cantităților rezultate din metodele cvadractice duce la incapacitatea luării în considerare a eventualelor schimbări de semn ale valorii driftului de nivel
- nu ia în considerare efectul redistribuției forțelor inerțiale, ca urmare a plastificării structurii.

În lucrarea citată [72] Jiangmeng și col. propun și o modalitate de înlăturare a acestor inconveniente. În primă fază se parcurg pașii 1-5 ai MPA, și se determină punctul de plastificare a structurii. În ce de-a doua fază, se efectuează o analiză pushover numai pentru primul mod de vibrație, dar printr-o distribuție de forțe, care ia în considerare redistribuția eforturilor inerțiale provenite din intrarea în curgere a structurii.

Bazându-se pe studiul făcut de Gupta și Kunnath [76], autorii punctează faptul că modurile superioare de vibrație contribuie semnificativ la răspunsul inelastic numai în cazul în care sistemul structural atinge o deplasare apropiată de deplasarea ultimă. Metoda se poate însuma după cum urmează:

1. Se parcurg punctele 1-5 ale metodei MPA.
2. Se determină vectorul deplasărilor φ_{1y} , din primul mod de vibrație pentru calcularea deplasării la care structura se plastifică.
3. Se efectuează o analiză pushover pentru distribuția de forțe, calculată în momentul plastificării structurii. Pentru această distribuție de forțe, se ia în calcul exclusiv primul mod de vibrație :

$$s_n^* = M \cdot \varphi_{1y} \quad (4.4.)$$

4. Răspunsul r_{total} se obține prin suprapunerea, cu ajutorul metodei de superpoziție modală a răspunsului r_n obținut prin metoda MPA (pct. 1), și a răspunsului r_1 , obținut prin metoda curentă.

$$r_{total} = \sqrt{\left(\sum_{n=1}^N r_n^2\right) + r_1^2} \quad (4.5.)$$

Se poate concluziona faptul, că includerea în analiza liniară elastică - prin spectrele de răspuns – a modurilor superioare de vibrație a produs rezultate îmbunătățite. Această considerație este valabilă mai puțin pentru structurile, care lucrează în domeniul inelastic, în cazul cărora modurile superioare de vibrație se cuplează într-o proporție mai mică . [72]

Chopra și col. [77], propun o variantă modificată a metodei MPA [75] (MMPA), în care efortul computațional este redus substanțial prin luarea în considerare a efectului modurilor superioare de vibrație, în ipoteza în care sistemul structural lucrează în domeniul elastic.

Metoda poate fi aplicată prin următorii pași [77]:

1. Se efectuează o analiză de valori proprii, pentru a calcula frecvențele ω_n și vectorii proprii φ_n ai clădirii.
2. Cu ajutorul distribuției de forțe din primul mod de vibrație $s_1^* = M \cdot \varphi_1$, se trasează curba pushover. În vederea considerării efectelor P- Δ , încărcările gravitaționale se aplică în faza premergătoare încărcării structurii cu forțe laterale și sunt păstrate constante.

3. Curba pushover se idealizează biliniar. Se efectuează transformarea valorilor în sistemul SDOF echivalent. Pentru un sistem SDF cu perioadă T_1 , amortizare ζ_1 , și deplasarea ultimă D_1 cunoscute, deplasarea-țintă se poate calcula cu ADNL folosind spectre inelastice, sau spectre elastice echivalente. (a se vedea capitolul 4.2.3)

4. Deplasările SDOF, calculate la pct. 3, sunt transformate în deplasările sistemului MDOF, prin intermediul coeficientului participării maselor din primul mod de vibrație Γ_1 , cu formula

$$u_{r1} = \Gamma_1 \cdot \phi_1 D_1 \quad (4.6.)$$

5. Pentru deplasarea dată, din baza de date a analizei pushover se extrage răspunsul total datorat primului mod de vibrație și cel al încărcărilor gravitaționale, notat $u_{r1} + u_{rg}$

6. În vederea combinării ulterioare cu modurile superioare de vibrație (elastice), se extrage răspunsul primului mod de vibrație (fără încărcări), din răspunsul total

$$r_1 = r_{1+g} - r_g \quad (4.7.)$$

7. Se calculează răspunsul dinamic datorat modurilor superioare de vibrație r_n ($n > 1$) altele, decât modul 1, în ipoteza în care sistemul structural lucrează în domeniul elastic. Răspunsul în materie de deplasări poate fi calculat cu ajutorul unei analize statice liniare, sau cu ajutorul unui spectru elastic.

8. Răspunsul total este obținut prin regula SRSS, combinând răspunsul inelastic al primului mod de vibrație r_1 , cu răspunsul elastic al modurilor superioare de vibrație r_n ($n > 1$), și cu suprapunerea răspunsului datorat încărcărilor gravitaționale r_g .

$$r = \max[r_g \pm \sqrt{\sum_n (r_1 + r_n)^2}] \quad (4.8.)$$

Se subliniază, totodată, că, în unele cazuri, metoda MMPA oferă rezultate mai bune, decât metoda MPA. În același timp se accentuează faptul că folosirea metodei MPA nu este recomandată pentru sisteme structurale cu amortizare sub 5% [77]

4.2.2.4. Metode de analiză cu distribuție de forțe adaptivă

Pentru a înlătura deficiențele cauzate de distribuțiile de forțe invariabile, subliniate în capitolul 4.2.2.3, au fost elaborate metodele pushover, cu distribuție adaptivă de forțe. În cadrul acestora, la fiecare pas al iterației, distribuția forțelor laterale este actualizată, pentru a surprinde atât

influența modurilor superioare de vibrație, cât și degradarea progresivă a rigidității, ca urmare a plastificării structurii, sau apariția unor mecanisme de cedare plastică în etajele superioare.

Bracci și col. [78] au propus o metodă, care diferă de analiza pushover cu distribuție de forțe invariabilă prin următoarele aspecte :

Calculul pornește de la o distribuție triunghiulară a forțelor laterale și sunt identificate 4 faze ale răspunsului structural:

1. faza elastică, în care deplasările sunt proporționale cu forțele
2. tranziția de la răspunsul elastic la cel inelastic, reprezentată de intrarea în curgere a primelor elemente structurale
3. începutul formării unui mecanism de plastificare, reprezentată de pierderea masivă de rigiditate a structurii
4. mecanismul de cedare plastică

La fiecare dintre cele patru faze, se efectuează o analiză a valorilor proprii, cu scopul de a identifica caracteristicile modale ale structurii pentru cele 4 faze predefinite.

Forțele echivalente de nivel sunt determinate prin metoda superpoziției modale și sunt actualizate la fiecare fază, în funcție de rigiditatea etajului, respectiv, cerințele seismice sunt generate la cele patru faze (niveluri ale inelasticității structurii), printr-o analiză elastică cu spectre de răspuns și superpoziție modală.

Autorii au raportat succesul validării metodei în cazul unei structuri de beton armat cu trei etaje și al unui model de scara 1:3, supus la solicitări dinamice pe o masă vibrantă.

Metoda elaborată de Bracci și col. [78] constituie un progres față de metodele de analiză cu distribuție invariabilă de forțe, însă ridică semne de întrebare din punctul de vedere al folosirii superpoziției modale atât în determinarea capacității, cât și în cea a cerinței. Caracteristicile modale ale structurii se consideră constante între două faze ale răspunsului structural, care este o limitare a caracterului adaptiv al metodei.

Requena și Ayala [78] analizează două metode cu distribuție adaptivă de forțe, pe care le compară cu o analiză pushover cu distribuție invariabilă de forțe, mai precis, cu forțe stabilite în concordanță cu primul mod de vibrație.

În prima variantă, distribuția de forțe de la care se pornește este una stabilită prin metoda SRSS și descrisă de relațiile (3.9.) și (3.10.). Un exemplu de distribuție de forțe pentru nivelul 1 al structurii, pentru 3 moduri de vibrație este descrisă de către relația (3.11.) Distribuția forțelor este actualizată numai la formarea unei noi articulații plastice.

$$F_i = \sqrt{\sum_{j=1}^N (\Gamma_j \cdot \phi_{ij} \cdot S_{a_j} \cdot m_i)^2} \quad (4.9.)$$

$$\Gamma_j = \frac{\sum_{k=1}^N m_k \cdot \phi_{kj}}{\sum_{k=1}^N m_k \cdot \phi_{kj}^2} \quad (4.10.)$$

$$F_1 = \sqrt{\left\{ \left[\left(\frac{m_1 \cdot \phi_{11}}{m_1 \cdot \phi_{11}^2} \right) \cdot \phi_{11} \cdot S_{a_1} + \left(\frac{m_1 \cdot \phi_{12}}{m_1 \cdot \phi_{12}^2} \right) \cdot \phi_{12} \cdot S_{a_2} + \left(\frac{m_1 \cdot \phi_{13}}{m_1 \cdot \phi_{13}^2} \right) \cdot \phi_{13} \cdot S_{a_3} \right] \cdot m_1 \right\}^2} \quad (4.11.)$$

În cea de-a doua variantă, influența modurilor superioare de vibrație este luată în calcul prin intermediul unui mod de vibrație fundamental „echivalent”, determinat prin combinarea formei modurilor de vibrații și a factorilor de participare din fiecare mod de vibrație, conform relațiilor (4.12.) și (4.13.).

$$\bar{\phi}_1 = \sqrt{\sum_{j=1}^N (\phi_{ij} \cdot \Gamma_j)^2} \quad (4.12.)$$

$$F_i = \frac{m_k \cdot \bar{\phi}_1}{\sum_{k=1}^N m_k \cdot \bar{\phi}_1} \cdot V \quad (4.13.)$$

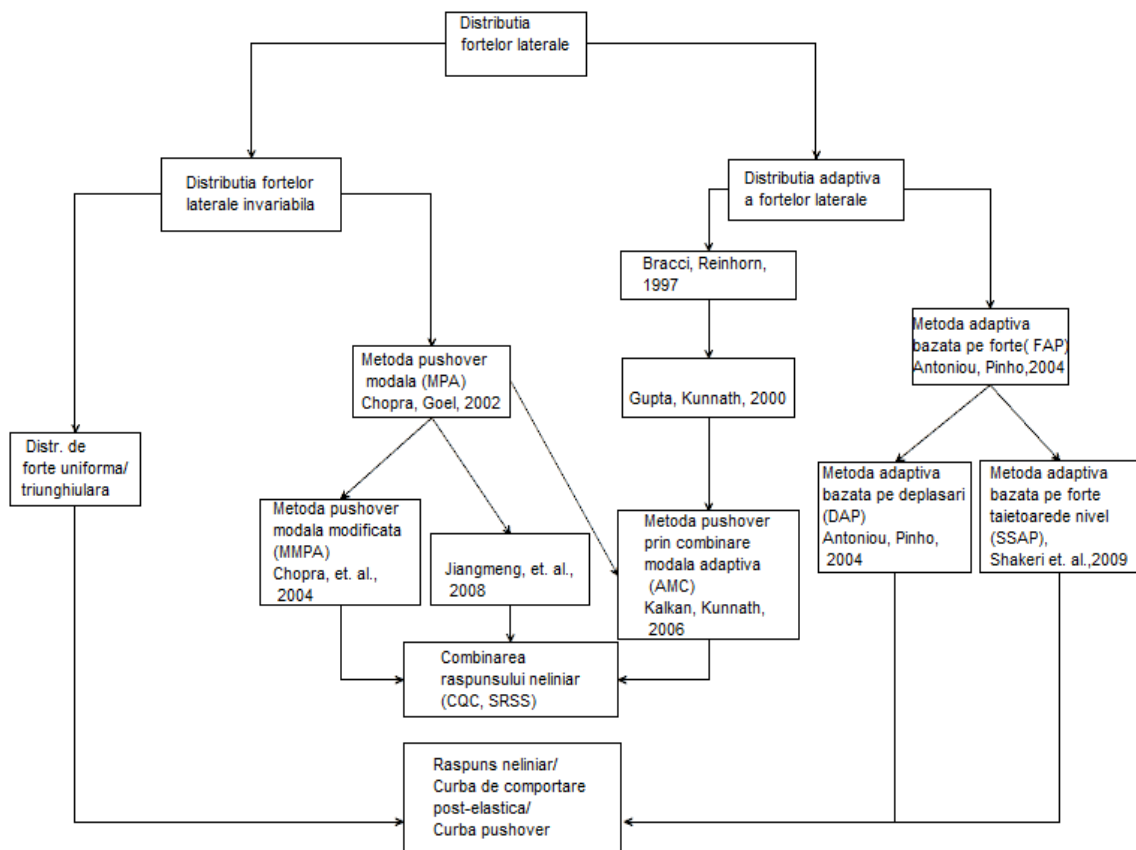


Fig. 4-3. Sinteza evoluției metodelor ASNL din punctul de vedere al distribuției forțelor laterale

În urma comparației rezultatelor, s-a constatat, că ASNL a aproximat cu acuratețe rezultatele ADNL. Autorii au ajuns la o concluzie similară cu cea a lui Jiangmeng și col., care afirmau, că ”modurile superioare de vibrație contribuie semnificativ la răspunsul inelastic numai în cazul, în care sistemul structural atinge o deplasare apropiată de cea ultimă” [78]: degradarea rigidității sistemului structural a afectat mai mult modul fundamental decât modurile superioare de vibrație, iar efectul acestora din urmă fiind important în cazul, în care structura are incursiuni în domeniul neliniar. [79]

Gupta și Kunnath [76] au propus un algoritm, în care, la fiecare iterație, forțele laterale sunt actualizate în funcție de caracteristicile dinamice instantanee ale structurii. Acest fapt se realizează prin efectuarea, la fiecare iterație, a unei analize statice neliniare, cu o distribuție de forțe determinată în prealabil pentru fiecare mod de vibrație luat în considerare. Rezultatele analizei modale sunt combinate, la sfârșitul fiecărei iterații, cu metoda SRSS, după care se actualizează vectorul de încărcare. În vederea obținerii unor rezultate și mai exacte Kalkan și Kunnath [80] au subliniat necesitatea de a sintetiza elementele cheie ale metodelor pushover avansate, care ofereau câte o soluție separat pentru fiecare problemă. Aceștia au combinat metodele MPA ale lui Chopra, [75] și cea a lui Gupta și Kunnath [76]

Metoda astfel obținută prezintă, pe de o parte, avantajul considerării modurilor superioare de vibrație, pe de altă parte, prin caracterul adaptiv, ia în considerare schimbarea caracteristicilor modale ale unui model plan. Metodologia completă include soluții referitoare la transformarea MDOF-SDOF, folosind concepte energetice și determinarea deplasării-țintă.

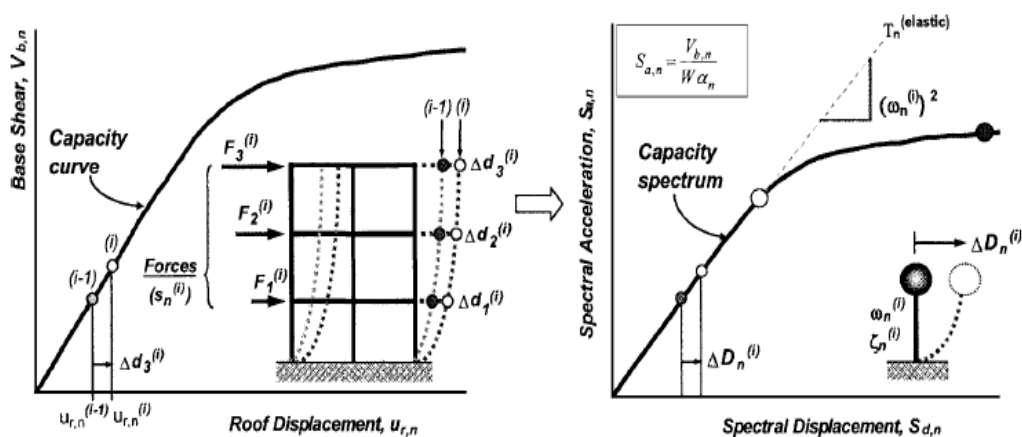


Fig. 4-4. Transformarea curbei de capacitate MDOF în diagrama de capacitate SDOF echivalentă cu ajutorul metodei energetice prin metoda AMC [80]

1. Cu ajutorul unei distribuții de forțe adaptive, aplicate la fiecare pas "i", se construiește curba capacitate pentru fiecare mod de vibrație „n” considerat. Vectorul de încărcare poate fi actualizat la fiecare pas, însă se recomandă alegerea ratei de actualizare astfel, încât să se creeze un compromis rezonabil între acuratețea rezultatelor și cerința de calcul.

$$s_n^{(i)} = m \cdot \phi_n^i \quad (4.14.)$$

2. Transformarea de la sistemul MDOF la sistemul SDOF, se realizează de obicei cu luarea în considerare a deplasării ultimului nivel. Prin folosirea distribuției de forțe adaptive, deplasările nivelurilor inferioare nu sunt proporționale cu deplasarea ultimului nivel. De aceea se propune folosirea unei metode energetice, elaborată de Hernandez-Montes [81] pentru determinarea deplasărilor sistemului SDOF echivalent.

3. La fiecare pas al iterației ”i” este calculat lucrul mecanic efectuat de fiecare nivel ”j”. Pentru a obține deplasarea totală $\Delta D_n^{(i)}$ a sistemului SDOF echivalent din pasul ”j” ,lucrul mecanic efectuat de toate nivelurile, calculat din produsul forțelor și deplasărilor, este împărțit la forța tăietoare de nivel totală din pasul ”i,, (relația (4.15.)). Astfel diagrama de capacitate SDOF echivalentă va fi compatibilă cu distribuția de forțe adoptată. Spectrul accelerațiilor $S_{a,n}$, se determină în mod obișnuit, prin împărțirea forței tăietoare de bază din fiecare mod de vibrație ”n,, $V_{b,n}$, cu masa totală W și cu coeficientul participării maselor din modul respectiv α_n . (relația (4.16.))

$$S_{d,n} = \sum \Delta D_n^{(i)} = \sum \left(\frac{\sum_{j=1,3}^{(i)} (F_{n,j}^{(i)} \cdot \Delta d_{n,j}^{(i)})}{\sum_{j=1,3}^{(i)} (F_{n,j}^{(i)})} \right) \quad (4.15.)$$

$$S_{d,a} = \frac{V_{b,n}}{W \cdot \alpha_n} \quad (4.16.)$$

4. Deplasarea-țintă pentru analiza pushover aferentă modului de vibrație „n” este determinată prin metoda CSM [60] - varianta cu spectre inelastice [46] - și reprezintă intersecția dintre curba de capacitate determinată cu ajutorul metodelor energetice prezentate mai sus, și spectrul inelastic pentru cerința de ductilitate μ .

5. Deplasarea-țintă D_n^{ip} din modul de vibrație „n” pentru sistemul SDOF este transformată în deplasarea sistemului MDOF $u_{r,n}^{ip}$, prin luarea în considerare a formei deformatei modale $\phi_{r,n}^{(ip)}$, și a proporției participării maselor $\Gamma_n^{(ip)}$ (relația (4.17.))

$$u_{r,n}^{ip} = D_n^{ip} \cdot \phi_{r,n}^{(ip)} \cdot \Gamma_n^{(ip)} \quad (4.17.)$$

6. Răspunsul total este obținut prin combinarea, prin metodele CQC sau SRSS răspunsurilor din cele „n” moduri de vibrație.

Aceiași autori [82] au comparat metoda în discuție cu alte metode de analiză statică neliniară. Astfel, este arătat, încă o dată, faptul, că analizele statice neliniare, cu distribuție invariabilă de forțe (bazate pe proprietăți elastice), nu pot captura efectele inelastice.

De asemenea, nici metoda MMPA [77], care ia în considerare modurile superioare elastice, nu poate să prezică contribuția inelastică a modurilor superioare de vibrație, în materie de rotații în etajele superioare. „În consecință, variația forțelor inerțiale trebuie luată în considerare în metode statice care reproduc răspunsul dinamic inelastic”. [80]

Antoniou și Pinho [71] propune o metodă, pe care o intitulează un “state-of-art” al metodelor adaptive apărute până în acel moment. Astfel, se prezintă procedeul „Force-Based Adaptive Pushover (FAP)”, care - conform lui Ferracuti și col. [83] - „nu diferă semnificativ de metodele pushover prezentate mai înainte, cu excepția faptului, că acesta este implementat pe un model, în cazul căruia caracteristicile neliniare (comportarea elasto-plastică) sunt luat în considerare prin conceptul de plastificare distribuită”.

Curbele de capacitate și diagramele drift - forță tăietoare, elaborate prin procedeul FAP prin și metodele tradiționale (cu distribuție triunghiulară și uniformă de forțe), sunt comparate cu rezultatele obținute prin analiza time-history.

În ceea ce privește acuratețea procedurii, autorii ajung la următoarele concluzii: Curbele pushover - trasate prin metoda FAP - sunt îmbunătățite, însă doar într-un mod nesemnificativ. Diagramele drift - forță tăietoare de bază sunt și ele mai apropiate de analiza time-history, dar, „în domeniul inelastic, acestea tind să introducă forțe excesiv de mari în zonele, unde se formează articulații plastice, supraestimând, în consecință, drifturile de nivel” [71]

În lucrarea publicată în 2005, Papanikolau și col. [84] ajung la concluzia, că analiza pushover prin intermediul distribuției de încărcare adaptivă nu oferă avantaje majore față de metodologia tradițională, care recurge la forțele laterale invariabile.

Principala cauză a acestui eșec s-a identificat în combinarea modală prin metodele SRSS și CQC, prin care, însă, nu sunt surprinse schimbările de semne ale vectorului de încărcare. Pentru a înlătura deficiențele semnalate în lucrările amintite mai sus, s-au elaborat diferite metode, prezentate în continuare în capitolul 4.2.2.5, care - deși folosesc combinațiile modale cvadractice - sunt capabile să surprindă eventualele schimbări de semne ale vectorului încărcare.

4.2.2.5. Metode avansate de analiză cu distribuție adaptivă de forțe

4.2.2.5.1. Metoda SSAP

Metoda numită „Story Shear Adaptive Pushover” (SSAP) [73] determină efectele modurilor superioare de vibrație pornind de la forțele tăietoare de nivel, spre deosebire de procedeul

„Displacement Based Adaptive Pushover” [71] , care ia în considerare deplasările de nivel pentru surprinderea efectelor inerțiale. Metoda poate lua în considerare efectele modurilor superioare de vibrație, interacțiunea modurilor de vibrație în domeniul inelastic și schimbările progresive ale caracteristicilor inerțiale ale clădirii. Prin tehnica de scalare adoptată, vectorul de actualizare al forțelor poate lua și sens negativ, aspect care va fi detaliat în cele ce urmează.

Conform autorilor, metoda constă în trei elemente cheie:

- actualizarea distribuției forțelor la fiecare pas, folosind forțele tăietoare de nivel,
- determinarea formei deformatei din distribuția forțelor de nivel
- transformarea curbei de capacitate MDOF în format SDOF, bazat pe modul fundamental și conceptele energetice

Datorită caracterului neconstant al valorii deplasărilor de nivel (care - cu excepția primului mod - pot lua și valori negative), nu se poate vorbi despre proporționalitatea deplasărilor dintre niveluri.

În consecință, pentru a putea determina valorile corespunzătoare sistemului SDOF într-un mod similar celui prezentat în articolul [80] , Shakeri și col. propun o metodă CSM [60] modificată, în care deplasările se corectează cu ajutorul unor metode energetice.

În continuare, se trec în revistă principalele elemente cheie ale metodei, fiind prezentată - pentru o mai bună înțelegere - și schema logică a unei analize pushover, care pune accentul pe algoritmul de actualizare al forțelor și neglijează celelalte aspecte: modelarea neliniarităților, algoritmul de rezolvare al ecuațiilor neliniare, determinarea deplasării-țintă etc.

1. La pasul iterației „t”, se efectuează o analiză de valori proprii pentru a calcula pulsația proprie a sistemului ω_j și modurile de vibrație Θ_j , respectiv forma deformatelor pentru fiecare nivel i, din modul j.

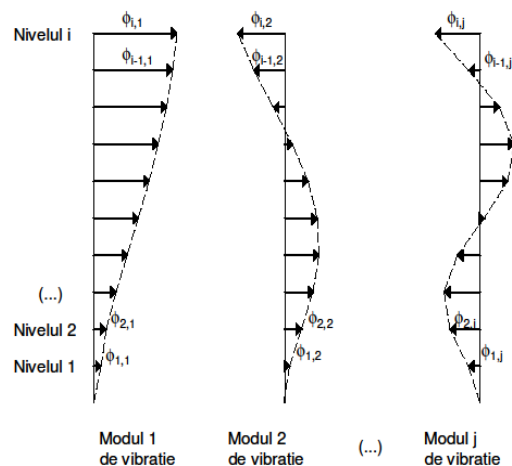


Fig. 4-5. Metoda SSAP: reprezentarea grafică a deplasărilor modale pentru nivelul i, din modul de vibrație j

2. Pentru numărul „i”, denotând modurile de vibrație stabilite în prealabil, se determină forțele modale asociate fiecărui nivel „j” notate cu F_{ij} .

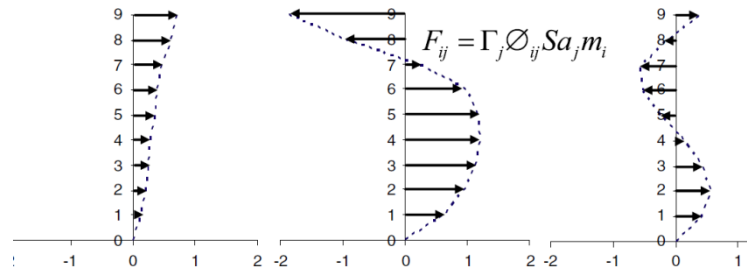


Fig. 4-6. Metoda SSAP: forțele tăietoare din la nivelul i din modul de vibrație j în [73]

3. Se calculează forțele tăietoare de nivel SS_{ij} , pentru fiecare nivel „i”, din modul „j”

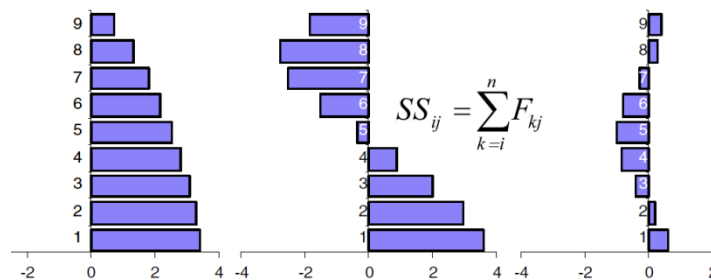


Fig. 4-7. Forțele tăietoare de nivel pentru fiecare mod j, în metoda SSAP [73]

4. Se calculează forțele tăietoare, combinate prin metoda SRSS, pentru fiecare nivel SS_i în parte. Se determină valoarea și semnul distribuției de forțe incrementale F_n prin scăderea valorii forței tăietoare de bază de la nivelurile consecutive, pornind de la nivelul parterului.

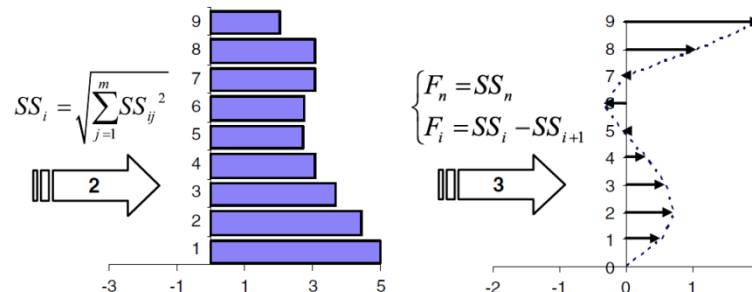


Fig. 4-8. Metoda SSAP: forțele tăietoare de nivel, combinate pentru fiecare nivel „j” (stânga) și vectorul de scalare (dreapta) [73]

5. Se normalizează distribuția de forțe incrementale, luând în considerare valoarea totală a forței tăietoare de nivel

$$\bar{F}_i = \frac{F_i}{\sum F_i} \quad (4.18.)$$

6. Se scalează incrementul de încărcare, pornind de la valoarea normalizată a distribuției forțelor tăietoare de nivel ΔV_b , determinată la punctul anterior.
7. Se aplică incrementul încărcării forțelor tăietoare de nivel, și se efectuează următorul pas al analizei începând de la punctul 1.

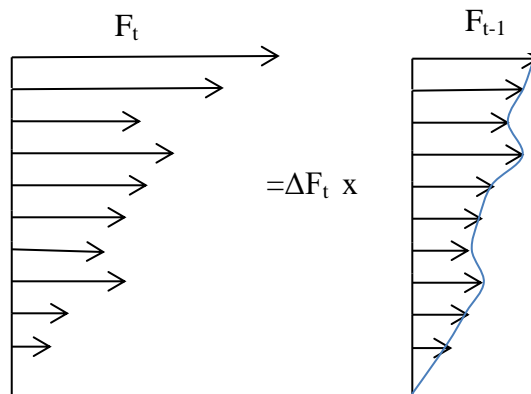


Fig. 4-9. Metoda DAP: actualizarea distribuției de forțe incrementale

$$F_t = F_{t-1} + \Delta F_t \quad (4.19.)$$

8. Se trece la pasul iterației „t+1”. Se repetă operațiunea, începând de punctul 1, până când matricea de rigiditate devine singulară (colaps).

Metoda propusă a fost evaluată prin analize time-history, în urma a șase înregistrări vizând clădirile SAC-20 și SAC-9, și comparată cu alte metode de analiză static-nelinară.

Metoda SSAP s-a dovedit performantă în evaluarea drifturilor de nivel, în situațiile în care contribuția modurilor superioare de vibrație a fost semnificativă. Totuși, distribuția de forțe conform primului mod de vibrație a reușit să surprindă mai bine evoluția driftului de nivel la etajele inferioare, în cazul cărora influența modurilor superioare de vibrație nu este semnificativă.

În consecință, autorii propun o metodă combinată, care, în cazul etajelor inferioare, ia în considerare driftul maxim din distribuția modală de forțe, iar, în privința etajelor superioare, driftul maxim din metoda SSAP.

4.2.2.5.2. Metoda DAP

În cea de-a doua lucrare prezentată în acest subcapitol, Antoniou și Pinho propun o metodă prin care urmăresc înlăturarea inexactităților legate de caracterul „întotdeauna pozitiv” al forțelor

tăietoare de nivel, calculate din combinațiile modale prin metoda SRSS. Se menționează faptul, că drifturile de nivel reprezintă cea mai importantă măsură a degradării structurale, iar semnul forțelor de nivel calculate prin metoda SRSS, care, în consecință, este întotdeauna pozitiv, se află în relație directă cu drifturile de nivel. Înlăturarea acestei deficiențe este realizată prin trecerea de la metoda bazată pe forțe la una fundamentată pe deplasări.

În metoda numită ”Displacement-Based Adaptive Pushover (DAP)”, forțele de nivel nu sunt aplicate direct pe structură, ele fiind rezultatul deplasărilor de nivel apărute în cadrul structurii. Altfel zis, încărcările aplicate pe structură sunt deplasări, din care mai apoi sunt deduse forțele laterale care acționează asupra structurii. Chiar dacă incrementul deplasării este pozitiv în cazul unui pas al iterației, forțele orizontale de nivel pot fi negative, dacă se constată reducerea driftului nivelului respectiv.

Pentru a nu crea confuzie precizăm faptul că în cele ce urmează, deplasările care sunt aplicate pe structură vor fi numite „încărcări”, iar rezultatele obținute vor fi numite „deplasări”. [71]

În cele de mai jos, vom descrie algoritmul de actualizare a forțelor din cadrul metodei DAP, reprezentată și în Fig. 4-10.

1. Similar cu metoda SSAP, la pasul iterației „t”, se efectuează o analiză de valori proprii pentru a calcula pulsația proprie a sistemului ω_j , modurile de vibrație Θ_j , și forma deformatelor pentru fiecare nivel i din modul j .
2. Se calculează drifturile de nivel, pentru fiecare nivel ” i ” combinate prin metoda SRSS sau CQC, cu scopul de a obține drifturile Δ_i combinate la nivelul i .

$$\Delta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \Delta_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n [\Gamma_j (\phi_{i,j} - \phi_{i-1,j})]^2 \cdot S_{d,j}} \quad (4.20.)$$

– de exemplu pentru nivelul 1, și în cazul a 3 moduri de vibrație:

$$\Delta_1 = \sqrt{[\Gamma_1 \cdot (\phi_{1,1} - \phi_{1,0})^2 \cdot S_{d,1} + \Gamma_2 \cdot (\phi_{1,2} - \phi_{0,2})^2 \cdot S_{d,2} + \Gamma_3 \cdot (\phi_{1,3} - \phi_{0,3})^2 \cdot S_{d,3}] } \quad (4.21.)$$

Cu toate că deplasarea maximă a unui nivel ne oferă indicii asupra comportării unei clădiri în timpul acțiunilor seismice, Antoniou și Pinho menționează, că aceasta nu ne oferă o viziune clară asupra degradării locale a rigidității. De aceea, aceștia propun metoda scalării bazate pe driftul de nivel, în care valorile drifturilor de nivel i , din modul de vibrație j , sunt însumate pentru a obține forma deformatelor incrementale. Conținutul frecvențelor este luat în calcul prin amplificările spectrale datorate spectrului deplasărilor S_d , în fiecare mod de vibrație j . Autorii menționează faptul, că acest pas al metodei constituie și o aproximație: se presupune, că drifturile maxime de la etajele diferite iau valoarea maximă în același timp.

Cu toate că se folosește metoda de combinare modală SRSS, distribuția forțelor poate să surprindă o anumită variație a rigidității din structură, datorită variabilității profilului forțelor. Avantajul major al metodei constă în aceea, că forțele aplicate la fiecare pas pot scădea sau lua valori negative, dacă se constată scăderea drifturilor de nivel de la un anumit nivel. Prin deplasările spectrale S_d , și conținutul de frecvențe ale mișcării seismice este luat în calcul, ceea ce duce la valori mai apropiate de ADNL.

3. Calculul vectorului de scalare normalizat

Vectorul de scalare normalizat $\bar{\Delta}_i$ (Fig. 4-12) reflectă starea rigidității structurii, așa cum a fost calculată la sfârșitul incrementului precedent -, este adimensional și definind numai forma, nu și mărimea incrementului de încărcare.

Determinarea vectorului de scalare se poate efectua folosind pe de o parte, deplasarea maximă de nivel, pe de altă parte o tehnică de scalare bazată pe drifturile de nivel.

În cazul de față, este prezentată varianta de scalare bazată pe drifturile de nivel. Valoarea vectorului normalizat de scalare este egală cu proporția deplasării/ driftului de la nivelul i și a maximului acestei valori. (4.22.).

$$\bar{\Delta}_i = \frac{\Delta_i}{\max(\Delta_i)} \quad (4.22.)$$

4. Calculul incrementului curent de încărcare $\Delta\lambda_t$

Rezultatele fiecărei analize pushover trebuie controlate. În literatura de specialitate se disting două procedee. Prin controlul încărcării, se înțelege cazul în care factorul de încărcare λ este controlat în mod direct de către algoritmul de calcul, răspunsul structural (deplasările) fiind rezultatul scalării vectorului de încărcare. Dacă în cazul metodelor bazate pe forțe, controlul analizei prin încărcări și prin deplasări dă rezultate cu totul diferite, în cazul metodei bazate pe deplasări ambele posibilități de control al analizei duc la același rezultat [71]. De aceea, în metoda DAP este implementată varianta mai simplă, și anume: controlul prin încărcări.

$$\Delta\lambda_t = \lambda_t - \lambda_{t-1} \quad (4.23.)$$

5. Actualizarea vectorului de încărcare

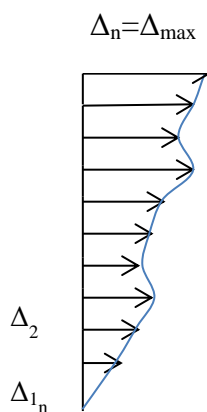
Pentru efectuarea acestui pas, sunt posibile două alternative: actualizarea totală sau incrementală. În cazul actualizării totale, produsul factorului total de încărcare, al vectorului de scalare - normalizat curent la pasul t al analizei - și al vectorului nominal de încărcare dau valoarea vectorului de încărcare, care va fi folosit pentru a efectua analiza la pasul curent „ t ”.

În urma studiilor realizate de autorii metodei, s-a observat, că această variantă de actualizare a vectorului de încărcare creează instabilitate numerică.

De aceea Antoniou și Pinho sugerează actualizarea incrementală a vectorului de încărcare, variantă care –conform autorilor - este stabilă din punct de vedere numeric și dă rezultate exacte.

Datorită actualizării, la fiecare pas, a formei vectorului de încărcare U_t , în cadrul metodei, aceasta va avea o formă uniform-rectangulară, pentru a nu distorsiona rezultatele obținute la fiecare pas al analizei. Este de preferat, ca mărimea vectorului inițial de încărcare U_0 să fie aleasă astfel, încât factorul de încărcare λ să poată lua valori de la 0 la 1, unde 1 este capacitatea laterală a structurii.

Noul increment al încărcărilor este însumat cu încărcările existente pe structură, din pasul „t-1”. Acesta din urmă este produsul dintre incrementul curent de încărcare $\Delta\lambda_t$, a vectorul de scalare - normalizat curent \bar{D}_t , la pasul t al analizei - și a vectorului de încărcare nominal U_0 .



6.

Fig. 4-10. Metoda DAP: vectorul drifturilor de nivel combinate

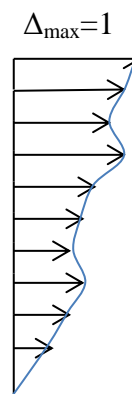


Fig. 4-11. Metoda DAP: vectorul de scalare normalizat din

6. Se repetă operațiunea, începând de la punctul 1, până când se matricea de rigiditate devine singulară (colaps)

Metoda DAP a fost validată printr-un studiu amplu care a implicat rularea a cca. 800 de analize incrementale (IDA). Valorile în materie de curbe de capacitate, drifturi de nivel și deplasări maxime ultime, obținute prin ASNL cu distribuție de forțe invariabile, și distribuție de forțe adaptive, au fost comparate cu rezultatele analizelor IDA.

Rezultatele au arătat, că distribuția de forțe conform primului mod de vibrație oferă curbe de capacitate cu acuratețe similară distribuției de forțe adaptive conform metodei DAP, însă, în predicția driftului de nivel, se constată o eroare de cca. 200-300%, metodele adaptive fiind superioare în această privință.

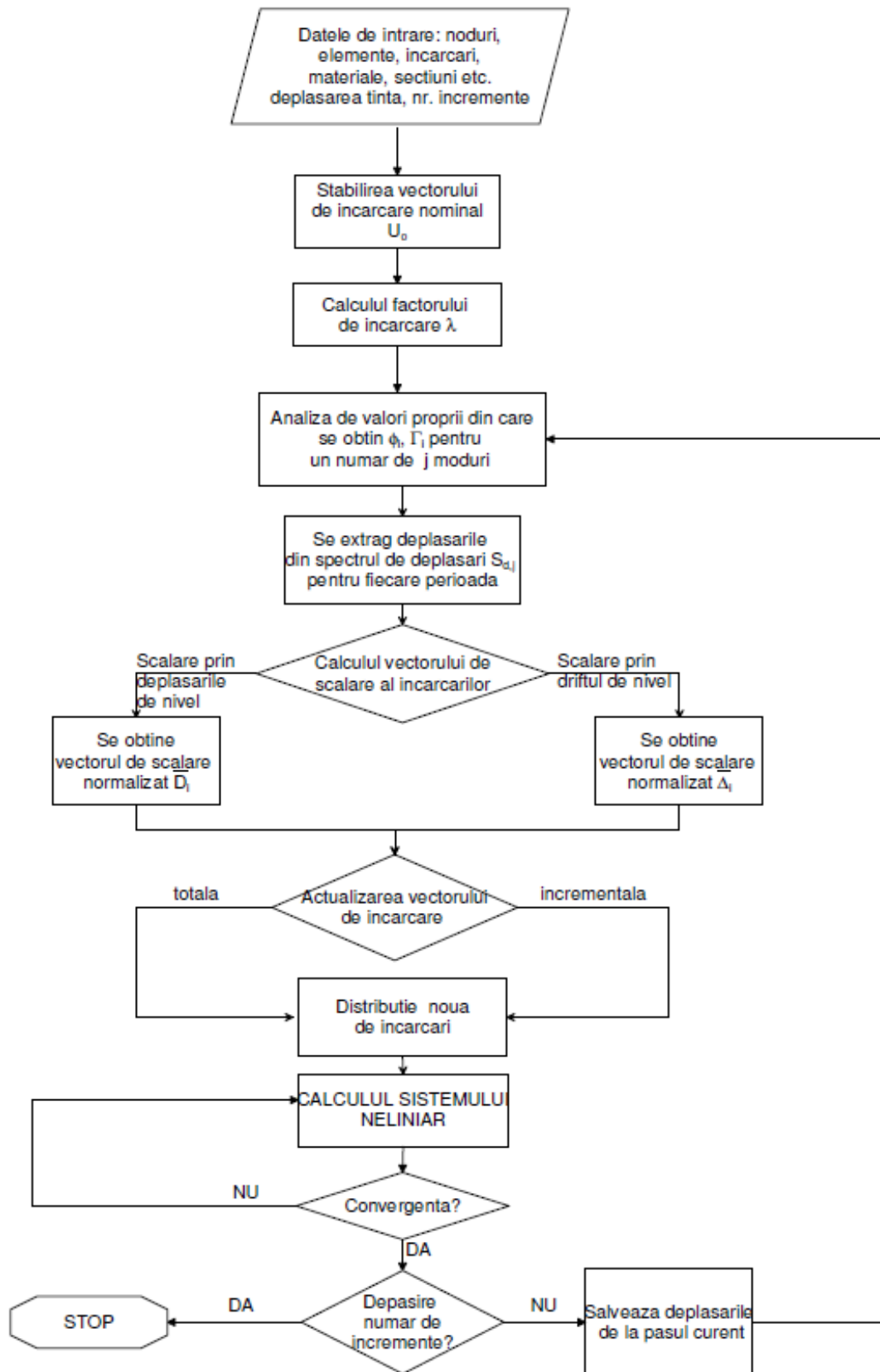


Fig. 4-12. Metoda DAP: algoritmul de actualizare al vectorului încărcare

4.2.3. Determinarea deplasării-țintă prin metodele analizei statice neliniare

4.2.3.1. Metode care recurg la folosirea spectrelor elastice echivalente

4.2.3.1.1. Metoda Spectrului de Capacitate (CSM)

Metoda Spectrului de Capacitate (Capacity Spectrum Method-CSM) elaborată de Freeman [85] este prima metodă care a fost utilizată într-un cadru larg de către inginerii proiectanți. Aceasta a apărut în anul 1996 în cadrul raportului ATC-40 [60], raport destinat pentru evaluarea și reabilitarea construcțiilor din beton armat.

Pentru determinarea deplasărilor inelastice, procedeul introduce conceptul ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum). Conform procedurii ADRS (denumit în continuare A-D), curba pushover - idealizată biliniar - este suprapusă spectrului elastic echivalent, dedus dintr-un procedeu iterativ.

Prin procesul descris la punctele 1-4, procedeul iterativ converge către valoarea finală a deplasării-țintă. De regulă, procedeele similare, bazate pe liniarizarea echivalentă, diferă între ele prin determinarea perioadei și a amortizării echivalente.

În cadrul raportului ATC-40 sunt prezentate 3 procedee pentru determinarea deplasării-țintă. Procedeul A, cel mai răspândit, este o metodă grafic-iterativă, procedeul B este una iterativă, iar procedeul C este o metodă grafică.

Procedeul A

Pentru determinarea deplasării-țintă, ATC-40 recomandă utilizarea Procedeului A. Acesta din urmă presupune o serie de iterații. Metodologia prezentată în ATC-40 se poate rezuma după cum urmează:

1. Se propune o valoare a deplasării-țintă, prin regula deplasărilor egale
2. Se determină punctul, în care curba capacității structurii – reprezentată în format A-D - intersectează spectrul de răspuns, transformat în format A-D și redus cu ajutorul amortizării. Rigiditatea laterală echivalentă se consideră identică cu cea reală (panta curbei biliniare este secantă la curba de capacitate)
3. Dacă acest punct diferă cu o marjă de eroare mai mică de 5% față de aproximația inițială, deplasarea-țintă este cea determinată prin regula deplasărilor egale
4. În cazul în care intersecția curbei de capacitate și a spectrului elastic redus nu se situează în această marjă de eroare, se începe procesul iterativ, pornind de la un alt punct, până când iterația converge spre deplasarea-țintă

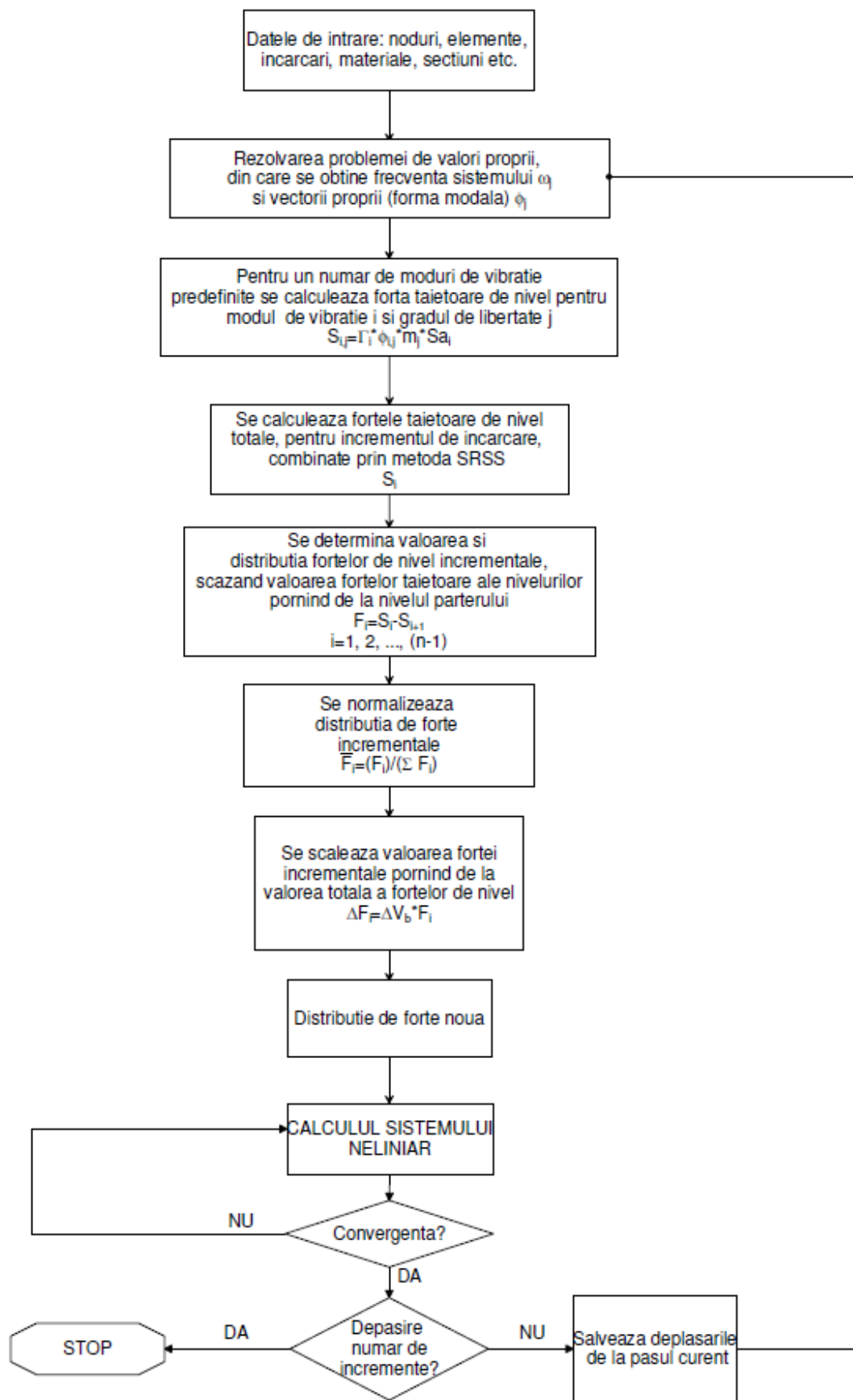


Fig. 4-13. Metoda SSAP: algoritmul de actualizare a forțelor incrementale

Reprezentarea caracterului inelastic al cerinței seismice

Efectul incursiunii sistemului structural în domeniul inelastic este luat în considerare prin suma valorii procentuale - reprezentând amortizarea vâscoasă (β_o) - și a amortizării hysteretice, care este considerată constantă (5%).

$$\beta_{eff} = \kappa \cdot \beta_o + 0.05 \quad (4.24.)$$

Termenul β_o reprezintă amortizarea vâscoasă și este calculată din raportul dintre energia disipată prin amortizarea vâscoasă E_D și energia maximă de deformație E_{So} .

$$\beta_o = \frac{1}{4 \cdot \pi} \cdot \frac{E_D}{E_{So}} \quad (4.25.)$$

În funcție de capacitatea de amortizare vâscoasă a unei structuri, construcțiile sunt clasificate, în raportul ATC-40, în structuri noi - cu amortizare hysteretică aproximând 100% (Tip A), respectiv, 66% (Tip B) – și vechi, cu amortizare hysteretică de cca. 33% (Tip C).

În cadrul raportului, caracteristica de amortizare hysteretică este aproximată prin coeficientul κ . Valorile acestuia sunt în relație cu caracterul hysteretic al curbei pushover, definit prin termenul β_o .

În raportul ATC-40, reducerea spectrului elastic de proiectare, în funcție de suma amortizărilor vâscoase și hysteretice, este realizată cu ajutorul următoarelor formule:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \cdot \ln(\beta_{eff})}{2.12} \quad (4.26.)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln(\beta_{eff})}{1.65} \quad (4.27.)$$

Procedeu B

Procedeu B este o variantă simplificată a procedeuului A, prin care găsirea punctului de performanță se realizează direct, fără iterații. Acest lucru este posibil prin asumarea faptului, că atât panta inițială, cât cea post-elastică din diagrama biliniară a capacității rămâne constantă, alături de punctul de curgere. Prin aceasta, se creează o relație directă între amortizarea β_{eff} și deplasarea-țintă, din care rezultă direct valoarea acestuia.

Procedeu C

Procedeu C este o metodă grafică, recomandată pentru calculul manual. Totodată, acesta este varianta grafică a procedeuului B, fără ipoteza simplificatoare, conform căreia panta reprezentării biliniare a capacității este constantă. Procedeu se poate descrie în modul următor:

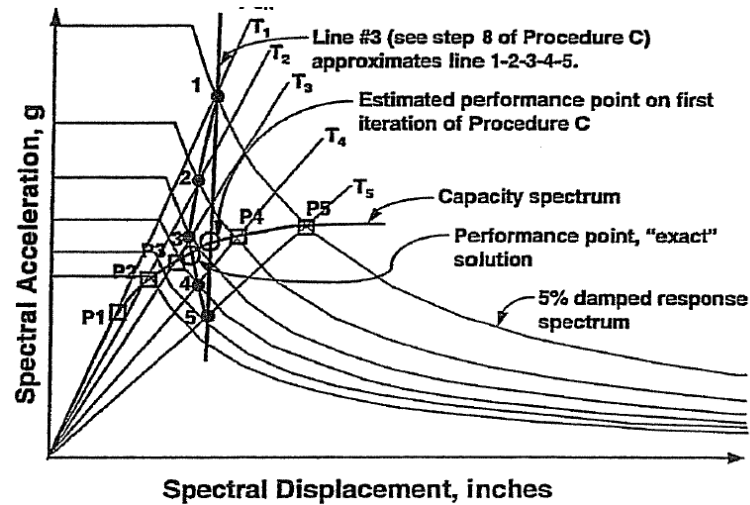


Fig. 4-14. Determinarea deplasării-țintă conform ATC-40 prin „Procedeu C,,

1. Se trasează o serie de spectre reduse cu diferite valori ale amortizării
2. Pe același grafic se trasează diagrama biliniară de capacitate
3. Deoarece panta acestuia (rigiditatea sistemului structural) nu este considerată constantă, prin regula deplasărilor egale se poate determina deplasarea-țintă inițială pentru fiecare valoare presupusă a amortizării β_{eff} .
4. Aceste puncte marcate de la 1 la 5 pe Fig. 4-15 nu sunt coliniare, dar cu ajutorul lor se poate trasa o polilinie. În cadrul procedeuului C este necesară determinarea a punctului 1, care corespunde la $\beta_{\text{eff}}=5\%$, adică unei amortizări histeretice egale cu 0 (cazul elastic).
5. Metoda aproximează linia definită de punctele 1-5, printr-o linie verticală. Punctul, în care această linie intersectează curba de capacitate, reprezintă prima estimare a deplasării-țintă. Dacă acest punct nu diferă cu o marjă de eroare mai mică de 5% față de aproximația inițială am găsit deplasarea-țintă.
6. În caz contrar se reia procesul iterativ

4.2.3.2. Metode care recurg la folosirea spectrelor inelastice

4.2.3.2.1. Metoda coeficienților de deplasare (DCM)

Pe lângă metoda CSM publicată în raportul ATC-40 [60], documentele FEMA 273 [61] și 356 [62] au fost printre primele coduri seismice care au propus o metodă pentru evaluarea deformațiilor inelastice ale structurilor.

Metoda intitulată ”Displacement Coefficient Method” (DCM) calculează deplasările inelastice ale unui sistem MDOF din produsul valorii deplasării elastice a sistemului echivalent SDOF, cu câteva coeficienți. Acești coeficienți cuantifică rigiditatea laterală, comportarea histeretică și neliniaritatea geometrică a structurii, precum și factorul de amplificare, care depinde de regiunea spectrală în care se încadrează structura. Procedeu este neiterativ și nu oferă reprezentare grafică.

Deplasarea-țintă se poate obține cu ajutorul formulei:

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot g \quad (4.28.)$$

, unde

C_0 - este coeficientul de participare a maselor din primul mod de vibrație a sistemului MDOF, la nivelul nodului de control, sau coeficientul modal de participare, calculat din forma vectorului propriu la deplasarea-țintă. Alternativ se pot folosi și valorile tabelare.

Trebuie menționat și faptul, că, teoretic, FEMA 273/356 permite utilizarea unui factor de transformare, care nu este în relație directă cu distribuția adoptată a forțelor laterale [86]

C_1 - este coeficientul, care ia în considerare deplasările inelastice maxime ale sistemului SDOF din cadrul deplasării sistemului elastic. Valoarea ei este calculată conform relațiilor propuse de Vidič [48].

Se aplică ipotezele prezentate în capitolul 3.3.2. și anume: pentru structuri cu perioade medii și lungi se aplică regula deplasărilor egale iar pentru perioade scurte este propusă o formulă menită să ia în calcul faptul că deplasările inelastice în această regiune sunt mai mari decât reducerea solicitărilor interioare datorită ductilității structurii (Ec. (4.29.)). Limita superioară a coeficientului C_t este stabilită la 1,5.

$$\begin{aligned} C_1 &= 1 && \text{pentru } T_e \leq T_c \\ C_1 &= 1 + (R_\mu - 1) \cdot \frac{T_e}{T_c} && \text{pentru } T_e > T_c \end{aligned} \quad (4.29.)$$

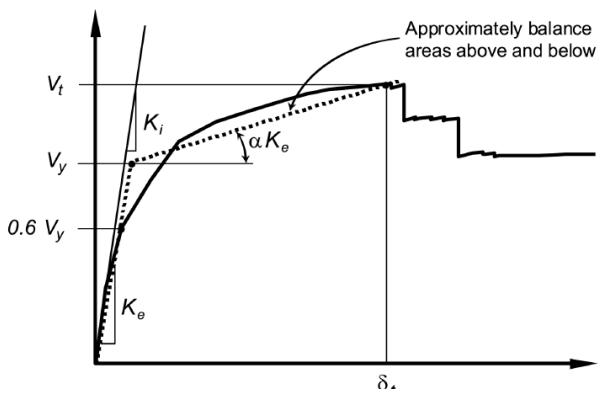


Fig. 4-15. Curbă de capacitate cu panta post-curgere pozitivă - FEMA 356 [62]

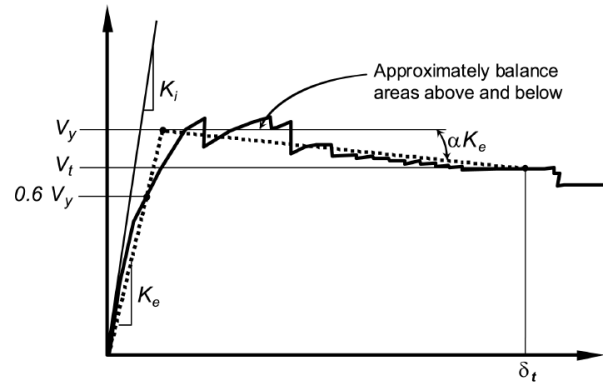


Fig. 4-16. Curbă de capacitate cu panta post-curgere negativă - FEMA 356 [62]

C_2 - este coeficientul, care ia în calcul efectul comportării hysteretice neuniforme și pierderea de rigiditate. Este permisă neglijarea coeficientului în calcul efectul comportării hysteretice neuniforme și pierderea de rigiditate. Este permisă neglijarea coeficientului C_2 ($C_2 = 1$). În caz contrar se vor folosi valorile din tabel clasificate din punctul de vedere al nivelului de performanță a configurației și a rigidității sistemului structural. Pentru valori, cititorul este îndrumat către documentele FEMA 273 [61] și 356 [62].

C_3 - este coeficientul, care ia în considerare efectul deplasărilor crescute în urma efectelor P- Δ . În cazul clădirilor, care au curba de capacitate cu panta post-curgere pozitivă (Fig. 4-16), coeficientul C_3 este ia egal cu 1, în timp cazul celor care au curba de capacitate cu panta post-curgere negativă (Fig. 4-17)

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha| \cdot (R_\mu - 1)^{1.5}}{T_1} \quad (4.30.)$$

, unde α - desemnează relația dintre rigiditatea post-elastică și cea elastică, recurgând la o relație biliniară forță-deformație, conform Fig. 4-16 și Fig. 4-17.

4.2.3.2.2. Metoda N2

Nu există consens asupra metodelor de determinare a perioadei și a amortizării echivalente în cadrul metodelor inelastice bazate pe liniarizare echivalentă cum este și metoda CSM, prezentată în capitolul 4.2.3.1.1. De asemenea, s-a demonstrat faptul că perioada și amortizarea echivalentă nu sunt în relație directă, stabilirea valorilor acestora necesitând un proces iterativ [46].

Pornind de la aceste considerente Fajfar [46] a propus o variantă modificată a CSM, în care pentru deducerea spectrului inelastic folosește factori de reducere rezultați din energia hysteretică disipată a structurilor ductile, în loc de amortizarea vâscoasă folosită de către CSM.

Conform autorului, metoda reprezintă este un caz special al metodei DCM din FEMA 273/356, cu avantajul transparenței, datorită formulării matematice și reprezentării grafice.

Metoda propusă de Fajfar, numită N2 ("Neliniar-2 modele matematice"), a fost inclusă și în Eurocode 8. Aceasta din urmă diferă de articolul de referință [46] într-o mică măsură, în notații și formulări, motiv pentru care referirile din cadrul tezei vor fi făcute la sursa principală.

Metoda N2 se poate rezuma astfel:

1. Pe un model structural plan MDOF se efectuează o analiză pushover. Distribuția forțelor este una conform primului mod de vibrație, aceasta fiind, în consecință, este în legătură directă cu forma asumată a deformatiei. Potrivit lui Fajfar, cel mai critic punct al metodei îl constituie considerația, că forma deformatiei structurii rămâne fixă în timpul mișcării seismice. Pe de altă parte, această distribuție facilitează transformarea sistemului MDOF în sistem SDOF, măbind transparența metodei.
2. Pentru a efectua transformarea sistemului MDOF în sistem SDOF, se calculează coeficientul de participare din primul mod de vibrație Γ . Din cauza faptului, că rigiditatea sistemului SDOF se consideră egală cu cea a sistemului MDOF, valorile deplasării D^* și ale forței tăietoare F^* , corespunzătoare sistemului SDOF, se obțin ușor, și anume, prin împărțirea deplasării și forței tăietoare de bază - care caracterizează sistemul MDOF cu coeficientul Γ . (Fig. 4-18)

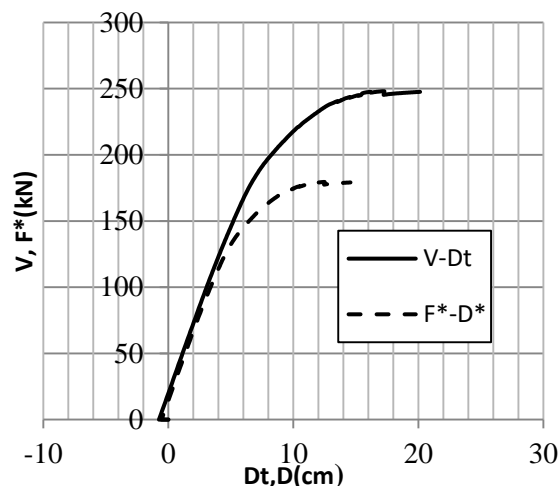


Fig. 4-17. Metoda N2: determinarea curbei de capacitate pentru sistemul SDOF

3. Curba forță-deplasare pentru sistemul SDOF se simplifică (idealizează) în ipoteza în care rigiditatea după curgere a sistemului este 0, respectiv, când forța tăietoare aferentă deplasării la curgere D_y^* și celei ultime sunt egale D_u^* . ($F_y^* = F_u^*$)

Construirea diagramei biliniare se poate efectua grafic, prin găsirea punctului D_y^* la forța (constantă) $F_y^* = F_u^*$. Condiția, care trebuie îndeplinită este ca ariile - situate între curba de capacitate MDOF și curba de capacitate SDOF și care dau valoarea energiei de deformație E_m - să fie egale. Alternativ se poate folosi formula (4.31.), pentru a calcula, pe cale analitică, valoarea exactă a deplasării D_y^* . [40](Fig. 4-19)

$$D_y^* = 2 \cdot \left(D_u^* - \frac{E_m}{F_y^*} \right) \quad (4.31.)$$

4. Ultimul pas în procesul de determinare a deplasării-țintă este transformarea diagramei de cerință și de capacitate în format spectru accelerației-spectru deplasării (A-D). Pentru obținerea diagramei de capacitate, se împart forțele F^* tăietoare pentru sistemul SDOF, cu masa m^* a sistemului SDOF, iar pentru obținerea cerinței, se calculează spectrul deplasărilor S_{de} cu ajutorul relației (4.33.). Perioada de vibrație a sistemului echivalent se determină cu relația (4.34.), similar cu FEMA 273/356.

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (4.32.)$$

$$S_{de} = \frac{T^{*2}}{4 \cdot \Pi^2} \cdot S_{ae} \quad (4.33.)$$

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot D_y^*}{F_y^*}} \quad (4.34.)$$

5. Printr-o rearanjare a termenilor în relațiile lui Vidič [48] (Ec.(4.35.)), relații folosite și de FEMA 273/356, se pot calcula cerința de ductilitate μ , luând în considerare și factorul de reducere accelerațiilor R_μ calculat cu ajutorul relației (4.35.).

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (4.35.)$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_c$$

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T} + 1 \quad T < T_c \quad (4.36.)$$

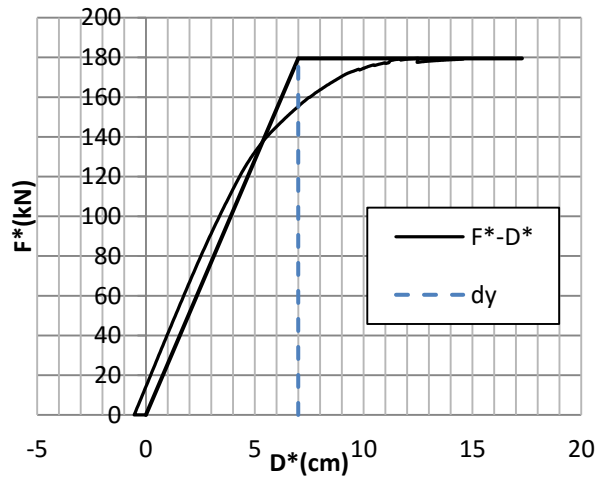


Fig. 4-18. Metoda N2: idealizarea biliniară a curbei de capacitate SDOF

6. Fiind cunoscută forța tăietoare de bază la curgere F_y^* a sistemului SDOF, deplasarea la curgere D_y^* se calculează prin metoda grafică folosind regula conservării energiilor egale induse descrisă în capitolul. Alternativ deplasarea-țintă se poate exprima prin relația (4.37.), sau se poate determina grafic prin intersecția diagramei de capacitate în format A-D cu spectrul inelastic redus din spectrul elastic.(Fig. 4-20)

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} \cdot S_{de} \cdot (1 + (R_\mu - 1) \cdot \frac{T_c}{T}) \quad (4.37.)$$

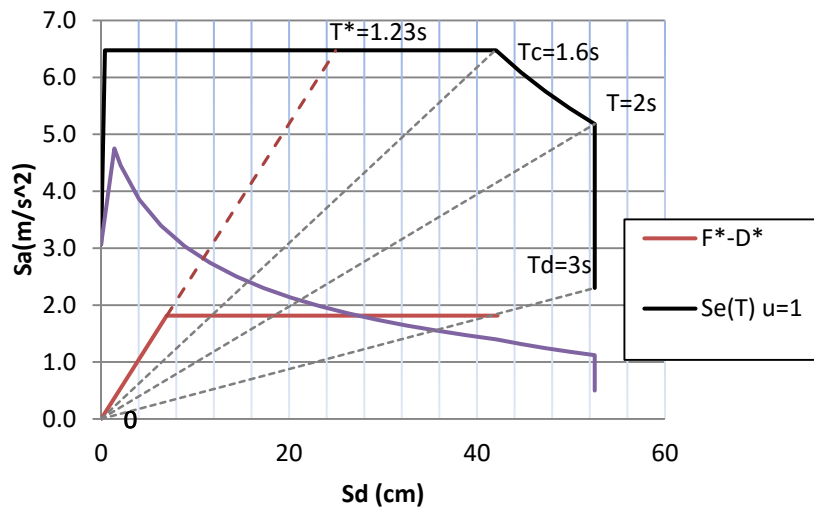


Fig. 4-19. Metoda N2: determinarea deplasării-țintă prin varianta grafică

7. Prin ecuația (3.22) care definește relația inversă SDOF-MDOF se obține deplasarea-țintă pentru sistemul MDOF.

$$D_i = S_d \cdot \Gamma \quad (4.38.)$$

În final, se efectuează o analiză pushover, prin care structura este împinsă până la deplasarea-țintă. Se verifică performanța seismică prin deplasări și deformații.

4.2.4. Evaluarea performanțelor seismice ale structurilor

4.2.4.1. Aspecte ale proiectării bazate pe performanță

Conform lui Krawinkler și Miranda, proiectarea bazată pe performanță se dorește a fi o metodă rațională, care să nu aibă nimic în comun cu convențiile bazate pe experiență ale metodelor tradiționale de calcul. Acest lucru ar presupune o proiectare antiseismică, în fond, care se bazează pe mai multe considerente științifice, respectiv, pe mai puține formulări empirice și care ar crește nivelul de acuratețe a rezultatelor”. [87]

S-a confirmat și faptul, că pierderile materiale cauzate de cutremurele considerate minore sunt însemnate, iar cele provocate de seismele majore depășesc cu mult predicțiile. Din această cauză, și metodologia proiectării bazate pe performanță (PBP) se dovedește a fi una care acceptă atât pagubele materiale structurale, cât și pe cele nestructurale.

Considerațiile din urmă facilitează atingerea obiectivului proiectării antiseismice, și anume: construcția unor clădiri sigure și economice.

Unul dintre marile avantaje ale PBP constă în faptul, că, prin reprezentările computerizate ale deplasărilor și rotirilor, se asigură o perspectivă de ansamblu asupra comportării structurilor solicitate la acțiuni dinamice.

Astfel, se pot evidenția consecințele degradării rigidității unui element asupra comportamentului structurii întregi și se pot monitoriza discontinuitățile de rezistență, în plan sau în elevație, care ar putea duce la schimbarea caracteristicilor dinamice ale structurii.

Conform celor arătate mai sus, PBP se dovedește a fi o metodologie aplicabilă și în cursul reabilitării acelor structuri existente, care au fost proiectate greșit sau au fost avariate în urma unor cutremure puternice.

Spre deosebire de metodele tradiționale de proiectare, care necesită verificări simple ale elementelor și ale construcției în ansamblu (drifturile de nivel), PBP presupune o verificare detaliată în vederea confirmării atingerii nivelului de performanță.

Astfel, se examinează dacă deplasările (de ex. deplasările globale sau cele relative de nivel), deformațiile (de ex. rotirile în articulațiile plastice), în cazul elementelor ductile, rezistențele, în cazul elementelor fragile (de ex. forțele axiale în contravântuiri, forțele tăietoare în rigle de cuplare), asociate nivelului de solicitare, sunt mai mici, decât cele acceptate.

Cu toate că normele de proiectare seismice în vigoare au ca cerință de bază detalierea nodurilor și secțiunilor pentru a asigura comportarea lor ductilă, acestea nu specifică modul de răspuns a structurii la forțe mai mari decât cele elastice. De aceea, „proiectarea bazată pe performanță trebuie urmată neapărat de o execuție bazată pe performanță, în sensul în care asigurarea calității (a caracteristicilor asumate în calcul) trebuie să joace rolul principal” [87]

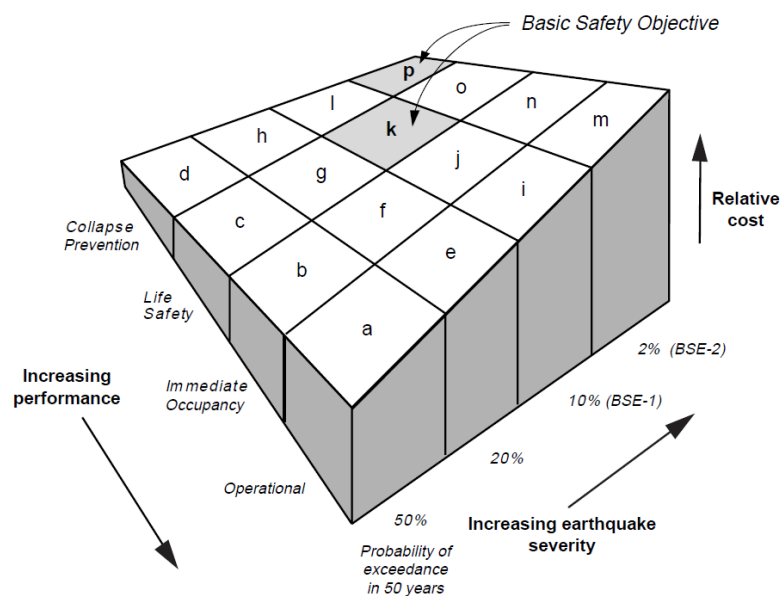
4.2.4.2. Prevederile codurilor de proiectare pentru evaluarea performanțelor seismice

Conceptele de bază ale proiectării bazate pe performanță au fost stabilite în cadrul raportului Vision 2000 [37]. Documentul elaborat de Structural Engineers Association of California (SEAOC) definește patru obiective de performanță, care reprezintă cuplarea nivelului de performanță a clădirii cu nivelul așteptat al intensității seismice. Altfel zis, obiectivele de performanță descriu felul degradărilor, pierderilor economice și întreruperilor în funcționarea clădirii, care pot interveni în cursul unui cutremur [61]

Publicate mai târziu, documentele FEMA 273/356 [61,62] definesc cantitativ criteriile de acceptanță pentru deplasările, rotirile sau forțele aferente nivelurilor de performanță.

Cele patru niveluri de performanță structurale din FEMA 273/356 sunt:

- **S-1: ocupare imediată:** clădirea continuă să funcționeze fără degradări majore
- **S-2: controlul degradărilor:** clădirea continuă să funcționeze cu degradări minore
- **S-3: siguranță a vieții:** degradările sunt moderate, viața ocupanților este protejată
- **S-4: prevenire a colapsului:** viața ocupanților este periclitată, dar nu intervine colapsul clădirii



- Fig. 4-20. Reprezentarea bidimensională a obiectivelor de performanță din FEMA 274 [88]

Spre deosebire de Vision 2000, în a FEMA 273/356, obiectivele de performanță sunt stabilite prin combinarea nivelurilor structurale și nestructurale de performanță și prin corelarea acestora (Fig. 4-21).

În cadrul FEMA 273/356 definirea cutremurelor BSE-1 și BSE-2 ("Basic Safety Eartquake") se face – pe cale probabilistică (Tab. 4-1) , similar celor relatate în cap. 3.2.3.1.

Pe Fig. 4-21 pot fi observate relațiile dintre factorii care guvernează obiectivele de performanță. În vederea atingerii **obiectivelor fundamentale de siguranță** ("Basic Safety Objective"-BSO), structura trebuie să îndeplinească simultan (Fig. 4-21):

- k - criteriul de prevenire a colapsului în privința cutremurului cutremurul BSE-1 cu IMR de 475 ani
- p - criteriul de siguranță a vieții în privința cutremurului cutremurul BSE-2 cu IMR de 2475 ani

Îndeplinirea obiectivelor k+p, respectiv, una dintre criteriile a, e, i, m sau b, f, j, n sunt considerate obiective sporite. Un singur obiectiv dintre k, p, c, g, d, h este considerat obiectiv limitat, acesta nefiind recomandat.

Probabilitatea de depășire	Interval mediu de recurență (IMR)
50% în 50 de ani	72 ani
20% în 50 de ani	225 ani
BSE-1: 10% în 50 de ani	475 ani
BSE-2: 2% în 50 de ani	2475 ani

Tab. 4-1. Definirea probabilistică a acțiunii seismice în FEMA 273

Criteriile de acceptanță în privința deformațiilor survenite în elementele ductile controlate prin deformații, respectiv, în privința forțelor prezente în elementele fragile controlate prin forțe sunt date pentru fiecare nivel de performanță și pentru fiecare tip de sistem structural. Pentru valori exacte, cititorul este îndrumat spre capitolele 5-8 din FEMA 273/356.

În codurile europene, proiectarea bazată pe performanță nu există în sensul conceputului lansat în Vision 2000 și FEMA 273/356. Totuși, similar metodologiei nord-americane, în normativul SR-EN 1998-3-2005 [89] sunt stabilite „obiectivelor fundamentale de siguranță” prin trei stări-limită:

- starea-limită de prevenire a prăbușirii (NC), privind cutremurul cu IMR=2475 ani
- starea-limită de degradare semnificativă (SD), privind cutremurul cu IMR=475 ani
- starea-limită de reducere a degradării (DL), privind cutremurul cu IMR=225 ani

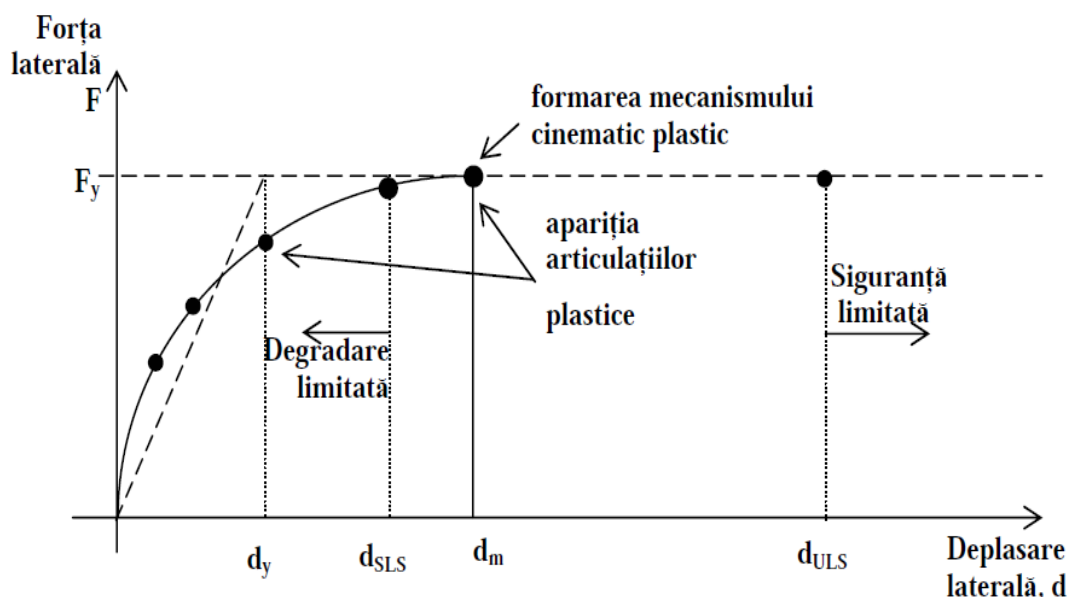


Fig. 4-21. Reprezentarea nivelelor de performanță stabilite în normativul P100-2006 [40]

Capacitățile de deformare a elementelor structurale în timpul celor trei stări-limită în materie de rotiri, respectiv, capacitatea de deformare axială sunt prezentate în Anexa C.

Spre deosebire de FEMA 273/356, criteriile sunt prezentate într-un cadru mai restrâns, aplicarea lor fiind mai limitată. Criteriile de acceptanță nu sunt diferențiate pe tipuri de structură, elemente structurale și nestructurale sau domenii de aplicație.

În normativul românesc P100-2013 [40], proiectarea se efectuează prin îndeplinirea a două stări limită, echivalente cu două „obiective fundamentale de siguranță” :

- starea limită de serviciu (SLS), privind cutremurul cu IMR=30 ani
- starea limită ultimă (SLU), privind cutremurul cu IMR=225 ani

În Anexa E, limitele capacității de deformare a elementelor sunt precizate doar referitor la drifturile de nivel. În acest fel, se poate verifica dacă deplasările pentru diferitele stări limită au fost îndeplinite, însă proiectarea bazată pe performanță, mai precis, cuplarea mai multor nivele de performanță asociate la diferite niveluri de solicitare nu poate fi realizată. De asemenea, nu se pot verifica nici performanțele elementelor structurale la nivel local.

4.3. OBSERVAȚII CRITICE ȘI CONCLUZII

În cadrul acestui capitol , s-a parcurs starea cunoașterii vizând atât metodele de evaluare a performanțelor seismice prin analiza pushover, respectiv, din perspectiva distribuției laterale de

forțe, cât și modalitățile de determinare a deplasării-țintă. Principalele observații critice și, concluzii sunt următoarele:

- Analiza dinamică neliniară necesită un set de date de intrare complexe și un efort computațional mare. Până în momentul de față, criteriile de aplicabilitate ale analizei time-history nu au fost elaborate adecvat. Analiza statică neliniară este capabilă să surprindă caracteristicile comportării neliniare ale structurilor, efortul computațional este mult mai scăzut, iar rezultatele pot fi vizualizate –în mod atractiv - pe cale grafică
- Fiecare dintre componentele unei analize statice neliniare – modelarea secțiunilor, distribuția laterală a forțelor, determinarea deplasării-țintă – trebuie tratate adecvat, din cauza faptului că au influență importantă asupra rezultatelor analizei
- Principalele limitări ale unei analize statice neliniare sunt incapacitatea de a lua în considerare: efectul duratei, conținutul de frecvențe și energia disipată pe parcursul unei mișcări seismice [10]
- Distribuția laterală a forțelor este principalul indicator al caracteristicilor inerțiale ale unei structuri. [67] Din această cauză modalității de aplicare laterală a forțelor trebuie acordată o importanță sporită.
- Pentru a surprinde toate posibilitățile de comportare în domeniul neliniar, codurile de proiectare europene și românești prevăd două distribuții de forțe: una triunghiulară și una uniformă. În codurile de proiectare nord-americane există posibilitatea utilizării unor distribuții de forțe invariabile
- Analiza pushover, aplicată în mod tradițional, cu distribuție uniformă sau triunghiulară de forțe, estimează corect răspunsul seismic al acelor clădiri, care vibrează predominant în modul 1 de vibrație. Privind clădirile, în cazul cărora influența modurilor superioare de vibrație este semnificativă, este nevoie de utilizarea unor metode mai avansate [67]
- În cazul în care pe parcursul analizei pushover forțele laterale sunt considerate invariabile, atunci rezultatele vor fi exacte numai în cazul în care răspunsul structural nu este afectat de modurile superioare de vibrație și structura are numai un singur mecanism de plastificare [67]
- Principalele limitări ale analizei pushover cu distribuție de forțe invariabilă sunt: incapacitatea de a lua în considerare interacțiunea dintre modurile de vibrație și a schimbării valori driftului de nivel [90]
- Conform indicațiilor codurilor de proiectare, transformarea cantităților sistemului real MDOF în cele ale sistemului echivalent SDOF, se realizează prin presupunerea faptului că deformată conform primului mod de vibrație nu se schimbă pe parcursul analizei. Această

- considerație nu mai este valabilă pentru analizele cu distribuție de forțe adaptivă, în consecință trebuie introduse formulări alternative pentru transformarea MDOF→SDOF [73]
- În cazul unei mișcări seismice cu intensitate mare, modurile superioare de vibrație pot să se activeze înaintea modului fundamental [74], însă acestea contribuie semnificativ la răspunsul structural numai în cazul în care deplasarea sistemului ia valori apropiate de deplasarea ultimă. [72] [79]
 - Analizele pushover cu forțe invariabile, care iau în calcul efectul modurilor superioare de vibrație, s-au dovedit superioare metodelor pushover executate conform primului mod de vibrație.
 - Pe lângă simplitatea conceptuală prin folosirea distribuției de forțe invariabile, deficiențele acestor din urmă metode, sunt: imposibilitatea de a lua în considerare modificarea rigidității elementelor structurale, și de a surprinde interacțiunea dintre modurile superioare de vibrație, și a redistribuirii forțelor inerțiale ca urmare a plastificării structurii [72]
 - La o structură cu perioada lungă de vibrație, este foarte probabil ca modurile superioare să devină dominante, chiar și înaintea primului mod, efect care duce la formarea mecanismelor de cedare plastică în etajele superioare. [74]
 - Modurile superioare de vibrație nu contribuie semnificativ la răspunsul inelastic, cu excepția cazului în care sistemul structural atinge o deplasare apropiată de cea ultimă [72] [79]
 - Au fost implementate diferite variante de actualizare a forțelor incrementale, dar avantajele raportate s-au dovedit minore față de metodele cunoscute. Principala cauză a acestui eșec constă în combinarea modală prin intermediul metodelor cvadractice, care nu surprinde, însă, schimbările de semne ale vectorului de încărcare [84]
 - Pentru a înlătura inconvenientele create de combinațiile modale cvadractice, mai curând au apărut metode inovatoare [73], [71] care deși folosesc combinațiile modale sus-menționate, sunt capabile să surprindă eventualele schimbări de semne ale vectorului încărcare.
 - În cazul metodelor adaptive, deplasările de nivel nu sunt proporționale cu deplasarea ultimului nivel. De aceea, se recomandă transformarea sistemului MDOF în sistem SDOF, în care deformată să fie compatibilă cu forțele laterale aplicate [73]
 - Considerăm faptul că, în momentul de față metodele DAP și SSAP sunt constituite pe baza teoretică cea mai solidă. Acestea reprezintă cele mai convenabile modalități de efectuare a ASNL pe structuri cu înălțimea mare, în cazul cărora efectul modurilor superioare de vibrație este deosebit de important. S-au raportat cazuri, în care metodele adaptive avansate produc rezultate mai slabe, decât cele cu distribuție de forțe invariabile. De aceea, o amplă verificare a acestor metode este necesară, datorită producerii, de către acestea, în unele cazuri, a unor rezultate inconsistente.

CAPITOLUL 5. PROPUNEREA UNEI METODE DE DETERMINARE A DEPLASĂRILOR INELASTICE PRIN ANALIZA STATICĂ NELINIARĂ ȘI GENERAREA DIRECTĂ A SPECTRELOR INELASTICE DIN ACCELEROGRAME

5.1. INTRODUCERE

5.1.1. Necesitatea unei abordări diferite în determinarea deplasărilor inelastice

Prin includerea în codurile de proiectare (ATC-40 [60], FEMA 356 [62] și 440 [69] și EC8 [91]) ,analiza statică neliniară (ASNL) a devenit o metodă utilizată în cadrul larg de către inginerii proiectanți. Astfel a devenit posibilă determinarea cu acuratețe suficientă a deplasărilor inelastice ale structurilor în practica de zi cu zi, fără a avea nevoie de date de intrare complexe și a efectua analize costisitoare în timp. Din punctul de vedere al determinării capacității (concretizat prin curba pushover) limitările ASNL în general sunt incapacitatea de a lua în calcul efectele duratei și a conținutului de frecvențe a mișcării seismice. [71] În mod specific ASNL cu distribuție de forțe invariabilă nu este capabilă să ia în considerare efectele modurilor superioare de vibrație și nici cele ale redistribuției eforturilor ca urmare a schimbării efectelor inerțiale ale structurii. Limitările ASNL au fost discutate în capitolul 4.2.2.2.

În general, toate discuțiile legate de ASNL pot fi împărțite în cele referitoare la capacitatea structurii și cele care se referă la cerința seismică. Capacitatea structurii este reprezentată de curba pushover în format forță-deplasare, construită pe un model neliniar adecvat după o analiză incrementală cu distribuție de forțe fixă sau variabilă, ilustrând modificarea rigidității structurii la diferite nivele de solicitare.

Conform prevederilor codurilor de proiectare, în ASNL cerința este reprezentată de către un spectru de proiectare (netezit), fapt care facilitează determinarea prin relații simple a cerinței inelastice prin spectrul inelastic sau spectrul elastic echivalent. Este cunoscut faptul că spectrele de proiectare sunt generate din mai multe înregistrări seismice și reprezintă anvelopa răspunsului seismic așteptat. Mai mult, cerința inelastică este descrisă de relații empirice care și ele au fost determinate din anvelopa mai multor accelerograme.

Din cele enumerate mai sus, reiese că cel mai atractiv aspect al analizei statice neliniare este reprezentarea capacității structurii în format accelerație-deplasare. Acesta din urmă, prin reprezentarea deplasărilor sistemului structural la fiecare pas al încărcării (curba de capacitate) servește ca o "radiografie" a comportării structurii cu ocazia unor mișcări seismice. Pe de altă parte, deplasarea-țintă determinată din spectrul de proiectare netezit are un caracter prea general, și este utilă mai ales la proiectarea la un nivel probabilistic așteptat al intensității seismice, atunci când în prealabil a fost luat în considerare caracterul variabil al mai multor mișcări seismice.

După cum a fost relatat în capitolul 4.1.2, datele de intrare complexe și efortul mare computațional sunt cele mai mari inconveniente ale analizei dinamice neliniare (ADNL). Din această perspectivă ADNL nu are utilitate deocamdată în proiectarea curentă a structurilor.

În consecință putem afirma faptul că, inginerii proiectanți nu au la îndemână o metodă de analiză simplă, prin care să poată să analizeze comportarea neliniară a structurilor și să determine deplasările inelastice ale unei structuri supuse la o accelerogramă înregistrată.

5.1.2. Limitările analizele statice neliniare în determinarea cerinței inelastice din spectre de proiectare

Pentru a elimina necesitatea efectuării unei ADNL în determinarea cerințelor inelastice ale sistemelor SDOF echivalente, au fost elaborate relații empirice pentru supra-amortizarea spectrelor elastice, sau după caz, pentru determinarea spectrelor inelastice [50]. În cadrul Metodei Spectrului de Capacitate (CSM) cerința este reprezentată de către un spectru elastic de proiectare, care este redus (supra-amortizat) cu amortizarea vâscoasă echivalentă a sistemului SDOF echivalent, descrise de către relații empirice [51].(cap. 4.2.3.1.1)

Folosirea spectrelor inelastice cu ductilitate constantă pentru metoda spectrului de capacitate (CSM), a fost studiată Bertero [59], Reinhorn [92], mai recent de Chopra [50], apoi Fajfar [46] introdus ca o alternativă a CSM, o metodă a ASNL care pentru reprezentarea cerințelor seismice folosește spectre inelastice. (cap. 4.2.3.2.2) Metoda lui Fajfar este folosită mai ales în Europa datorită includerii ei în codul de proiectare EC8. În cadrul acesteia spectrele inelastice sunt determinate prin relațiile empirice $R_{\mu-\mu-T}$ ale lui Fajfar, Vidic și Fishinger [48].

Variantele de bază ale metodelor CSM și N2 nu se pot aplica însă pentru un cutremur specific, reprezentată de o accelerogramă, din cauza faptului că relațiile de reducere a spectrelor elastice nu mai sunt valabile pentru accelerograme care se caracterizează prin conținut de frecvențe variabile în timp. Cu toate acestea însuși Fajfar [46] arată ca o posibilă extindere a metodei folosirea diagramei de cerințe dintr-o înregistrare a unui cutremur specific (accelerogramă).

5.2. METODĂ PENTRU DETERMINAREA CERINȚEI DE DEPLASARE A STRUCTURILOR ÎN CADRE LA MIȘCĂRI SEISMICE SPECIFICE CU AJUTORUL ANALIZEI PUSHOVER

5.2.1. Introducere

Cu toate că poate părea contradictoriu față de caracterul static al CSM, Genkturk și Elnashai [93] au sugerat folosirea în cadrul CSM, a ADNL pentru analiza sistemelor SDOF echivalente. Este menționat și faptul că prin dotarea cu tehnică de calcul de astăzi, o analiză ADNL a unui sistem

SDOF „se efectuează într-o fracțiune de secundă” iar incertitudinile datorate determinării sistemului înlocuitor cu perioada și amortizarea echivalentă sunt eliminate.

Bazat pe acest principiu, în continuare este propusă metodă alternativă, care spre deosebire de Genturk și Elnashai [93] care calculează spectrele supra-amortizate prevăzute de CSM cu ajutorul ADNL aplicate sistemelor SDOF echivalente, modelul propus în această lucrare folosește spectre inelastice cu ductilitate constantă generate direct din accelerograme.

Prin generarea directă a spectrelor inelastice din înregistrări seismice, pe de o parte se reține avantajul reprezentării capacității laterale ale structurii în raport cu cerința în format S_a-D^* (metoda CSM), și se pot determina rapid deplasările inelastice ”reale” ale structurilor supuse la accelerograme înregistrate.

Conceptul determinării directe a spectrului inelastic a mai fost folosit și de Aschheim în cadrul metodei ”Yield Point Spectra” (YPS) [94]. . Cu toate că atât metoda propusă aici cât și YPS folosesc spectre inelastice cu ductilitate constantă generate dintr-o accelerogramă dată, metoda propusă în această lucrare diferă de metoda YPS în câteva aspecte importante:

- metoda propusă este orientată pe determinarea deplasării globale unor structuri date, spre deosebire de YPS, și care pe lângă determinarea cerințelor inelastice ale unei structuri proiectate și își propune determinarea ”combinațiilor rezistenței și rigidității care satisfac mai multe obiective de performanță”, în cadrul diverselor aplicații în proiectarea structurilor noi sau evaluarea structurilor vechi
- în metoda propusă cerința de ductilitate se determină prin analiza time-history a oscilatorului cu cerința de rezistență R_u caracteristică capacității sistemului SDOF echivalent, spre deosebire de YPS în care cerința de ductilitate se determină prin trasarea diagramei coeficient seismic la curgere – deplasarea la curgere - perioadă (C_y-d_y-T) cu ajutorul valorii relative a deplasării la curgere față de deplasarea elastică
- în metoda propusă reprezentarea grafică este realizată în spațiul spectrul accelerațiilor-deplasare ultimă, respectând conceptul CSM, spre deosebire de YPS, unde reprezentarea este realizată în formatul coeficient seismic - deplasarea la curgere C_y-d_y

Este important de subliniat faptul că cel mai important avantaj al metodei propuse constă în determinarea directă a cerinței de ductilitate , prin ADNL a oscilatorului cu rezistența egală cu cea a sistemului SDOF echivalent. Spre deosebire de metoda propusă aici, în metoda YPS pentru determinarea cerinței de ductilitate sunt necesare aproximații grafice și analitice.

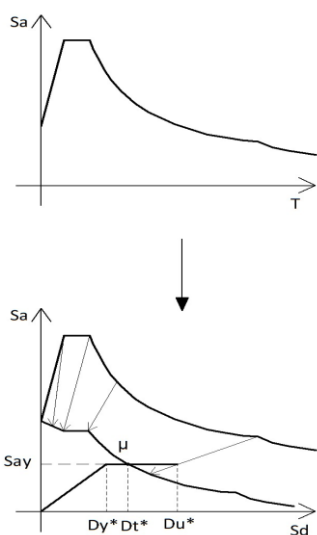


Fig. 5-1. Determinarea deplasărilor inelastice în ASNL cu spectre de proiectare

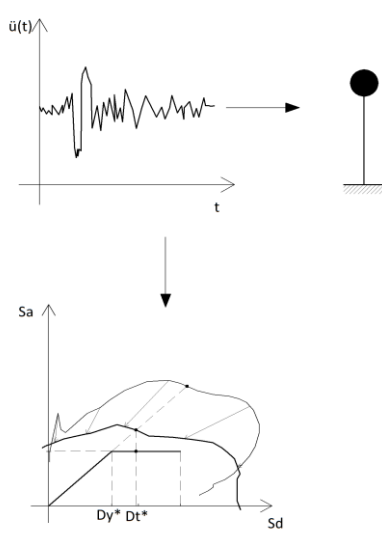


Fig. 5-2. Determinarea deplasărilor inelastice în ASNL cu generarea directă a spectrelor inelastice

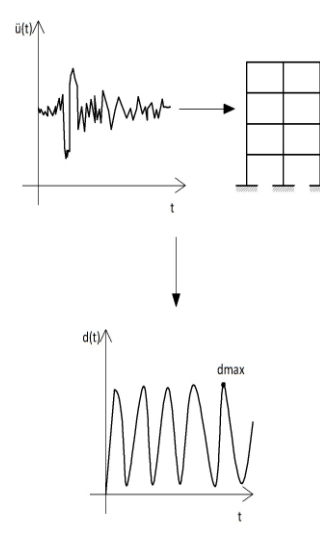


Fig. 5-3. Determinarea deplasărilor inelastice în ADNL

Metoda propusă este similară cu metoda de determinare a deplasării-țintă din Eurocode 8 [91] (metoda N2), cu diferența că în locul spectrului inelastic dedus din spectrul de proiectare cu ajutorul unor formule empirice, se folosește spectre inelastice generate direct din accelerograme. Este de notat faptul că, prin aplicarea analizei dinamice neliniare pentru sistemul SDOF echivalent sunt eliminate incertitudinile legate de determinarea spectrului inelastic.

Din cauza faptului că cerința seismică este reprezentată de o accelerogramă, metoda propusă poate fi o alternativă la determinarea deplasărilor inelastice prin analiza dinamică neliniară (ADNL). În cazul existenței spectrelor de proiectare compatibile cu accelerograme, rezultatele pot fi comparate cu cele obținute prin analiza statică neliniară (ASNL), cu mențiunea că deplasările inelastice rezultate din spectrele de proiectare vor fi întotdeauna mai mari decât deplasările obținute din generarea directă a spectrului inelastic. Acest ultim aspect este datorat caracterului general al spectrelor de proiectare, care indică anvelopa (înfășurătoarea) solicitărilor maxime ale mișcărilor seismice, din care a fost elaborat spectrul.

În continuare este prezentată aplicarea metodei propuse –care urmează a fi validată în capitolul 6. Metoda este descrisă prin prisma determinării capacității (modelarea neliniarităților, alegerea distribuției de forțe laterale, rezolvarea ecuațiilor neliniare), a determinării cerinței și a deplasării-țintă.

5.2.2. Determinarea capacității structurilor analizate prin analiza statică neliniară (pushover)

5.2.2.1. Modelarea neliniarității geometrice

Analiza neliniară -este un tip de analiză care urmărește să surprindă efectul combinat al neliniarității fizice și a celei geometrice, respectiv influența modificării geometriei structurii asupra mărimii deplasărilor și a eforturilor care caracterizează structura. [64]

Efectul local al neliniarității geometrice constă în flexibilizării barelor comprimate, modelat în analiză, în general, prin considerarea funcțiilor de stabilitate, concret prin corectarea termenilor din matricea de rigiditate cu ajutorul acestor funcții.

În cadrul unei analize neliniare ambele efecte ale neliniarității geometrice pot deveni importante [64]:

- efectul forțelor axiale de compresiune/întindere asupra rigidității la încovoiere (efectul local P- δ)
- efectul modificării configurației geometrice a structurii (efectul global P- Δ)

Efectele neliniarității geometrice locale P- δ și globale P- Δ au fost incluse în prezentul studiu, analizele efectuându-se cu ajutorul programului Seismostruct [95], care folosește formularea lui Correia și Virtuoso [96]. Formularea este bazată pe descrierea exactă a deplasărilor cinematice care apar cu ocazia deplasărilor mari și a rotațiilor tridimensionale ale elementelor. Deplasările mici ale elementului bară, împreună cu deplasările și rotațiile nodale sunt luate în considerare prin șase grade de libertate în rotații ($\theta_{2(A)}$, $\theta_{3(A)}$, $\theta_{2(B)}$, $\theta_{3(B)}$, Δ , θ_T), și forțe ($M_{2(A)}$, $M_{3(A)}$, $M_{2(B)}$, $M_{3(B)}$, F , M_T). În acest fel deplasările, forțele și în consecință și efectul neliniarității geometrice sunt definite în mod explicit. [97]

5.2.2.2. Modelarea neliniarității fizice

Pentru a lua în considerare efectele neliniarității fizice (efectele materiale neliniare) se aplică un model care descrie inelasticitatea la nivel de fibră considerând relații constitutive neliniare pentru beton și armatură, luând în considerare în mod explicit evoluția graduală a formării zonelor plastice atât la nivel de secțiune cât și la nivel de element (modelul plastificării distribuite).

În

Fig. 5-4 sunt prezentate 5 modalități de modelare a plasticității la nivel de element: conceptul de articulații plastice (a), articulație tip resort neliniar cu proprietăți histeretice definite (b), articulație cu lungime finită (c), plasticitate la nivel de fibră (d), plasticitate la nivel de element finit (e). Procedeele (a) și (b) sunt modele cu plasticitate concentrată, cele de la (c)-(e) sunt cele cu plasticitate distribuită. [70]

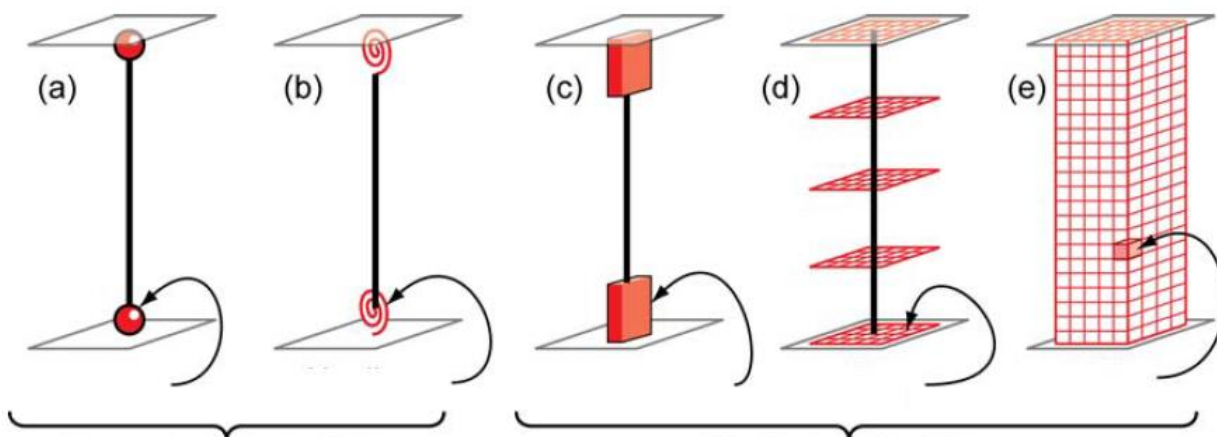


Fig. 5-4. Modalități de considerare a neliniarității fizice a elementelor tip bară [98]

În cadrul analizelor statice neliniare efectuate pe parcursul prezentului studiu, a fost folosit un model cu plastificare distribuită. Față de modelele cu plastificare concentrată, modelul cu plastificare distribuită are avantajul că nu necesită calibrarea parametrilor ce definesc comportarea elasto-plastică la nivel de secțiune. Nu sunt necesare relații moment-curbură $M-\phi$ (monotone sau ciclice), relații de interacțiune plastică simplificate, formarea zonelor plastice fiind surprinsă în mod explicit pe baza modelelor constitutive adoptate. Pentru a lua în considerare comportarea elasto-plastică la nivel de element (bară), în programul SeismoStruct este aplicată o analiză la nivel de fibră. Elementul finit de tip bară este împărțit în cca. 100-150 de fibre, fiecărei fibre îi este asociată o relație uniaxială efort-deformație. Starea de eforturi la nivel de element este obținută prin integrarea răspunsului neliniar la nivel de fibră de-a lungul elementului, după cum este reprezentat în Fig. 5-5. [97]

Pentru analizele efectuate s-au utilizat modele constitutive diferite pentru betonul confinat și neconfinat (acoperirea cu beton a armăturii) precum și pentru armătură (Fig. 5-6 și Fig. 5-7).

Elementele de bară cu plastificare distribuită pot fi implementate prin formulări în deplasări sau în forțe. În cadrul formulării în deplasări (metoda elementelor finite) câmpul de deplasări în interiorul elementului finit este aproximat în funcție de deplasările nodale, convergența și acuratețea procedurii fiind dependentă de numărul de elemente finite în care este discretizată bara. Pe de altă parte formularea în forțe nu necesită subîmpărțirea elementului de bară în mai multe elemente finite întrucât în absența efectului local al neliniarității geometrice, câmpul de eforturi în interiorul elementului este determinat exact în funcție de forțele nodale și eventualele încărcări aplicate în cuprinsul barei. Caracterul aproximativ al metodei este datorat totuși situațiilor în care efectul local al neliniarității geometrice devine important. Din cauza faptului că necesită mai puține aproximații decât formularea în deplasări, în prezentul studiu a fost implementată formularea în forțe, în care singura aproximație necesară este discretizarea elementului în secțiuni de control. În calculele

efectuate au fost utilizate 4 puncte de integrare Gauss-Lobatto [97]

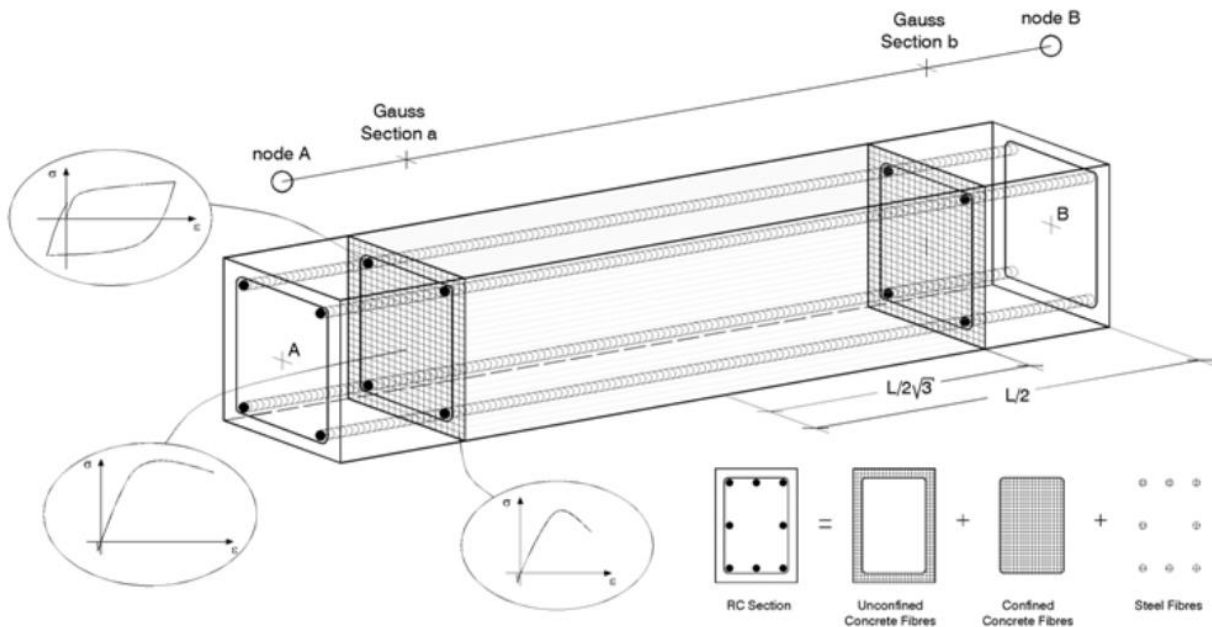


Fig. 5-5. Discretizarea elementului tip bară din beton armat [95]

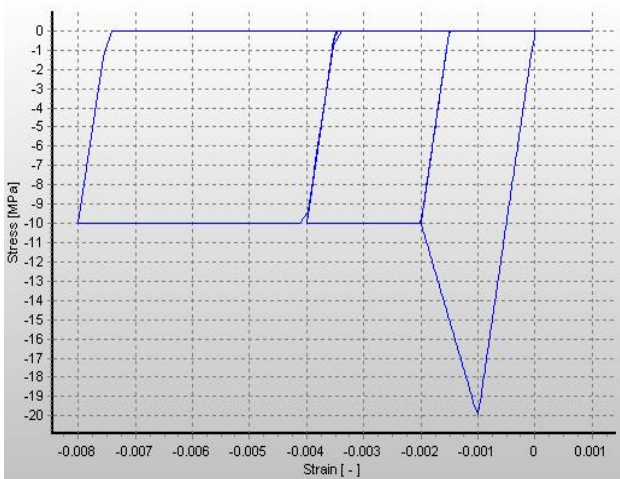


Fig. 5-6. Modelul constitutiv σ - ε folosit pentru modelarea secțiunilor de beton confinate și neconfinate (acoperire) [95]

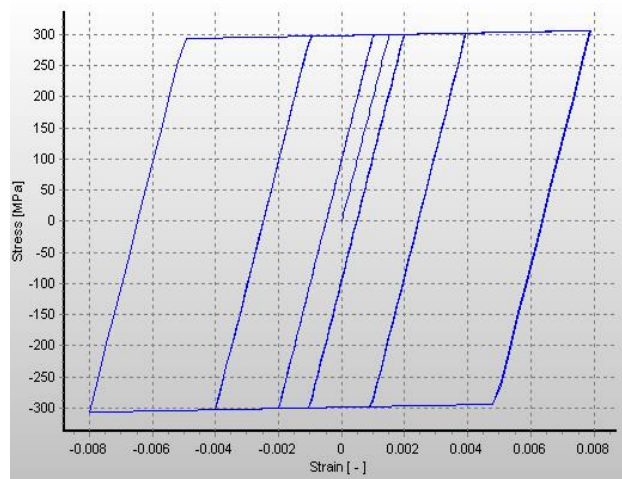


Fig. 5-7. Modelul constitutiv σ - ε folosit pentru modelarea secțiunilor de oțel-beton [95]

5.2.2.3. Alegerea distribuției laterale de forțe

Este cunoscut faptul că, într-o analiză statică neliniară distribuția laterală de forțe este definită de distribuția rigidităților pe structură. În mod implicit distribuția de forțe are influență asupra formei curbei de capacitate, și a caracteristicilor dinamice asociate sistemului SDOF echivalent.

În cadrul analizelor statice neliniare incluse în codurile de proiectare, nu se pune accent pe tipul de distribuție al forțelor laterale. În prescripțiile de proiectare europene sunt recomandate două distribuții de forțe fixe: una triunghiulară și una uniformă. Cu toate că, curba de capacitate influențează în mod evident rezultatele ASNL, adoptarea unei distribuții de forțe fixe se poate datora caracterului general al metodei, în care răspunsul seismic – reprezentat prin spectrele de proiectare netezite - nu este specific, ci unul ”maxim așteptat”.

În aplicația prezentată în Capitolul 6, este arătat faptul că ASNL cu o distribuție de forțe invariabilă conform primului mod de vibrație, cu cerința reprezentată de un spectru de proiectare netezit estimează deplasările inelastice caracteristice unui spectru de proiectare în mod acoperitor, dar în nici într-un caz exact.

În cadrul aplicațiilor efectuate cu ajutorul metodei propuse, obiectivul nostru este ca să determinăm cât mai exact cerințele inelastice ale unei structuri la un cutremur specific, cu ajutorul analizei static-neliniare și a analizei dinamice neliniare a oscilatorului cu un singur grad de libertate. Spre deosebire de metoda tradițională ale analizei statice neliniare cu spectre de răspuns, metoda propusă are un caracter mai specific. Rezultatele obținute în materie de deplasări globale și locale trebuie să fie comparabile cu rezultatele ADNL. Din acest punct de vedere, fiecare aproximație al ASNL trebuie analizată în parte, din cauză că are influență asupra acurateții rezultatelor obținute.

Una dintre aceste aproximații este distribuția de forțe invariabilă, în speță cea triunghiulară conform primului mod de vibrație, care presupune faptul că structura vibrează predominant în primul mod de vibrație, iar forma proprie de vibrație nu se schimbă pe parcursul mișcării seismice. Aplicarea distribuției de forțe asociate primului mod de vibrație are avantajul echivalării sistemului MDOF cu cel SDOF cel mai ușor conform primului mod de vibrație, iar distribuția de forțe este ”compatibilă” cu sistemul SDOF echivalent.

În capitolul 4.2.2 au fost detaliate limitările analizei statice neliniare cu distribuție de forțe invariabilă și au fost prezentate ultimele tendințe în distribuțiile de forțe laterale în cadrul ASNL: distribuțiile de forțe invariabile cu considerarea modurilor superioare de vibrație și distribuțiile variabile (adaptive). Au fost prezentate metodele avansate cu distribuție de forțe adaptive, care sunt capabile să înlăture efectul ”întotdeauna” pozitiv al deformatei, ale cărei cauze sunt combinațiile modale SRSS. (cap. 4.2.2.5). În vederea comparației cu distribuțiile de forțe invariabile în prezenta aplicație s-a adoptat metoda pushover DAP (Displacement Based Adaptive Pushover), la care s-a raportat faptul că a produs cele mai bune rezultate dintre metodele pushover avansate. [71] [73] [83] Mai mult, în determinarea incrementului de încărcare la fiecare pas de încărcare, metoda DAP poate lua considerare spectrul de deplasări al mișcării seismice considerate.(cap. 4.2.2.5.2) În acest fel se accentuează caracterul specific al metodei propuse, care va lua în considerare caracterul mișcării seismice atât în cazul cerinței cât și în cea a capacității.

5.2.2.4. Rezolvarea ecuațiilor neliniare. Trasarea curbei de capacitate.

Pentru trasarea curbelor de capacitate, în aplicarea metodei propuse din Capitolul 6. s-a folosit programul SeismoStruct. În pachetul software SeismoStruct, toate analizele, înafara analizei cu valori proprii sunt tratate ca analize neliniare, și este folosită o strategie de soluție incremental-iterativă, în care încărcările sunt aplicate în incremente predefinite, care sunt echilibrate într-un proces iterativ. [95]

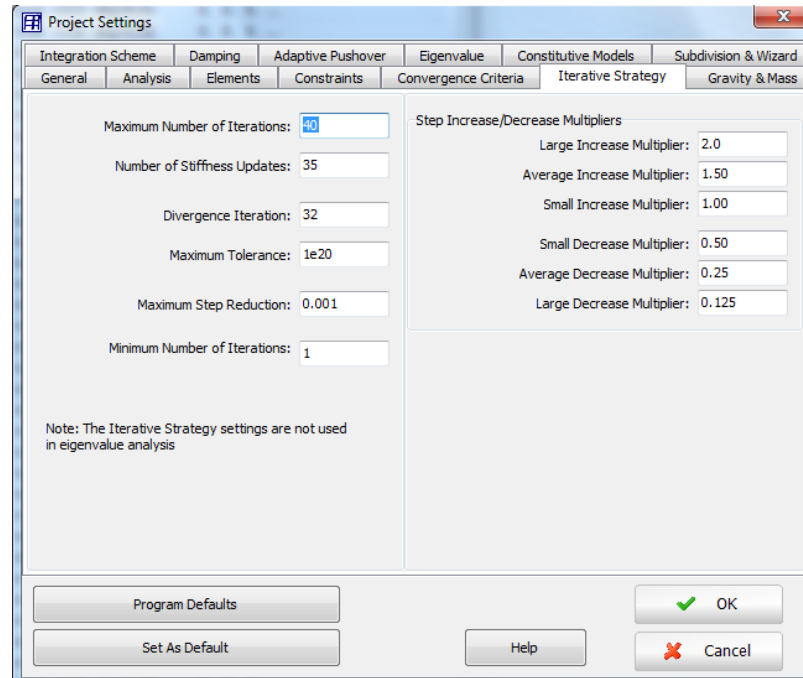


Fig. 5-8. Datele caracteristice strategiei de iterație adoptate în programul SeismoStruct [95]

Algoritmul soluției permite aplicarea a trei strategii de actualizare incremental iterativă: metoda Newton-Raphson, metoda modificată Newton-Raphson, și o metodă hibridă între primele două. [95]

În cadrul procesului iterativ sunt calculate forțele aferente incrementului de deplasare, după care este verificată convergența soluției. Dacă nu este atinsă convergența, forțele neechilibrate sunt aplicate pe structură, după care este calculată noua deplasare incrementală. Acest ciclu se continuă până când este atinsă convergența. În cazul în care nu este atinsă convergența în numărul maxim de incremente predefinite, analiza este reluată de la ultimul punct de echilibru cu reducerea incrementului de încărcare. [95]

Există posibilitatea aplicării a mai multor strategii de reducere al incrementului de încărcare, în funcție de măsura în care calculul este convergent. Pentru detalii cititorul este îndrumat spre manualul și fișierul "help" al programului SeismoStruct. [95] Numărul maxim al iterațiilor, toleranțe, datele reducerii incrementului de încărcare etc., folosite pe parcursul iterațiilor sunt date în Fig. 5-8.

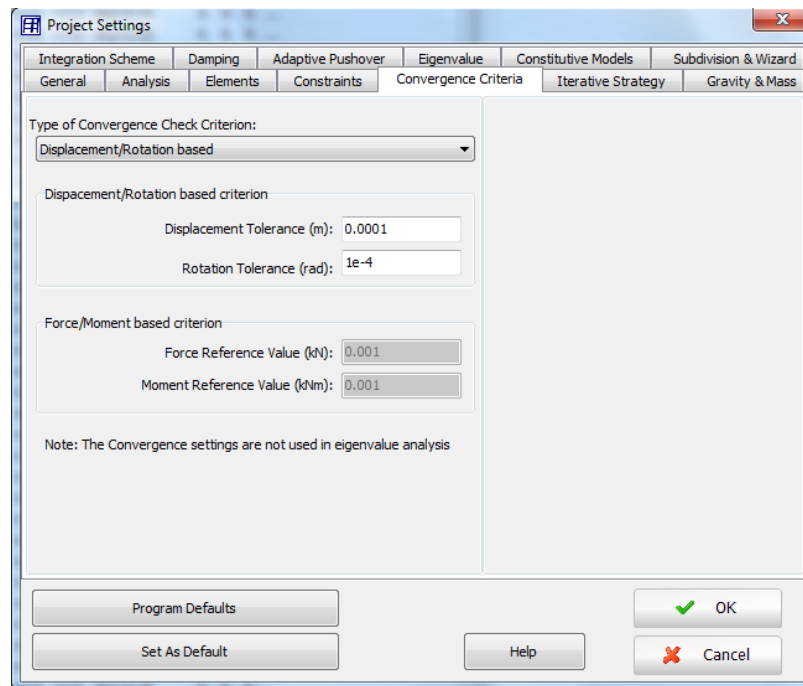


Fig. 5-9. Datele criteriului de convergență adoptate în programul SeismoStruct [95]

Pentru verificarea criteriului de convergență la sfârșitul fiecărei iterații, este posibilă adoptarea a patru criterii de convergență: un criteriu bazat pe deplasări/rotații, un criteriu bazat pe forțe/momente și combinații printre cele două criterii menționate. În prezenta aplicație a fost folosit criteriul de convergență bazat pe deplasări/rotiri, în care dacă toate valorile rezultate din vectorul de încărcare în sunt mai mici, sau egale cu o toleranță predefinită, procesul poate fi considerat convergent.

$$\max \left[\left| \frac{\delta d_i}{d_{tol}} \right|_{i=1}^{n_d}, \left| \frac{\delta \theta_j}{\theta_{tol}} \right|_{j=1}^{n_\theta} \right] \leq 1 \Rightarrow \text{convergență} \quad (5.1.)$$

Criteriul de convergență în deplasări este exprimat în formulare matematică prin relația (5.1.), în care δd_i este deplasarea în pasul iterativ pe gradul de libertate de translație i , $\delta \theta_j$ deplasarea în pasul iterativ pe gradul de libertate de translație j , n_d numărul gradelor de libertate de translație, n_θ numărul gradelor de libertate de rotație, d_{tol} toleranța în deplasări, și θ_{tol} toleranța în rotiri. (Fig. 5-9) [95]

O dată efectuată modelarea neliniarităților și aleasă distribuția laterală a forțelor, cu folosirea strategiilor de integrare și criteriile de convergență prezentate - pentru structurile considerate - se trasează curba de capacitate în format forță (V) - deplasare (D) (pushover).

5.2.2.5. Transformarea sistemului cu mai multe grade de libertate în sistemul cu un singur grad de libertate

Transformarea curbei de capacitate a sistemului MDOF în diagrama de capacitate a sistemului SDOF se efectuează pe baza principiilor metodei N2 [46](relația 4.2.3.2.2). Echivalarea sistemului MDOF cu sistemul SDOF se face prin factorul participării maselor din primul mod de vibrație Γ (relația (5.2.)). Având în vedere faptul că rigiditatea sistemului MDOF este considerată egală cu cea a sistemului SDOF echivalent, atât forțele, cât și deplasările se împart cu constanta Γ (relația (5.3.)(5.4.)). Ipoteza simplificatoare asumată la acest pas este faptul că se presupune că structura vibrează predominant în modul 1 de vibrație. [46] De asemenea, se neglijează influența unei eventuale redistribuiri a rigidității ca urmare a plastificării structurii, prin care deplasările de nivel nu ar mai fi proporționale cu deplasarea ultimului nivel. [73]

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \cdot \Phi_i}{\sum m_i \cdot \Phi^2} \quad (5.2.)$$

$$D^* = \frac{D_t}{\Gamma} \quad (5.3.)$$

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (5.4.)$$

$$S_{ay} = \frac{F^*}{m^*} \quad (5.5.)$$

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i \quad (5.6.)$$

5.2.2.6. Idealizarea biliniară a curbei de capacitate

Pentru a facilita suprapunerea diagramei de capacitate cu diagrama de cerință, simultan cu transformarea valorilor sistemului MDOF în cele ale sistemului SDOF descrise anterior, - conform conceptului CSM - se realizează trecerea la formatul accelerație-deplasare (S_a - D^*). Pentru a obține capacitatea sistemului SDOF în accelerații, forțele tăietoare F^* se împart cu masa m^* a sistemului SDOF (relația (5.5.)).

Diagrama de forță (accelerație) - deplasare pentru sistemul SDOF se simplifică (idealizează biliniar) în ipoteza în care rigiditatea după curgere a sistemului structural este 0, și forța tăietoare (accelerația) F_y^* (S_{ay}) aferentă deplasării la curgere D_y^* și cea a deplasării ultime D_u^* sunt egale. Fiind cunoscută forța tăietoare (accelerația) la curgere F_y^* (S_{ay}) a sistemului SDOF, deplasarea la curgere D_y^* se calculează prin metoda grafică folosind regula conservării energiilor egale induse. (Fig. 5-11). În acest fel diagrama de capacitate este prelucrată în vederea comparației cu diagrama de cerință.

5.2.3. Determinarea cerințelor inelastice prin metodologia propusă

5.2.3.1. Modelele histeretice utilizate pentru descrierea răspunsului neliniar

Răspunsului în domeniul neliniar este modelat prin funcții numite modele histeretice, care stabilesc răspunsul sistemului SDOF în funcție de perioada de vibrație, deplasarea și forța la curgere. Prin rezolvarea ecuației neliniare (3.10.), prezentate în capitolul 3.3.1 obținem răspunsul neliniar al sistemului SDOF. Din cauză că funcția $f_s(u(t), \dot{u}(t))$ are formă generală, ecuația diferențială poate fi rezolvată în forma ei generală. [99]

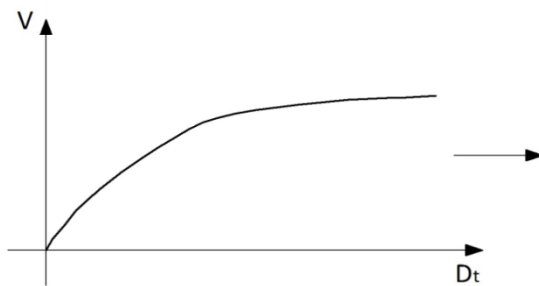


Fig. 5-10. Reprezentarea curbei de capacitate caracteristică sistemului MDOF

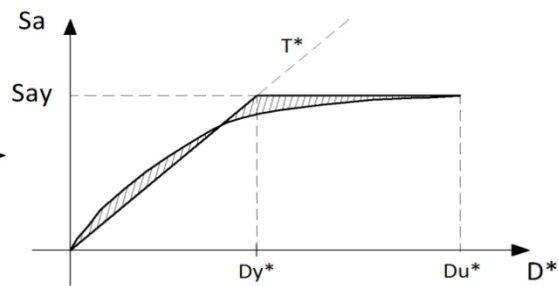


Fig. 5-11. Reprezentarea idealizării biliniare a diagramei de capacitate caracteristică sistemului SDOF

aplicația prezentată în Capitolul 6, analizele au fost efectuate pe 4 tipuri de modele histeretice: biliniar-elastic, biliniar-plastic cu consolidare, un model tip Clough cu degradare a rigidității, și un model Clough modificat.(Fig. 5-12).

Modelele histeretice adoptate diferă din punctul de vedere al definiției ciclurilor de încărcare (elastic/plastic), al degradării rigidității (cu/fără), și – la modelele cu degradare a rigidității - a definiției palierului de încărcare-descărcare. După atingerea deplasării și a forței la curgere modelul de comportare biliniar elastic duce la o scădere a rigidității. Modelul Clough este un model avansat care presupune degradare de rigiditate în timpul efectuării ciclului de descărcare. Degradarea în rigiditate depinde de deplasarea atinsă în ciclul anterior de încărcare, și se aplică în momentul în care în momentul descărcării forța atinge valoarea 0 (Fig. 5-12 (c)).

Modelul Clough modificat față de modelul Clough original prezintă diferențe în palierul de încărcare. La încărcare răspunsul este direcționat spre deplasarea din ciclul anterior la care s-a efectuat descărcarea, și mai apoi la spre deplasarea maximă atinsă, spre deosebire de modelul Clough original în care ciclul de încărcare este caracterizat printr-o comportare mai elastică, fără atingerea deplasării maxime din ciclul anterior, ceea ce este contradictoriu. (Fig. 5-12 (d)) [100]

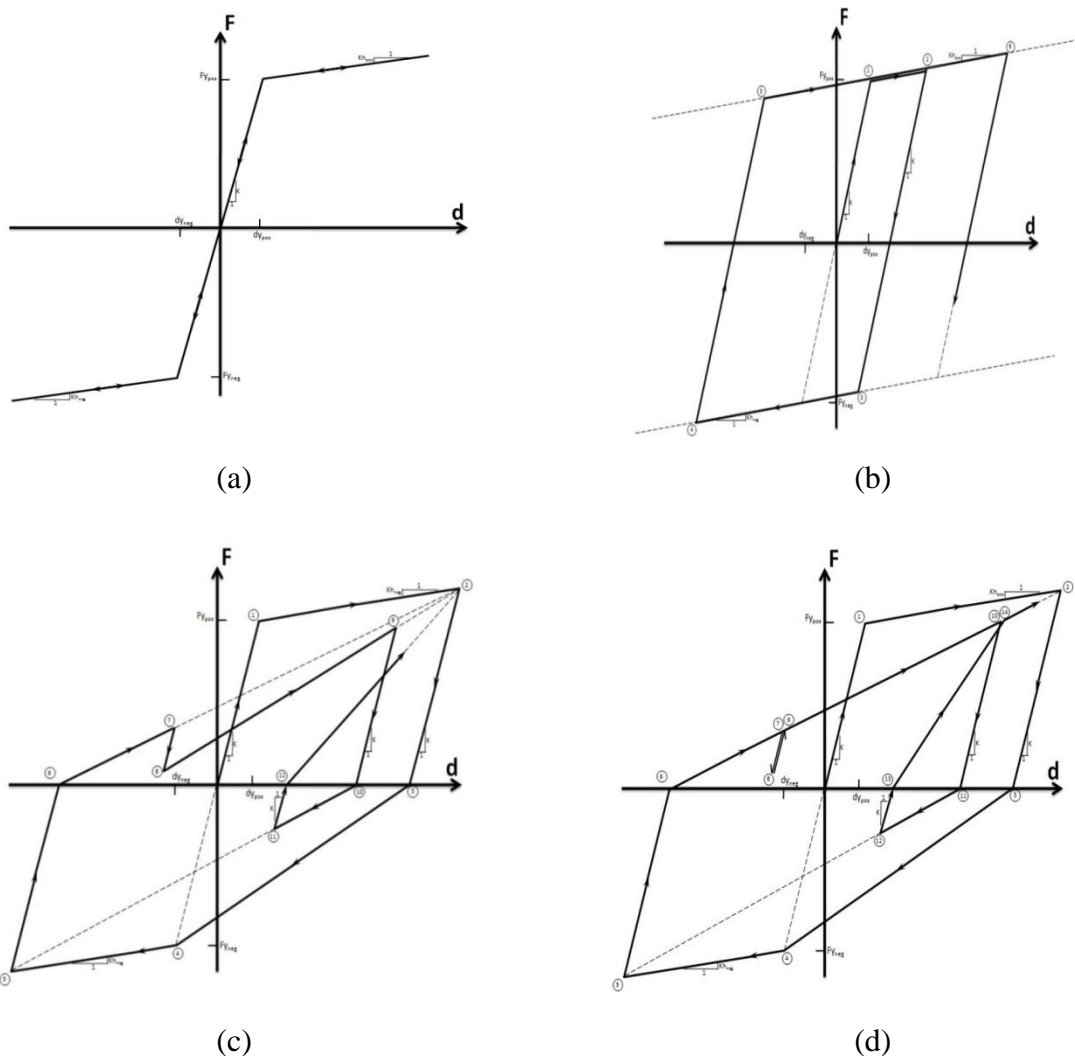


Fig. 5-12. Reprezentarea modelele histeretice utilizate: modelul bilinear elastic (a), modelul bilinear plastic cu consolidare (b), model cu degradare a rigidității Clough cu consolidare (c), model cu

Pentru evaluarea efectului modelului histeretic asupra spectrelor inelastice cu ductilitate constantă și în consecință asupra deplasărilor țintă determinate, pentru amortizarea vâscoasă s-a asumat valoare de 5%, iar pentru consolidarea post-curgere o valoare de 5%. Pentru reprezentarea grafică a cerinței, spectrele elastice și inelastice a fost generate pe domeniul perioadelor de la 0,1 s până la 5s. În cazul în care nu se optează pentru reprezentare grafică, cerințele de ductilitate μ se pot determina și pentru o singură perioadă T^* , reducând și mai mult timpul necesar efectuării analizei.

5.2.3.2. Determinarea spectrului elastic

Spectrele elastice și inelastice se obțin cu ajutorul unui program de calcul specializat pe ADNL a sistemelor SDOF, în cazul de față BISPEC [100]. Oscilatorii cu un singur grad de libertate, cu un spectru de perioade predefinite și cu modelul histeretic asumat, sunt supuși unei analize time-history.

Cum este bine-știut, spectrul de răspuns (elastic) este alcătuit din răspunsul mai multor sisteme SDOF cu perioade diferite. În domeniul elastic, oscilatorii SDOF posedă rigiditate constantă, independent de nivelul forțelor aplicate. Ecuația (3.1.) –prezentată la capitolul 3.2.1 - descrie răspunsul elastic al unui sistem SDOF. Prin rezolvarea ecuațiilor neliniare, caracteristicile oscilatorilor cu perioada T_n , obținem spectrul de răspuns în deplasări. Procedeele determinării spectrelor de răspuns elastice au fost relatate în cap. 3.2.1.

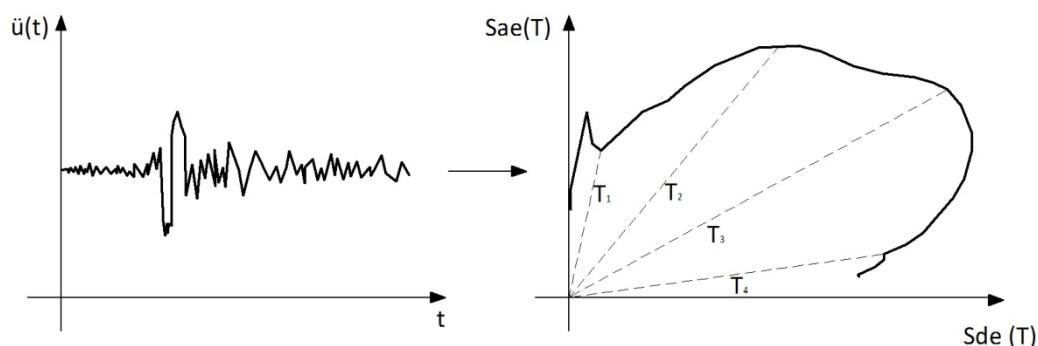


Fig. 5-13. Generarea spectrului elastic din înregistrarea seismică dată

În procesul de determinare al deplasărilor inelastice cu ajutorul metodei propuse, în primă fază trebuie trasat spectrul elastic în format spectru accelerație-spectru deplasare (S_a-D^*). În cadrul acestei reprezentări accelerațiile și deplasările sistemului SDOF sunt reprezentate una în relație cu cealaltă pentru fiecare perioadă. Perioadele de vibrație sunt reprezentate de linii radiale. (Fig. 5-13).

5.2.3.3. Determinarea cerinței de ductilitate caracteristică cerinței de rezistență

În continuare se definește factorul de reducere al accelerațiilor (forțelor) R_μ , ca raportul dintre spectrul de accelerații elastic la perioada T^* sistemului echivalent $S_{ae}(T^*)$ și capacitatea la curgere exprimată în accelerații a sistemului SDOF:

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (5.7.)$$

Pentru rezolvarea ecuațiilor din domeniul neliniar există diferite metode de selecție a rezistenței la curgere al oscilatorului SDOF. Din acestea din urmă rezultă diferite tipuri de spectre inelastice, care pot fi: spectre inelastice cu ductilitate constantă, sau spectre inelastice cu rezistență constantă. [99] În prezenta etapă de aplicare a metodei propuse, oscilatorii vor fi caracterizați de rezistență constantă, în cazul de față de valoarea factorului de reducere R_μ .

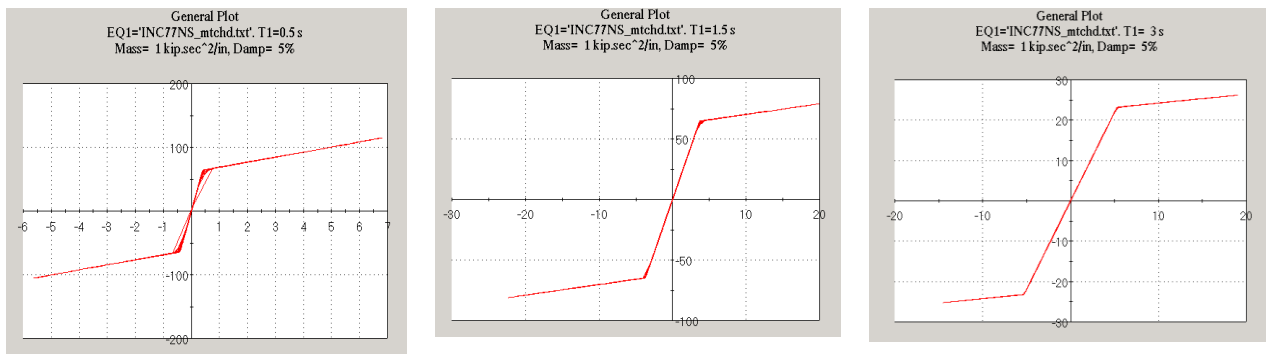


Fig. 5-14. Comportarea histeretică a oscilatorului cu un singur grad de libertate cu perioada $T=0,5$ s; $1,5$ s și 3 s în cazul factorului de reducere constant $R_{\mu}=4$, pentru înregistrarea INCERC 77 N-S

Pentru a afla cerința de ductilitate caracteristică cerinței de rezistență pentru perioada T^* sistemului SDOF, cu ajutorul programului BISPEC se trasează spectrul $\mu_{(T)}$, pentru valoarea constantă a factorului de reducere R_{μ} .

Pentru accelerograma luată în calcul, spectrul cu rezistența constantă R_{μ} ne arată cerința de ductilitate pentru sistemul SDOF cu perioada T^* (Fig. 5-16). Din cauza faptului că la fiecare perioadă spectrul în accelerații elastic ia valori diferite, valoarea constantă a cerinței de rezistență R_{μ} și modelul histeretic luat în considerare pentru oscilatorul cu perioada T^* va fi caracterizat de altă rezistență la curgere, așa cum este ilustrat într-un exemplu realizat pentru oscilatorii cu $T=0,5$ s, $T=1,5$ s și $T=3,0$ s (Fig. 5-14).

În Fig. 5-14 se poate observa comportarea histeretică a oscilatorilor cu perioada $0,5$ s, $1,5$ s, și 3 s, pentru înregistrarea Vrancea (INCERC) 1977 componenta N-S, pentru un model histeretic bilinar-elastic. În exemplul de față s-a considerat o cerință de rezistență la curgerea a oscilatorilor de $R_{\mu}=4$ ori mai mică decât cerința de rezistență elastică. Raportul dintre deplasarea la curgere și deplasarea maximă atinsă reprezintă cerința de ductilitate μ . În exemplul prezentat cerința de ductilitate de este de $\mu=16,76$, $6,053$ și $3,591$.

Determinarea directă a cerinței de ductilitate este una din principalele avantaje ale metodei propuse, deoarece permite stabilirea cerinței de ductilitate μ , din caracteristicile intrinseci ale înregistrării seismice și a sistemului SDOF, fără utilizarea altor relații empirice –cazul metodelor din codurile de proiectare -, sau aproximații numerice și grafice și așa cum este cazul și metodei YPS.

După cum am arătat, valorile cerinței de ductilitate se pot reprezenta sub formă de spectru $\mu_{(T)}$, care arată variația ductilității μ în funcție de perioada oscilatorului T , pentru valoare constantă a factorului de reducere al rezistenței elastice R_{μ} . Cu toate acestea reprezentarea grafică are utilitate numai pentru perioada ce coincide cu perioada sistemului SDOF analizat T^* , din cauza faptului că pentru alte perioade cerința de rezistență elastică R_{μ} de regulă ia alte valori, în consecință spectrul trasat pentru factorul de reducere R_{μ} la perioada T^* constantă nu mai este valabil.

5.2.3.4. Spectre inelastice cu ductilitate constantă

Spre deosebire de metoda N2 [46], în metoda propusă cerința este reprezentată de un spectru inelastic cu ductilitate constantă obținută dintr-o înregistrare seismică, prin ADNL a sistemului SDOF echivalent. Cum am relatat în cadrul capitolului 5.2.1, ADNL a sistemului SDOF se efectuează extrem de rapid, iar incertitudinile legate de reducerea spectrului elastic sunt excluse [93].

Metoda propusă este similară cu metoda N2 și YPS poate fi aplicată într-o variantă grafică, și un una pur analitică. Pentru a determina deplasarea aferentă cerinței de ductilitate prin varianta grafică trebuie să trasăm spectrul inelastic cu ductilitate constantă aferentă valorii ductilității determinate în prealabil. Așa cum a fost prezentat la punctul 5.2.3.3 valoarea μ determinată reprezintă cerința de ductilitate care caracterizează mișcarea seismică pentru cerința de rezistență R_μ și perioada T^* dată a sistemului SDOF echivalent.

Spectrul cu ductilitate constantă rezultă din rezolvarea ecuațiilor neliniare care caracterizează oscilatorul SDOF pentru rezistența la curgere calculată din ductilitatea asumată μ la înregistrarea seismică dată.

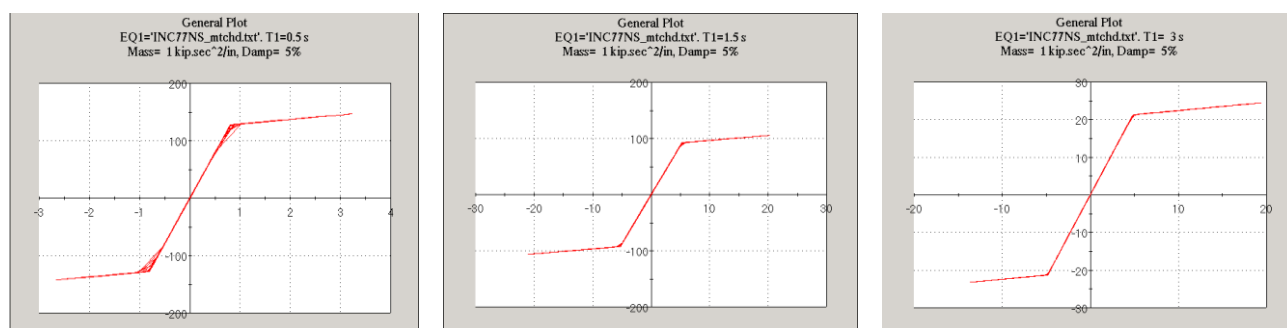


Fig. 5-15. Comportarea histeretică a oscilatorului cu un singur grad de libertate cu perioada $T=0,5$ s; $1,5$ s și 3 s în cazul ductilității constante $\mu=4$ pentru înregistrarea INCERC 77 N-S

În general, cerința de ductilitate este considerată principala măsură a plastificării unui sistem structural. Mai mult, spectrul cu ductilitate constantă permite comparația între sistemele structurale care ating același nivel al plastificării. Trebuie menționat și faptul că spectrul cu ductilitate constantă se poate determina numai prin iterații, din cauză că pentru o valoare a cerinței de ductilitate pot corespunde mai multe niveluri ale cerinței de rezistență. Din această cauză determinarea spectrului inelastic cu ductilitate constantă presupune un efort computațional mai ridicat ca spectrul inelastic cu rezistență constantă. [99]

În Fig. 5-15 se poate observa comportarea histeretică a oscilatorilor cu perioada $0,5$ s, $1,5$ s, și 3 s, pentru înregistrarea Vrancea (INCERC) 1977 componenta N-S, la un model bilinear elastic, pentru ductilitatea constantă $\mu=4$. După aplicarea procesului iterativ de rezolvare a ecuațiilor

neliniare, se determină rezistența la curgere al sistemului SDOF, raportul dintre deplasarea ultimă, și cea de la curgere fiind egală cu $d_u/d_y=4$.

Spre deosebire de metoda CSM și implicit metoda N2, care este aplicată pe spectre inelastice de proiectare, în varianta grafică a metodei propuse, diagrama de capacitate nu intersectează diagrama de cerințe. Acest aspect se datorează faptului că, din cauza conținutului de frecvențe variabil al mișcării seismice nu avem la dispoziție o lege care să descrie deplasarea sistemului SDOF pentru o ductilitate μ dată, pentru un spectru de perioade T . Altfel zis spectrul inelastic nu este compatibil cu spectrul elastic.

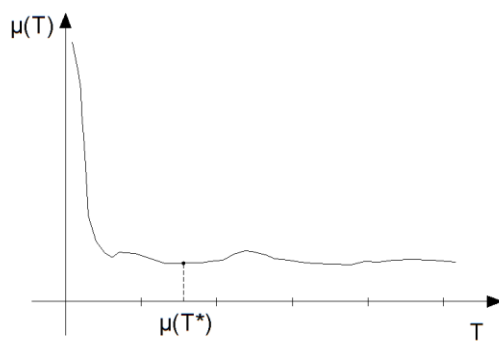


Fig. 5-16. Spectrul ductilității μ - T pentru valoarea constantă a R_μ

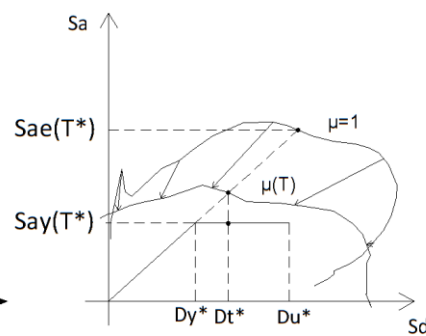


Fig. 5-17. Determinarea deplasării-țintă pentru spectrul inelastic cu ductilitate constantă

Spre deosebire de exemplul specific aplicat în metoda propusă, în cazul general reprezentat de spectrele de răspuns netezite, relațiile R_μ - μ - T dintre spectrul inelastic și elastic sunt astfel definite încât pentru o perioadă T să existe un singur cuplu de valori R_μ - μ , care sunt descrise după o lege bine-definită, și care stabilesc relația dintre spectrul elastic netezit și spectrul inelastic.

În cazul spectrelor inelastice determinate dintr-o accelerogramă, pentru o valoare constantă a cerinței de rezistență elastică R_μ la perioada T_1 îi corespunde o cerință de ductilitate μ_1 , la perioada T_2 o altă cerință de ductilitate μ_2 . Cum este convenabil să se genereze un singur spectru cu ductilitate constantă cu ductilitate μ_1 aferentă perioadei caracteristice a sistemului SDOF echivalent $T^*=T_1$, spectrul inelastic cu ductilitate constantă nu va reprezenta "corect" cerința de deplasare a sistemului echivalent SDOF pentru celelalte perioade ale spectrului, din cauză că ductilitatea μ_1 este caracteristică numai pentru cerința de rezistență R_μ considerată (Fig. 5-16).

În consecință, pentru a trasa un spectru inelastic care descrie cerințele de ductilitate ale tuturor oscilatorilor cu cerința de rezistență limitată R_μ , la tot spectrul de perioade T , nu numai la perioada T^* a sistemului SDOF echivalent analizat, ar trebui să determinăm ductilitățile $\mu_1, \mu_2, \dots, \mu_n$, pentru fiecare perioadă T_1, T_2, \dots, T_n considerată și să desenăm spectrul accelerațiilor S_a și spectrul deplasărilor S_d în funcție de perioada T . Acest aspect este unul nedorit fiindcă ar fi ar mări

de "n" ori efortul computațional, în condițiile în care în aplicația curentă nu ne-ar oferi informații suplimentare.

În Fig. 5-18 este reprezentată determinarea deplasării-țintă D_t^* ale sistemului echivalent SDOF prin metoda grafică. Deplasarea-țintă D_t^* a sistemului echivalent o reprezintă intersecția liniei trasate perioadei sistemului echivalent T^* cu spectrul inelastic generat pentru ductilitatea constantă μ . Altfel zis, deplasarea-țintă D_t^* a sistemului SDOF echivalent este egală cu deplasarea inelastică a oscilatorului SDOF cu perioada T^* și deplasarea la curgere D_y^* , caracterizată de cerința de ductilitate μ aferentă factorului de rezistență ale forțelor elastice $R\mu$ pentru accelerograma considerată. Rezultatele obținute prin varianta analitică și grafică sunt identice.

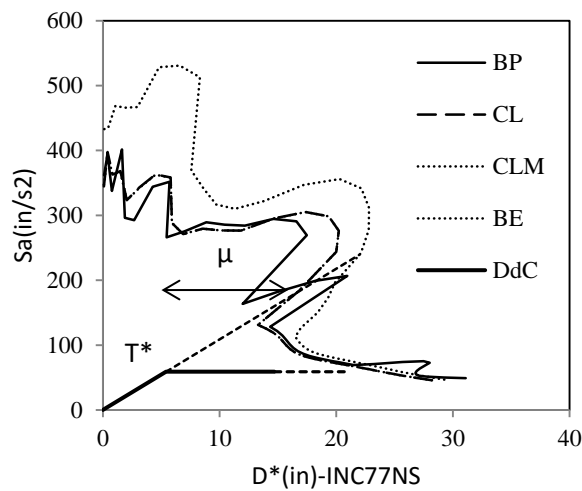


Fig. 5-18. Determinarea deplasării-țintă D_y^* prin metoda grafică

Reprezentarea grafică a cerinței prin spectrul inelastic cu ductilitate constantă și a diagramei de capacitate nu este obligatorie. După determinarea cerinței de ductilitate, conform celor descrise în capitolul 5.2.3.3, se poate trece direct la calculul deplasării-țintă D_t a sistemului SDOF pe cale analitică prin expresia:

$$D_t = \mu \cdot D_y^* \quad (5.8.)$$

în care D_y^* este deplasarea la curgere, iar D_t^* , deplasarea-țintă (inelastică), care caracterizează sistemul SDOF

Totuși, se recomandă folosirea reprezentării grafice pentru vizualizarea factorilor care influențează deplasările inelastice ale structurii: perioada sistemului echivalent T^* , rezistența la curgere F_y^* , spectrul elastic și spectrul inelastic cu ductilitate constantă.

5.2.3.5. Determinarea stării de solicitări pentru deplasarea-țintă

Deplasarea-țintă D a sistemului MDOF se obține prin înmulțirea cu factorul de participare din primul mod de vibrație Γ .(relația (5.9.)). În continuare, se va efectua o analiză statică neliniară,

în care structura se va împinge până la deplasarea D , și se va verifica starea de solicitări și rotirile din elementele structurale.

$$D = D_t \cdot \Gamma \quad (5.9.)$$

5.3. OBSERVAȚII CRITICE ȘI CONCLUZII

- Fiind aplicate pe spectre de proiectare, metodele analizei statice neliniare au un caracter prea general, iar cele ale analizei dinamice neliniare necesită un efort computațional extrem de mare. Din această cauză este necesară o nouă abordare în determinarea deplasărilor inelastice ale structurilor
- În cadrul Capitolului 5, s-a prezentat o metodă pentru determinarea a deplasărilor inelastice ale structurilor în cazul accelerogramelor înregistrate specifice, cu ajutorul analizei statice neliniare și a analizei dinamice neliniare a sistemului SDOF echivalent. Metoda de calcul va fi ilustrată în cadrul studiului aplicativ din Capitolul 6.
- Față de ADNL, metoda propusă are avantaje importante, care constau mai ales în rapiditate și posibilitatea de reprezenta grafic capacitatea și a cerința în format accelerație-deplasare
- Metoda propusă are și avantajul repetitivității față de ADNL, în cazul în care se dorește determinarea deplasărilor inelastice pentru mai multe cutremure. Diagrama de capacitate care caracterizează sistemul structural trebuie trasată o singură dată, după care determinarea cerințelor de ductilitate și de deplasare inelastică durează o fracțiune de secundă, și poate realiza în mod consecutiv pentru mai multe înregistrări
- Față de metoda Yield Point Spectra (YPS), metoda are avantajul determinării directe prin calcul a cerinței de ductilitate. În metoda YPS este necesară o aproximație grafică suplimentară. Diferența în reprezentare – metoda propusă reprezintă deplasările ultime, YPS deplasările la curgere – este una conceptuală
- Datorită faptului că, curba de capacitate a structurii joacă un rol extrem de important în determinarea valorii deplasărilor inelastice, trasarea diagramelor de capacitate se realizează cu ajutorul unui program de calcul care modelează efectele neliniare fizice la nivel de fibră, prin modelul constitutiv al materialului
- Modelarea neliniarităților fizice la nivel de fibră – adoptată de către analiza pushover în cadrul metodei propuse - este un procedeu superior modelării bazate pe conceptul de articulații plastice definite prin relații moment-curbură, sau a modelării prin resoarte neliniare cu relații histeretice predefinite [95]
- În determinarea capacității sistemului SDOF metoda propusă admite aproximațiile metodei N2: echivalarea sistemului SDOF se efectuează cu ajutorul factorului de participare al maselor din

primului mod de vibrație, idealizarea biliniară este realizată cu regula energiilor egale, capacitate post-curgerea digramei de capacitate biliniare este considerată nulă.

- Metoda propusă se poate aplica pentru orice tip de distribuție de forțe laterală. În aplicația care este prezentată în capitolul 6, sunt comparate rezultatele obținute pentru un tip de distribuție de forțe invariabilă (triunghiulară) și una adaptivă
- Pentru determinarea cerinței inelastice răspunsul nelinier al oscilatorilor cu un grad de libertate se poate descrie cu orice model histeretic acceptat.
- În cadrul studiului aplicativ va fi investigat și efectul utilizării diferitelor modele histeretice în determinarea cerințelor inelastice (modele biliniar elastice, cu degradare a rigidității, și biliniar plastice), pentru structuri cu diferite regimuri de înălțime și o gamă variată de mișcări seismice
- Ecuațiile neliniare care caracterizează sistemul SDOF se pot rezolva prin impunerea unei rezistențe constante sau ductilități constante, caracteristice oscilatorului cu un singur grad de libertate
- Determinarea directă –prin calcul – a cerinței de ductilitate cu ajutorul analizei oscilatorului SDOF care are aceeași rezistență cu sistemul SDOF echivalent este una din principalele avantaje ale metodei
- În procesul trasării spectrului cu rezistență constantă, pentru fiecare perioadă modelul histeretic asumat va fi caracterizat de altă rezistență la curgere, din cauza faptului că de obicei spectrul elastic ia valori diferite în accelerații la diferite perioade
- După determinarea cerinței de ductilitate deplasările inelastice se pot determina direct pe cale analitică, sau alternativ se pot reprezenta în formatul Sa-D*
- Pentru cerința de ductilitate determinată se pot trasa spectrele inelastice cu ductilitate constantă, în format Sa-D*, în care deplasarea D* la perioada T* - reprezentată de către linii radiale - arată deplasarea oscilatorului cu un singur grad de libertate cu rezistența egală cu cea a sistemului SDOF echivalat din sistemul "real" MDOF
- Spre deosebire de metoda CSM și metodele derivate - aplicate pe spectre de proiectare - în cadrul metodei propuse, diagrama de capacitate este în "interiorul" spectrului inelastic de cerințe în format Sa-D*, fără a o intersecta. Diferența față de metoda CSM se datorează faptului că spectrul inelastic reprezintă deplasarea inelastică ultimă a oscilatorului cu perioada și rezistența predefinită, iar din cauza conținutului de frecvențe variabil al mișcării seismice spectrul inelastic nu mai este valabil la alte perioade, perioadă la care rezistenței predefinite îi corespunde altă cerință de ductilitate
- În cadrul metodei propuse, deplasarea-țintă a sistemului SDOF echivalent este egală cu deplasarea inelastică ultimă a oscilatorului SDOF cu perioada și rezistența la curgere identică a sistemului SDOF echivalent

- Alternativ față de formatul $Sa-D^*$, și similar metodei YPS, se poate opta pentru reprezentare în format $Sa-D_y^*$, cazul în care spectrul de cerință ar intersecta spectrul de deplasări în punctul deplasării la curgere pe diagrama de capacitate
- Deplasarea-țintă pentru sistemul SDOF se poate calcula și fără reprezentare grafică numai prin înmulțirea deplasării la curgere cu ductilitatea determinată
- Starea de solicitări în structură se va determina printr-o analiză pushover aplicată până la deplasarea laterală egală deplasarea-țintă

CAPITOLUL 6. STUDIU APLICATIV PRIVIND DETERMINAREA DEPLASĂRILOR INELASTICE CU AJUTORUL ANALIZEI STATICE NELINIARE ȘI A SPECTRELOR INELASTICE GENERATE DIRECT DIN ACCELEROGRAME

6.1. INTRODUCERE

În cadrul capitolului 4, a fost prezentată starea cunoașterii din cadrul analizei statice neliniare ale structurilor în cadre. Au fost identificate principalele limitări ale analizei, și anume: incapacitatea de a lua în considerare: efectul duratei, și conținutul de frecvențe ale mișcării seismice, precum și influența modurilor superioare de vibrație și distribuția rigidităților în structură.

Din aplicarea analizei statice neliniare cu cerința reprezentată de un spectru de proiectare, rezultă cantități (deplasări și rotiri) maxime așteptate. Acest lucru se datorează faptului că spectrele de proiectare sunt elaborate din mișcările seismice din trecut –specifice amplasamentului – care sunt generalizate și scalate pentru un anumit nivel de intensitate așteptat.

Principalul avantaj al analizei statice neliniare față de analiza dinamică neliniară este rapiditatea, și capacitatea de sintetizare a rezultatelor prin reprezentarea diagramei de cerință și capacitate pe același grafic. (format S_a-D^*)

Bazat pe aceste considerații, în cadrul capitolului 5 s-a propus o metodă de determinare a deplasărilor inelastice care, pe de o parte reține avantajele analizei statice neliniare, pe de altă parte este capabilă să prezică comportarea inelastică a structurii, cu ajutorul analizei dinamice neliniare a oscilatorului cu un singur grad de libertate.

În cadrul prezentului capitol este prezentat un studiu aplicativ al metodei de calcul propuse, pe trei structuri cu regim de înălțime diferite în două variante: cu o distribuție de forțe fixă, convențională și o distribuție de forțe adaptivă, avansată. Este realizată și comparația rezultatelor obținute cu întregul spectru de metode de calcul: de la analiza statică liniară, statică neliniară și dinamică neliniară așa cum sunt recomandate de către codurile de proiectare.

6.2. DIMENSIONAREA STRUCTURILOR ANALIZATE

6.2.1. Geometrie, încărcări, materiale

Au fost propuse spre analiză trei cadre din beton armat cu diferite regimuri de înălțime, 4, 9 și 15 niveluri numite în continuare structura 1, 2 și 3. Cadrele au două deschideri de câte 6 metri. (Fig. 6-1)

Încărcările din planul planșeului, provenite din greutatea proprie, sunt cele aferente finisajelor și a planșeului monolit de beton armat de 20 cm și totalizează 8 kN/m^2 . Pentru încărcările utile s-au luat în considerare o valoare de 4 kN/m^2 caracteristică pentru ”Zone fără obstacole pentru

oameni în mișcare”, conform SR EN 1991-1-1 [101]. Încărcările liniare din planul cadrului s-au considerat cu valoarea caracteristică pentru o tramă de mărime de 6x6 metri și grinda cu lungime de 6m, din care au rezultat 8 kN/m pentru greutatea proprie și 4 kN/m pentru încărcările utile. La aceste valori se va adăuga greutatea proprie a grinzilor și a stâlpilor cadrelor de beton armat. Înălțimea totală de nivel a cadrelor este uniform 3,5 m. În momentul realizării studiului a fost în vigoare normativul P100-2006, de aceea structura s-a considerat a fi situată în cu $a_g=0,24g$. Conform normativului P100-1/2006, valoarea de vârf a accelerației pentru proiectare este de $a_g=0,24g$, perioada de colț a spectrului de proiectare este $T_c=1,6s$.

Materialele au fost cele folosite în mod uzual și care îndeplinesc criteriile stabilite pentru clasa de ductilitate ridicată ”H” definită în normativul P100-1/2006: Betonul ales are clasa de rezistență C20/25 cu valori caracteristice ale rezistenței la compresiune pentru cilindru și cub de $R_{ck}=16 \text{ N/mm}^2$ și $R_{ck,cube}=20 \text{ N/mm}^2$, cu modulul de elasticitate de $E_{cm}= 30 \text{ GPa}$. Oțelul beton folosit a fost PC52 cu rezistența caracteristică la întindere de $f_{yk}=345\text{N/mm}^2$, conform STAS 10107/0-90 [102].

6.2.2. Calculul static

Pentru calculul static și dimensionare s-a folosit pachetul software ETABS [103]. Conform analizei modale perioadele proprii fundamentale ale structurilor sunt $T_{11}=0,751 \text{ s}$, $T_{12}=1,109 \text{ s}$ și $T_{13}=1,835 \text{ s}$. Coeficienții de participare ai maselor din primul mod de vibrație sunt $\Gamma_{11}=0,843$, $\Gamma_{12}=0,802$, $\Gamma_{13}=0,786$. Se poate observa faptul că structura 3 are perioada fundamentală $> 1,5s$, iar structurile 2 și 3 au peste 30 m în înălțime. Din cauza condițiilor puse de normativul P100 pentru aplicarea metodei forțelor laterale echivalente - prezentate în capitolul 3.4.1 - condiții care nu sunt îndeplinite, dar și pentru uniformitate în dimensionarea structurilor, s-a optat pentru determinarea stării de solicitări cu ajutorul metodei de analiză cu spectre de răspuns. Au fost luate în considerare 10 moduri de vibrație. Sumele maselor participante în primele 10 moduri de vibrație sunt de 100%, 99,99% respectiv 99,31%. Combinațiile modale au fost efectuate cu metoda SRSS.

Pentru reducerea forțelor elastice s-a luat în calcul un factor de comportare $q=5*\alpha_{11}/\alpha_{10}=6,75$, caracteristic clasei de ductilitate H și clădirilor cu mai multe niveluri și mai multe deschideri din beton armat. Conform normativului P100, α_{11}/α_{10} este raportul” între forța laterală capabilă a structurii (atinsă când s-a format un număr suficient de articulații plastice, care să aducă structura în pragul situației de mecanism cinematic) și forța laterală corespunzătoare atingerii capacității de rezistență în primul element al structurii (aparitiei primei articulații plastice)” [40].

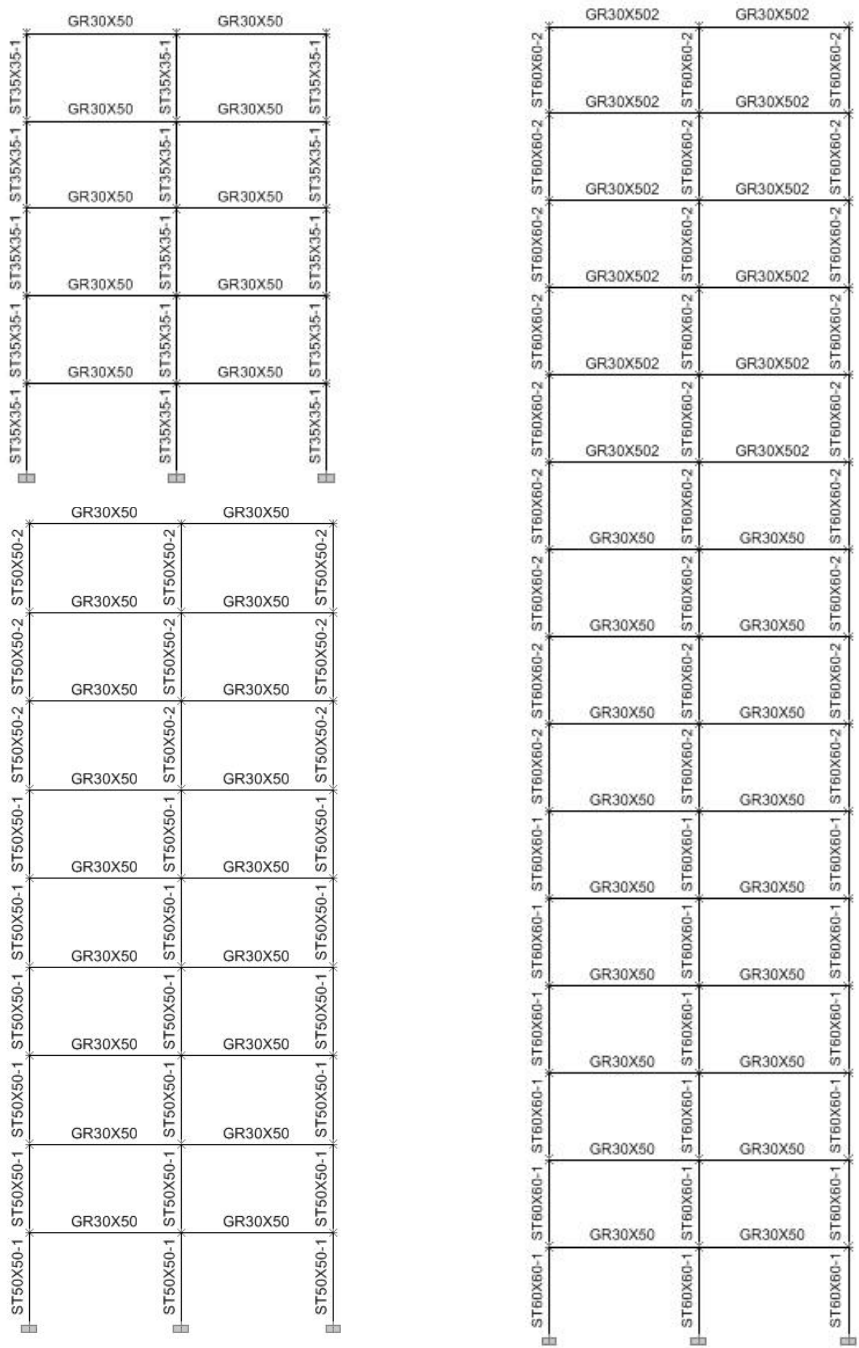


Fig. 6-1. Reprezentarea structurilor analizate de 4, 9, și 15 etaje

Deoarece lucrarea de față studiază aspectele analizei statice neliniare, cu ocazia trasării curbei de capacitate valorile raportului α_{11}/α_{10} din analiza pushover vor fi comparate cu cele folosite pentru proiectare.

Cu această ocazie s-a efectuat o comparație a valorilor forței tăietoare de bază rezultate din metoda forțelor laterale și a metodei de analiză cu spectre de răspuns. Prin aplicarea metodei FLE forța tăietoare de bază are valori mai mari cu 0,08%, 5,98%, respectiv 27,2%, pentru structura 1,2 și 3. Condiția pusă de normativul P100 se justifică în acest caz: în domeniul de aplicabilitate (cazul

structurii 1 și 2) produce rezultate foarte apropiate numeric în raport cu metoda spectrelor de răspuns.

6.2.3. Combinații de încărcări

Combinațiile de încărcări s-au realizat conform normativului SR EN 1990-2004 [104]. S-au efectuat verificări la două niveluri de solicitare, Starea Limită de Serviciu (SLS) și Starea Limită Ultimă (SLU), în gruparea fundamentală (GF) și gruparea specială (GS) de încărcări:

- încărcări de lungă durată (LD):

$$\sum G + 0,4 \sum U \quad (6.1.)$$

- încărcări din GF în SLU :

$$1,35 \sum G + 1,5 \sum U \quad (6.2.)$$

- încărcări din GS în SLS :

$$1 \sum G + 0,4 \sum U + 0,6 \sum S \quad (6.3.)$$

- încărcări din GS în SLU :

$$1 \sum G + 0,4 \sum U + 1 \sum S \quad (6.4.)$$

unde G este greutatea proprie, U sunt încărcările utile, și S încărcările seismice. Încărcările LD se folosesc pentru calculul maselor în gruparea specială. Coeficientul γ s-a considerat 1, valoare caracteristică pentru clădiri cu importanță normală.

6.2.4. Verificarea deplasărilor de nivel la SLS

În paralel cu dimensionarea grinzilor și a stâlpilor, s-au verificat valorile maxime ale driftului de nivel. În cazul drifturilor de nivel, normativul prevede verificarea pentru două niveluri de solicitare. Verificarea la SLS ” are drept scop menținerea funcțiunii principale a clădirii în urma unor cutremure, care pot apărea de mai multe ori în viața construcției, prin limitarea degradării elementelor nestructurale și a componentelor instalațiilor construcției.” [40]

Driftul de nivel pentru SLS se verifică cu ajutorul relației (6.5.)

$$d_r^{SLS} = v \cdot q \cdot d_{re} < d_{r,a}^{SLS} = 0,008h(0,005h) \quad (6.5.)$$

unde v este factor de reducere care ține seama de perioada de revenire mai scurtă a acțiunii seismice, q factorul de comportare, iar d_{re} deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată SLS. Valorile admisibile ale deplasării de nivel $d_{r,a}^{SLS}$ sunt de 0,005h pentru materiale fragile atașate structurii și 0,008h pentru componente ce nu interacționează cu structura.

În Tab. 6-1 sunt prezentate valorile maxime ale drifturilor relative de nivel corespunzătoare SLS pentru structurile analizate. Pentru a obține valorile de verificare a drifturilor de nivel d_r^{SLS} , deplasarea relativă de nivel d_{re} se înmulțește cu valorile factorului de comportare q de 6,75 și valoarea stabilită a factorului v de 0,4 dată pentru structuri cu categoria de importanță III. Valorile d_r^{SLS} pentru structurile analizate se pot citi tot în Tab. 6-1. Se poate observa că valorile driftului de nivel îndeplinesc în toate cazurile valorile specificate atât pentru cazul în care componentele nestructurale nu interacționează cu structura, cât și pentru cazul în care materiale fragile sunt atașate structurii.

Tip structura	Structura 1		Structura 2		Structura 3	
	d_{re}	d_r^{SLS}	d_{re}	d_r^{SLS}	d_{re}	d_r^{SLS}
Valoare drift	0,00177	0,0047	0,0014	0,00378	0,00841	0,00415
Nivel din total	nivel 2/5		nivel 3/9		nivel 4/15	

Tab. 6-1. Verificarea drifturilor de nivel pentru structurile analizate la Starea Limită de Serviciu

6.2.5. Verificarea deplasărilor de nivel la SLU

Verificarea la SLU ” are drept scop evitarea pierderilor de vieți omenești la atacul unui cutremur major, foarte rar, ce poate apărea în viața unei construcții, prin prevenirea prăbușirii totale a elementelor nestructurale.” [40]

Driftul de nivel pentru SLU se verifică cu ajutorul relației (6.6.)

$$d_r^{SLU} = c \cdot q \cdot d_{re0,5EI} < d_{r,a}^{SLU} = 0,025h \quad (6.6.)$$

în care c este coeficient de amplificare al deplasărilor, care ține seama că pentru $T < T_c$ deplasările seismice calculate în domeniul inelastic sunt mai mari decât cele corespunzătoare răspunsului seismic elastic, iar ceilalți termeni au semnificația din relația (6.6.) cu mențiunea că starea limită considerată este SLU.

$$1 \leq c = 3 - 2,5 \cdot \frac{T_c}{T} \leq 2 \quad (6.7.)$$

în care T_c este perioada de control (colț), iar T este perioada fundamentală a clădirii

Conform normativului P100, pentru determinarea deplasărilor corespunzătoare SLU rigiditatea la încovoiere a elementelor structurale de beton armat utilizată pentru calculul valorii d_r ,

se consideră egală cu jumătate din valoarea corespunzătoare secțiunilor nefisurate, adică $0,5E_c I_c$. [40]

Pentru a obține valorile aferente stadiului fisurat, și de a evita un nou calcul structural, se admite dublarea deplasărilor din stadiul nefisurat (relația (6.8.)). Perioada sistemului structural în stadiul nefisurat se poate calcula cu relația (6.9.) [105]

Valorile admisibile ale driftului de nivel în SLU sunt stabilite la 0,025h.

$$d_{re0,5EI} = 2 * d_{reEI} \quad (6.8.)$$

$$T_{0,5EI} = \sqrt{2} * T_{EI} \quad (6.9.)$$

Tip structura	Structura 1			Structura 2			Structura 3		
	c	$d_{re0,5EI}$	d_r^{SLU}	c	$d_{re0,5EI}$	d_r^{SLU}	c	$d_{re0,5EI}$	d_r^{SLU}
Valoare drift	1,826	0,00354	0,0436	1,267	0,0028	0,0239	1,000	0,00622	0,042
Nivel din total		nivel 2/5			nivel 3/9			nivel 4/15	

Tab. 6-2. Verificarea drifturilor de nivel pentru structurile analizate la Starea Limită Ultimă

În Tab. 6-2 sunt prezentate valorile maxime ale drifturilor relative de nivel corespunzătoare SLU pentru structurile analizate. Prin comparația Tab. 6-1 cu Tab. 6-2 se poate observa că drifturile maxime apar la același nivel, cu toate că analizele iau în considerare două cutremure cu intensități diferite, din care cel aferent SLU presupune și degradări.

Acest fapt se datorează caracterului static și liniar al metodei de determinare a deplasărilor inelastice prevăzute în codurile de proiectare, care nu este capabil să ia în considerare efectul duratei sau a conținutului de frecvențe al mișcării seismice, respectiv a degradării și distribuției rigidității la elementele structurale fisurate.

În prezenta aplicație se face abstracție de la faptul că structurile 1 și 3 nu îndeplinesc condiția de verificare la drifturi în cazul nivelului de solicitare SLU, condiție care este pusă la dimensionarea structurilor în domeniul neliniar.

6.2.6. Dimensionarea elementelor structurale

Starea de solicitări în structură s-a efectuat cu ajutorul combinațiilor de încărcări (6.1.),(6.2.),(6.3.),(6.4.). În fiecare dintre structuri, grinzile s-au proiectat din solicitările din GS acestea fiind mai defavorabile decât cele din GF. La fiecare dintre structuri grinzile au secțiunea de 30x50, doar armarea diferă în funcție de nivelul solicitării. Pentru a respecta cerințele normativului P100 pentru îndeplinirea clasei de ductilitate ridicată (H), s-a respectat prevederea conform căreia două armături de $\phi 14$ să fie continue de-a lungul grinzii atât la partea inferioară cât și la partea superioară.

La determinarea momentelor încovoietoare din stâlpi s-a respectat principiul capacității de rezistență, conform căreia se urmărește ca ” deformațiile plastice să apară mai întâi în secțiunile de la extremitățile riglelor și ulterior și în secțiunile de la baza stâlpilor” [40,35]. Pentru a îndeplini această condiție, momentele de capabile din stâlpi $\sum M_{Rc}$ au fost stabilite astfel încât să fie mai mari decât ca produsul momentelor capabile ale grinzilor $\sum M_{Rb}$ din nod și factorul de suprarezistentă γ_{Rd} , care în cazul structurilor din clasa de ductilitate H are o valoare stabilită la 1,3. (relația (6.10.))

Pentru a evita supradimensionarea întregii structuri, armătura din grinzi trebuie stabilită astfel încât raportul dintre momentele capabile și momentele de calcul din grinzi să fie cât mai mici. Trebuie să menționăm faptul că oricât de riguros am alege armarea din grinzi, raportul dintre momentele capabile și cele de calcul este de cca. 1,1-1,2. Din aceasta rezultă faptul că în cea mai ”economică” variantă valorile momentelor de proiectare a stâlpilor vor fi cu 1,4-1,5 mai mari decât valorile de calcul.

$$\sum M_{Rc} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{Rb} \quad (6.10.)$$

Tip structura/ Caracteristici secțiuni		Structura 1		Structura 2		Structura 3	
		Stâlpi	Grinzi	Stâlpi	Grinzi	Stâlpi	Grinzi
Armare etaje superioare	Reprez.						
	Secțiune	35x35	30x50	50x50	30x50	60x60	30x50
	Armare	8φ14	3φ14 sus+ 2φ14 jos	8φ16	4φ14 sus+ 2φ16 jos	8φ20	4φ20 sus+ 4φ14 jos
	Nivel	E4-E5		E7-E9		E10-E15	
Armare etaje inferioare	Reprez.						
	Secțiune	35x35	30x50	50x50	30x50	60x60	30x50
	Armare	8φ16	4φ14 sus+ 2φ16 jos	12φ20	4φ20 sus+ 4φ14 jos	12φ20	4φ25sus+ 4φ20 jos
	Nivel	P-E3		P-E6		P-E9	

Tab. 6-3. Alcătuirea secțiunilor transversale pentru structurile analizate

Pentru a evita supradimensionarea structurii din etajele superioare, unde solicitările din grinzi sunt mai mici, fiecare dintre structuri s-a împărțit în două zone – etajele inferioare și superioare - cu armări diferite ale grinzilor și stâlpilor. Este de menționat faptul că discuția despre economicitatea alcătuirii secțiunilor nu este justificată în cazul în care dimensionarea grinzilor este guvernată de solicitările din gruparea fundamentală, deoarece în acest caz este puțin probabil ca să se formeze un mecanism de plastificare pentru nivelul de solicitare luat în considerare. În cazul în care armăturile din grinzi sunt proiectate din combinațiile din gruparea specială, stabilirea momentelor de dimensionare din stâlpi în relație cu momentele din grinzi este complet justificată. Armările elementelor structurale rezultate după calculul de static și de dimensionare sunt reprezentate în Tab. 6-3.

6.3. DETERMINAREA CAPACITĂȚII STRUCTURILOR ANALIZATE

6.3.1. Trasarea curbelor de capacitate

Curbele de capacitate pentru structurile descrise în Fig. 6-1 și cu alcătuirea secțiunilor conform Tab. 6-3 și modelele constitutive descrise în capitolul 5.2.2.2, Fig. 5-6, Fig. 5-7 și pentru cele două distribuții de forțe, invariabilă și adaptivă au fost trasate cu ajutorul programului SeismoStruct [95].

Curbele de capacitate sunt reprezentate în format forță-deplasare pentru sistemele structurale MDOF analizate, în Fig. 6-2 pentru distribuția de forțe invariabilă și în Fig. 6-3. Curbele de capacitate forță-deplasare pentru sistemul MDOF și pentru sistemul SDOF echivalent – distribuție de forțe adaptivă pentru distribuția de forțe adaptivă. Prin analiza curbelor de capacitate se poate observa faptul că distribuția de forțe adaptivă descrie o structură mai rigidă și cu capacitate de rezistență mai mare decât cea cu distribuția de forțe invariabilă.

Curba de capacitate F^*-D^* care caracterizează sistemul SDOF echivalent este obținută prin împărțirea tuturor valorilor – atât forțe cât și deplasări – cu coeficientul de participare din primul mod de vibrație.(relațiile (5.3.) și (5.4.))

6.3.2. Idealizarea biliniară a curbelor de capacitate

Reprezentarea grafică este una dintre caracteristicile atractive ale metodei CSM și a metodelor de analiză statică neliniară derivate, cum este și metoda N2 sau metoda propusă. Pentru a facilita comparația valorilor care caracterizează capacitățile cu cele care caracterizează cerințele, curbele de capacitate F^*-D^* se transformă în format spectrul accelerațiilor-spectrul deplasărilor $Sa-D^*$. Pentru trecerea din formatul F^*-D^* în formatul $Sa-D^*$, forțele F^* care caracterizează sistemul SDOF vor fi împărțite cu masa echivalentă m^* (relațiile (5.5.)și (5.6.)).

În figurile Fig. 6-2 și Fig. 6-3 sunt reprezentate curbele de capacitate și diagramele de capacitate idealizate bilinear în format Sa-D* pentru distribuția de forțe triunghiulară, respectiv adaptivă. Se poate observa caracterul ”dinamic” al reprezentării în format Sa-D*, față de caracterul ”static” al reprezentării în format F*-D*. În timp ce capacitatea laterală în forțe F(F*) a structurilor analizate crește o dată cu înălțimea acestora, creșterea nu este în relația directă cu masa structurii. Din această cauză, structura 3 cu regimul de înălțime mare este caracterizată de o capacitate în accelerații mai mică decât structurile cu regimul de înălțime mică și medie.

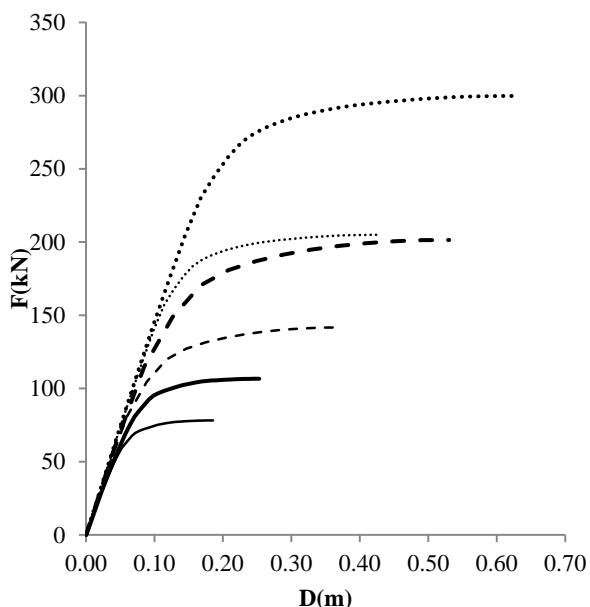


Fig. 6-2. Curbele de capacitate forță-deplasare pentru sistemul MDOF și pentru sistemul SDOF echivalent – distribuție de forțe triunghiulară

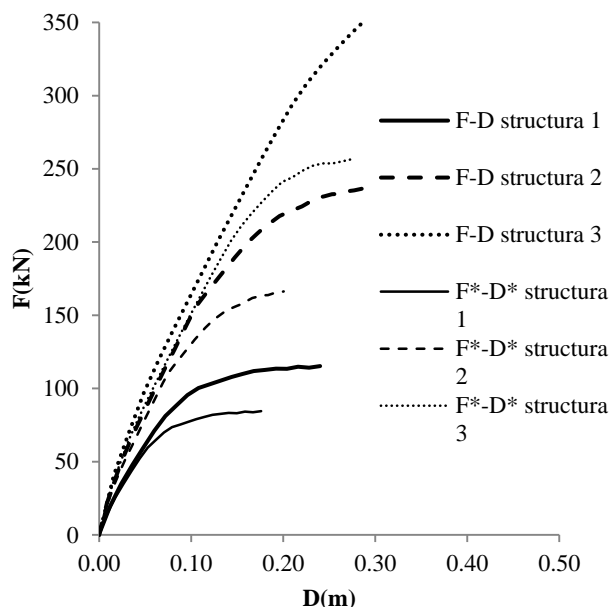


Fig. 6-3. Curbele de capacitate forță-deplasare pentru sistemul MDOF și pentru sistemul SDOF echivalent – distribuție de forțe adaptivă

Pentru a determina caracteristicile sistemului structural SDOF echivalent: perioada T^* , deplasarea la curgere D_y^* , curbele de capacitate în format Sa-D* se idealizează bilinear prin regula energiilor egale. Aria de sub curba de capacitate o reprezintă energia disipată de către sistemul echivalent, și se poate calcula prin integrarea produsului dintre Sa și D*. Prin impunerea capacității de accelerație la curgere S_{ay} , care este egală cu cea ultimă S_{au} , deplasările la curgere D_y^* a sistemelor structurale echivalente se pot calcula ușor pe cale analitică prin relația (4.31.).

O dată ce avem determinată deplasarea la curgere D_y^* , cu ajutorul pantei ascendente a diagramei biliniare putem determina perioada T^* a sistemului SDOF echivalent. Calculul se face prin relația (4.34.) Rezultatele obținute, în materie de deplasare și accelerații la curgere D_y^* și S_{ay} , și energia disipată E_m^* sunt prezentate în tabelele Tab. 6-4, Tab. 6-5, Fig. 6-4 și Fig. 6-5.

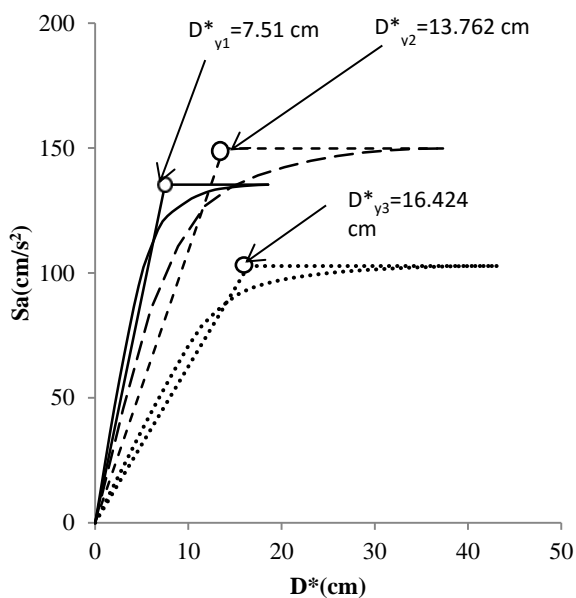


Fig. 6-4. Curbele de capacitate și diagramele de capacitate idealizate biliniar în format Sa-D* - distribuție de forțe triunghiulară

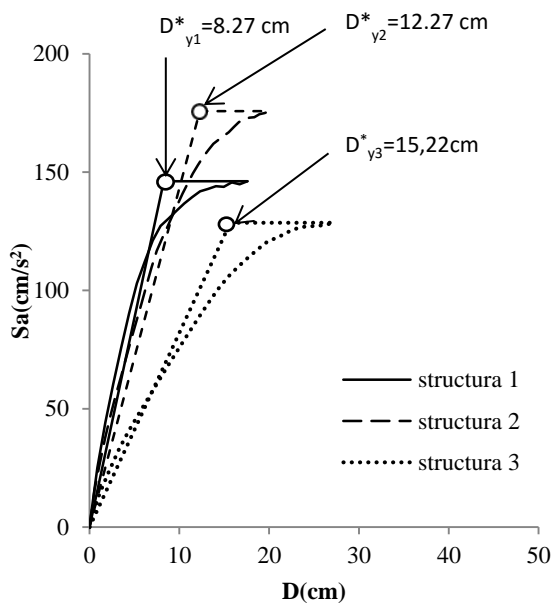


Fig. 6-5. Curbele de capacitate și diagramele de capacitate idealizate biliniar în format Sa-D* - distribuție de forțe adaptivă

	UM	structura 1	structura 2	structura 3
T*	s	1,480	1,900	2,512
Γ	-	1,364	1,422	1,463
Say	cm/s ²	135,334	149,799	102,755
D*y	cm	7,514	13,762	16,434
E*m	kN*cm	1157,54	4310,42	7145,34

Tab. 6-4. Centralizatorul rezultatelor pentru sistemul SDOF echivalent-distribuție de forțe triunghiulară

	UM	structura 1	structura 2	structura 3
T*	s	1,494	1,659	2,192
Γ	-	1,364	1,422	1,463
Say	cm/s ²	146,157	175,779	128,619
D*y	cm	8,272	12,272	15,665
E*m	kN*cm	1137,3	2314,4	5022,44

Tab. 6-5. Centralizatorul rezultatelor pentru sistemul SDOF echivalent-distribuție de forțe adaptivă

Din rezultatele numerice se pot desprinde următoarele concluzii:

- rigiditatea exprimată prin perioada T* și capacitatea în forțe (F*) și accelerații (Sa*) ale sistemului echivalent sunt mai mari pentru distribuțiile de forțe adaptive față de distribuțiile de forțe fixe. Acest aspect este mai accentuat pentru structurile cu 9 și 15 etaje

- energia disipată de către structura 1 este aproximativ egală pentru cele două distribuții de forțe și semnificativ mai mare pentru structurile 2 și 3 (cu regim de înălțime mai mare) pentru distribuțiile de forțe fixe
- în ciuda acestui ultim considerent, deplasările la curgere D_y^* ale sistemelor SDOF echivalente nu diferă semnificativ pentru distribuțiile de forțe fixe față de cele adaptive, din cauza faptului că energiei disipate mai mici îi corespunde o capacitate laterală în forțe (acelerații) mai mare

Din cele enumerate mai sus, se poate observa faptul distribuțiile de forțe fixe și adaptive – în determinarea diagramelor de capacitate și cantitățile asociate acestora - indică rezultate similare în cazul structurii 1 și semnificativ diferite în cazul structurilor 2 și 3. Acest fapt se poate datora și caracterului distribuțiilor de forțe fixe, care nu pot surprinde unele efecte ale plastificării elementelor precum și efectele modurilor superioare de vibrație.

6.4. DETERMINAREA CERINȚELOR SEISMICE

6.4.1. Definirea accelerogramelor artificiale compatibile cu spectrele de proiectare

În vederea validării metodei propuse, s-au generat opt accelerograme artificiale, cu folosirea înregistrărilor seismice realizate în București cu ocazia cutremurelor din '77 și '86, pe baza spectrului inelastic cu $IMR=100$ ani caracteristic accelerației terenului pentru proiectare $a_g=0,24g$ și perioadei de colț $T_c=1,6s$. (Tab. 6-6). Generarea accelerogramelor artificiale s-a realizat cu programul SeismoMatch [106], care prin algoritmul propus de Abrahamson [107] și Hancock [108] este capabil să potrivească accelerogramele înregistrate la spectrul elastic (netezit).

Pentru ca accelerogramele artificiale să poată să fie aplicabile, conform normativului P100-2006 acestea trebuie să îndeplinească următoarele condiții:

- numărul minim de accelerograme să fie mai mare decât 3
- media aritmetică a valorilor accelerațiilor de vârf ale accelerogramelor generate să nu fie mai mică decât valoarea a_g pentru amplasamentul respectiv
- toate valorile spectrului mediu calculat prin medierea aritmetică a ordonatelor spectrelor elastice de răspuns pentru accelerații corespunzând tuturor accelerogramelor artificiale generate trebuie să nu fie mai mici cu mai mult de 10% din valoarea corespunzătoare spectrului elastic de răspuns în amplasament $S_e(T)$. [40]

Nr	Localitate	Locație	Coordonate		Data	Componenta	PGA	PGV	PGD
			Latitudine	Longitudine					
1	București	INCERC	44.442	26.161	4/3/1977	NS	1.949	0.719	1.631
						EW	1.623	0.282	0.096
2	București	INCERC	44.442	26.161	31/8/1986	NS	0.970	0.155	0.037
						EW	1.091	0.113	0.026
3	Otopeni	Aeroport	44.549	26.071	31/8/1986	NS	1.236	0.112	0.019
						EW	2.198	0.262	0.041
4	București	Titulescu	44.450	26.070	31/8/1986	N55W	0.838	0.075	0.014
						N145W	0.875	0.154	0.032

Tab. 6-6. Datele caracteristice ale celor opt înregistrări de la cutremurele din '77 și '86 folosite pentru generarea accelerogramelor artificiale compatibile cu spectrele de proiectare

În Tab. 6-7 este demonstrată îndeplinirea condițiilor puse de normativul P100-2006 și anume: au fost utilizate mai mult de trei accelerograme (opt), media aritmetică a valorii accelerațiilor de vârf (PGA) este mai mare decât valoarea accelerației spectrului elastic, iar abaterea maximă a spectrului mediată este de 4,66%. Spectrele elastice originale, și cele artificiale, rezultate după potrivirea accelerogramelor la spectrul de proiectare sunt reprezentate în Fig. 6-6 și Fig. 6-7.

Accelerogramă	Abatere medie	Abatere maximă	PGA
București - Incerc 1977 N-S	6.7 %	29.8 %	844.815
București - Incerc 1977 E-W	8.1 %	29.5 %	710.148
București - Incerc 1986 N-S	4.2 %	26.6 %	668.693
București - Incerc 1986 E-W	2.4 %	23.8 %	660.244
București - Otopeni 1986 N-S	10.7 %	30.0 %	666.951
București - Otopeni 1986 E-W	3.5 %	25.1 %	668.280
București - Titulescu 1986 N-S	2.3 %	16.3 %	674.584
București - Titulescu 1986 E-W	3.9 %	26.6 %	669.709
Medie aritmetică	4,66%		677,677

Tab. 6-7. Rezultatele potrivirii accelerogramelor înregistrate la spectrul elastic de proiectare corespunzător $a_g=0,24g$ și perioadei de colț $T_c=1,6s$

Pentru a verifica metoda propusă la niveluri de solicitare diferite, pe lângă cutremurele compatibile la spectrul de proiectare $a_g=0,24g$ și caracterizate de perioada de colț $T_c=1,6s$ s-a introdus un cutremur cu intensitatea mai mică. Pentru aceasta cutremurele potrivite la spectrul de proiectare s-au scalat la 50%, rezultând un set de accelerograme care se caracterizează de $a_g=0,12g$, $T_c=1,6s$, cu toate că în normativul P100 nu există spectru caracterizat de acești parametri. Considerăm faptul că în aplicația curentă nu este relevant acest aspect, metoda propusă putând fi aplicată pentru orice tip de mișcare seismică.

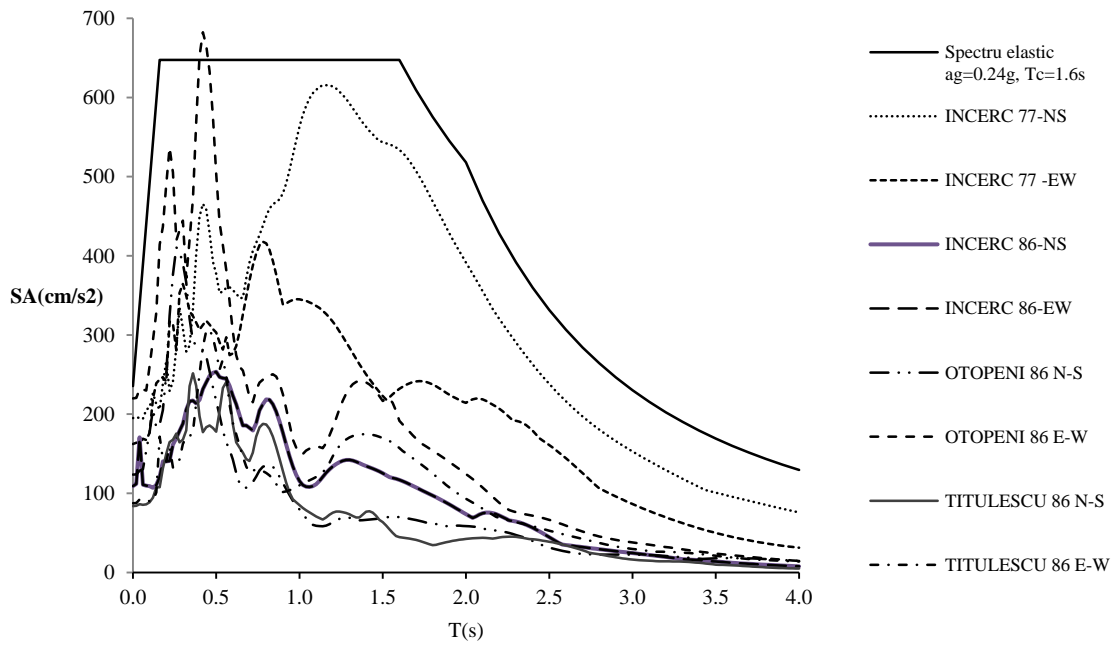


Fig. 6-6. Spectrele elastice și cel de proiectare pentru accelerogramele înregistrate în București cu ocazia cutremurelor Vrancea 1977 și 1986

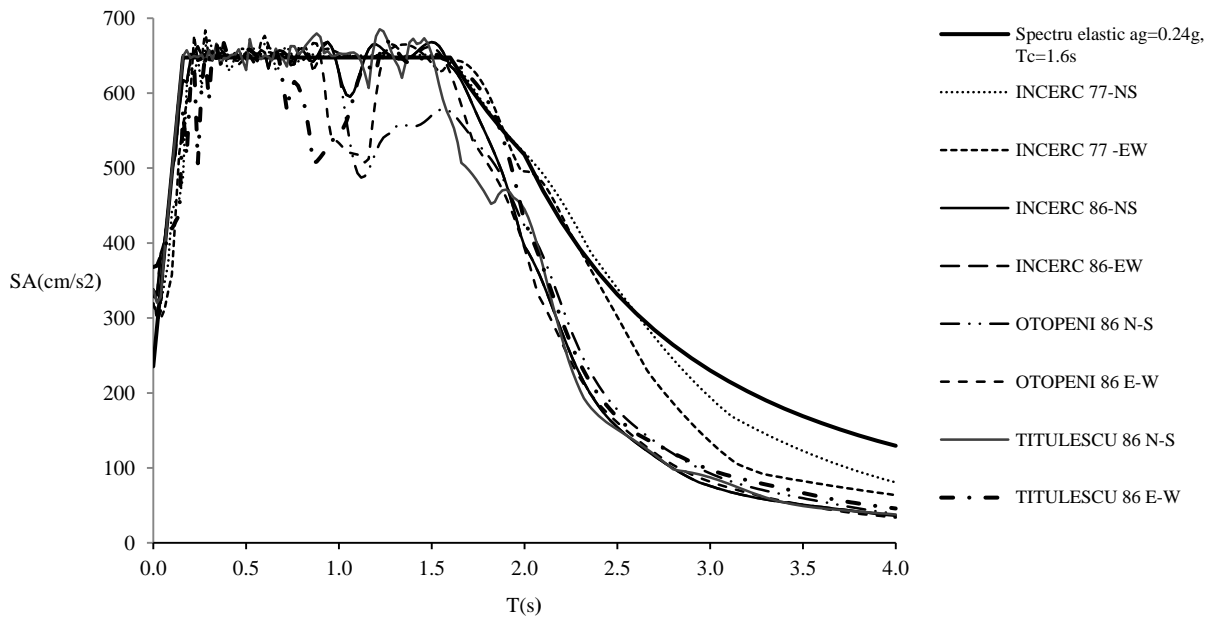


Fig. 6-7. Spectrele elastice artificiale calculate prin potrivirea accelerogramelor înregistrate din București în 1977 și 1986 la spectrul elastic de proiectare

6.4.2. Determinarea cerințelor inelastice

Pentru a determina cerințele de ductilitate asociate fiecărei mișcări seismice, amintim punctele cheie ale metodologiei descrise în capitolele 5.2.3.3 și 5.2.3.4. Pentru aplicarea metodei în aplicația curentă trebuie parcurși următorii pași:

- determinarea curbelor de capacitate ale fiecărei structuri analizate – pentru cele două tipuri de distribuție de forțe (Fig. 6-4 și Fig. 6-5)
- curbele de capacitate au fost idealizate biliniar, și au fost calculate principalele cantități care caracterizează sistemul SDOF echivalent: perioada T^* , accelerația și deplasarea la curgere S_{ay} și D_y^* , deplasarea ultimă D_u^* (Tab. 6-4 și Tab. 6-5; Fig. 6-4 și Fig. 6-5)
- în continuare se determină spectrul elastic $S_{ae}(T)$ pentru fiecare mișcare seismică. În Tab. 6-8 – Tab. 6-19 sunt prezentate valorile caracteristice spectrului elastic de accelerații $S_a(T^*)$ pentru perioada T^* a sistemului SDOF echivalent, pentru cutremurele cu valoarea de vârf a accelerației de 0,12g și 0,24g, respectiv pentru perioadele care caracterizează sistemele SDOF echivalente pentru distribuția de forțe fixă și adaptivă
- cu ajutorul relației (5.7.) se calculează cerința de rezistență R_μ separat pentru fiecare accelerogramă și distribuție de forțe (Tab. 6-8 – Tab. 6-19)
- prin ADNL a oscilatorilor SDOF cu cerința de rezistență R_μ impusă, se calculează cerințele de ductilitate separat pentru fiecare model histeretic, accelerogramă, și distribuție de forțe cu ajutorul programului BISPEC Rezultatele sunt prezentate în Tab. 6-8 – Tab. 6-19, în care S_a semnifică spectrul elastic accelerațiilor, R_μ factorul de reducere al accelerațiilor (forțelor) elastice, BP, modelul biliniar plastic, CL modelul Clough cu degradare a rigidității, MCL modelul Clough modificat, și BE modelul biliniar elastic. Modelele histeretice utilizate au fost descrise în capitolul 5.2.3.1.

Cerințele de ductilitate pentru înregistrările cu accelerația de vârf 0,12 g

	INC 77-NS	INC 77-EW	INC 86-NS	INC 86-EW	OTP 86 N-S	OTP 86 E-W	TIT 86 N-S	TIT 86 E-W
Sa	129.40	130.70	126.30	128.10	111.40	126.70	128.40	128.10
R_μ	2.43	2.45	2.37	2.40	2.09	2.38	2.41	2.40
BP	2.76	1.83	1.80	2.27	2.05	1.99	2.06	2.24
CL	2.83	1.91	2.07	2.43	2.13	1.99	2.10	2.24
MCL	2.83	1.91	2.07	2.43	2.13	1.99	2.10	2.24
BE	3.06	4.17	3.12	3.06	2.91	3.09	3.90	2.97

Tab. 6-8. Determinarea cerinței de ductilitate calculate pe setul de accelerograme cu 0,12g a pentru structura 1-distribuție de forțe fixă

	INC 77-NS	INC 77-EW	INC 86-NS	INC 86-EW	OTP 86 N-S	OTP 86 E-W	TIT 86 N-S	TIT 86 E-W
Sa	106.20	116.90	108.20	107.90	111.40	108.10	109.80	128.10
R_μ	1.80	1.98	1.83	1.83	1.89	1.83	1.86	2.17
BP	2.000	1.524	1.410	1.603	1.34	1.47	1.761	1.928
CL	2.000	1.576	1.518	1.560	1.34	1.47	1.847	1.928
MC L	2.000	1.576	1.518	1.560	1.34	1.47	1.847	1.928
BE	2.181	2.272	1.913	2.090	2.314	1.834	2.254	2.625

Tab. 6-9. Determinarea cerinței de ductilitate pe setul de accelerograme cu 0,12g pentru structura 2-distribuție de forțe fixă

	<i>INC 77-NS</i>	<i>INC 77-EW</i>	<i>INC 86-NS</i>	<i>INC 86-EW</i>	<i>OTP 86 N-S</i>	<i>OTP 86 E-W</i>	<i>TIT 86 N-S</i>	<i>TIT 86 E-W</i>
Sa	67.30	81.75	65.57	66.25	50.45	64.67	64.68	65.04
R μ	1.66	2.02	1.62	1.64	1.25	1.60	1.60	1.61
BP	1.609	1.629	1.734	1.341	1.40	1.70	1.310	1.447
CL	1.616	1.794	1.734	1.341	1.24	1.70	1.310	1.492
MCL	1.616	1.794	1.734	1.341	1.24	1.70	1.310	1.492
BE	1.724	2.192	1.734	1.450	1.241	1.697	1.501	1.666

Tab. 6-10. Determinarea cerinței de ductilitate pe setul de accelerograme cu 0,12g pentru structura 3-distribuție de forțe fixă

	<i>INC 77-NS</i>	<i>INC 77-EW</i>	<i>INC 86-NS</i>	<i>INC 86-EW</i>	<i>OTP 86 N-S</i>	<i>OTP 86 E-W</i>	<i>TIT 86 N-S</i>	<i>TIT 86 E-W</i>
Sa	129.40	130.70	126.30	128.10	111.40	126.70	128.40	128.10
R μ	2.25	2.27	2.19	2.23	1.94	2.20	2.23	2.23
BP	2.63	1.83	1.79	2.23	2.02	1.91	2.01	2.01
CL	2.66	1.88	2.00	2.35	2.06	1.91	2.02	2.01
MC L	2.66	1.88	2.00	2.35	2.06	1.91	2.02	2.01
BE	2.73	3.91	2.76	2.78	2.40	2.02	3.59	2.77

Tab. 6-11. Determinarea cerinței de ductilitate pe setul de accelerograme cu 0,12g pentru structura 1-distribuție de forțe adaptivă DAP cu amplificare spectrală

	<i>INC 77-NS</i>	<i>INC 77-EW</i>	<i>INC 86-NS</i>	<i>INC 86-EW</i>	<i>OTP 86 N-S</i>	<i>OTP 86 E-W</i>	<i>TIT 86 N-S</i>	<i>TIT 86 E-W</i>
Sa	123.00	116.04	123.30	124.20	110.00	123.50	124.80	122.90
R μ	1.78	1.68	1.78	1.79	1.59	1.78	1.80	1.78
BP	2.01	1.31	1.67	1.88	1.14	1.47	1.65	1.40
CL	2.01	1.51	1.73	1.90	1.14	1.55	1.65	1.40
MC L	2.01	1.51	1.73	1.90	1.14	1.55	1.65	1.40
BE	2.01	2.59	1.98	1.99	1.17	1.96	2.56	1.94

Tab. 6-12. Determinarea cerinței de ductilitate pe setul de accelerograme cu 0,12g pentru structura 2-distribuție de forțe adaptivă DAP cu amplificare spectrală

	<i>INC 77-NS</i>	<i>INC 77-EW</i>	<i>INC 86-NS</i>	<i>INC 86-EW</i>	<i>OTP 86 N-S</i>	<i>OTP 86 E-W</i>	<i>TIT 86 N-S</i>	<i>TIT 86 E-W</i>
Sa	93.20	99.04	84.65	83.56	84.03	84.45	83.37	83.76
R μ	1.84	1.96	1.67	1.65	1.66	1.67	1.65	1.65
BP	2.129	1.584	1.846	1.257	1.29	1.74	1.395	1.614
CL	1.801	1.656	1.846	1.251	1.26	1.74	1.332	1.649
MCL	1.801	1.656	1.846	1.251	1.26	1.74	1.332	1.649
BE	1.801	1.961	1.705	1.629	1.675	1.737	1.413	1.783

Tab. 6-13. Determinarea cerinței de ductilitate pe setul de accelerograme cu 0,12g pentru structura 3-distribuție de forțe adaptivă DAP cu amplificare spectrală

Cerințele de ductilitate pentru înregistrările cu accelerația de vârf 0,24 g

	<i>INC 77-NS</i>	<i>INC 77-EW</i>	<i>INC 86-NS</i>	<i>INC 86-EW</i>	<i>OTP 86 N-S</i>	<i>OTP 86 E-W</i>	<i>TIT 86 N-S</i>	<i>TIT 86 E-W</i>
Sa	258.90	261.30	252.60	256.30	222.80	253.40	256.80	256.20
R μ	4.86	4.90	4.74	4.81	4.18	4.76	4.82	4.81
BP	3.86	3.19	5.00	4.17	3.16	4.69	2.97	3.67
CL	4.02	3.78	5.02	4.28	3.44	5.06	3.62	4.17

MC	4.02	3.78	5.02	4.28	3.45	5.06	3.62	4.17
BE	6.73	7.78	5.08	4.87	4.81	6.02	5.38	5.93

Tab. 6-14. Determinarea cerinței de ductilitate pe setul de accelerograme cu 0,24g pentru structura 1- distribuție de forțe fixă

	INC 77-NS	INC 77-EW	INC 86-NS	INC 86-EW	OTP 86 N-S	OTP 86 E-W	TIT 86 N-S	TIT 86 E-W
Sa	192.50	249.90	244.00	254.60	193.80	258.90	258.00	255.80
R μ	3.26	4.24	4.14	4.32	3.29	4.39	4.37	4.34
BP	3.000	2.675	2.260	2.380	3.42	3.58	1.669	2.441
CL	2.777	2.770	1.959	2.648	2.57	3.58	1.958	2.441
MC	2.777	2.770	2.539	2.648	2.57	3.58	1.950	2.441
BE	3.643	5.117	2.278	4.144	3.489	3.577	2.561	2.441

Tab. 6-15. Determinarea cerinței de ductilitate pe setul de accelerograme cu 0,24g pentru structura 2- distribuție de forțe fixă

	INC 77-NS	INC 77-EW	INC 86-NS	INC 86-EW	OTP 86 N-S	OTP 86 E-W	TIT 86 N-S	TIT 86 E-W
Sa	134.60	163.20	131.10	132.50	100.90	123.90	129.40	130.10
R μ	3.33	4.03	3.24	3.28	2.49	3.06	3.20	3.22
BP	2.342	2.314	2.355	3.258	2.07	2.25	2.402	2.600
CL	2.342	2.455	2.565	3.320	2.16	2.44	2.436	2.600
MCL	2.342	2.455	2.565	3.320	2.16	2.44	2.460	2.600
BE	2.854	3.333	3.378	3.550	2.552	3.211	2.467	2.600

Tab. 6-16. Determinarea cerinței de ductilitate pe setul de accelerograme cu 0,24g pentru structura 3-distribuție de forțe fixă

	INC 77-NS	INC 77-EW	INC 86-NS	INC 86-EW	OTP 86 N-S	OTP 86 E-W	TIT 86 N-S	TIT 86 E-W
Sa	258.90	261.30	252.60	256.30	222.80	253.40	256.80	256.20
R μ	4.50	4.54	4.39	4.45	3.87	4.40	4.46	4.45
BP	3.66	3.31	4.45	3.13	2.88	4.30	2.43	3.45
CL	4.08	3.41	4.45	2.58	3.09	4.62	3.39	3.89
MC L	4.08	3.41	4.45	2.58	3.09	4.62	3.39	3.89
BE	6.54	7.40	4.73	5.07	4.69	5.50	5.24	5.26

Tab. 6-17. Determinarea cerinței de ductilitate pe setul de accelerograme cu 0,24g pentru structura 1- distribuție de forțe adaptivă DAP cu amplificare spectrală

	INC 77-NS	INC 77-EW	INC 86-NS	INC 86-EW	OTP 86 N-S	OTP 86 E-W	TIT 86 N-S	TIT 86 E-W
Sa	246.00	232.80	246.50	248.40	220.00	247.00	256.80	245.80
R μ	3.55	3.36	3.56	3.59	3.18	3.57	3.71	3.55
BP	3.03	2.67	2.77	2.80	2.49	3.22	2.30	2.82
CL	3.36	2.73	2.77	2.81	2.57	3.33	2.80	3.01
MC L	3.36	2.73	2.77	2.81	2.57	3.33	2.80	3.01
BE	4.64	5.49	3.51	3.53	3.54	3.69	4.86	3.73

Tab. 6-18. Determinarea cerinței de ductilitate pe setul de accelerograme cu 0,24g pentru structura 2- distribuție de forțe adaptivă DAP cu amplificare spectrală

	INC 77-NS	INC 77-EW	INC 86-NS	INC 86-EW	OTP 86 N-S	OTP 86 E-W	TIT 86 N-S	TIT 86 E-W
Sa	186.40	198.10	169.30	167.10	168.10	168.90	166.70	167.50
R μ	3.68	3.91	3.34	3.30	3.32	3.34	3.29	3.31

BP	2.264	2.475	3.193	2.474	3.02	2.62	1.965	2.523
CL	2.203	2.495	3.291	2.387	2.75	2.89	2.069	2.523
MCL	2.203	2.495	3.291	2.432	2.75	2.89	2.073	2.523
BE	3.162	4.299	3.718	2.258	2.794	3.882	2.697	2.990

Tab. 6-19. Determinarea cerinței de ductilitate pe setul de accelerograme cu 0,24g pentru structura 3- distribuție de forțe adaptivă DAP cu amplificare spectrală

6.5. STUDIU PRIVIND ACURATEȚEA DETERMINĂRII DEPLASĂRILOR GLOBALE CU AJUTORUL METODEI DE CALCUL PROPUSE

6.5.1. Comparația deplasărilor globale cu cele obținute prin analiza dinamică neliniară

Cu cerințele de ductilitate determinate la capitolul 6.4.2, deplasările inelastice ale structurilor se pot calcula pe cale analitică sau prin metoda grafică. Aspectele determinării deplasărilor globale prin determinarea cerințelor de ductilitate au fost detaliate în capitolul 5.2.3.4. Calculul pe cale analitică este extrem de simplu și constă în înmulțirea cerinței de ductilitate - determinate prin ADNL a sistemului SDOF cu cerința de rezistență R_{μ} și perioada T^* -, cu deplasarea la curgere a sistemului SDOF echivalent cu ajutorul relației (5.8.), mai apoi cu înmulțirea rezultatului (deplasarea-țintă a sistemului SDOF echivalent) cu factorul de participare din primul mod de vibrație prin relația (5.9.).

În tabelele Tab. 6-20 - Tab. 6-31 sunt reprezentate deplasările globale obținute pe cale analitică cu ajutorul relației (5.8.) - prin metoda propusă -, pentru cele 4 tipuri de modele hysteretice analizate (biliniar-plastic(BP), model Clough cu degradare a rigidității (CL), model Clough modificat (MCL), model biliniar-elastic (BE)) în raport cu deplasările obținute prin analiza time-history (TH) a modelului MDOF.

Deplasările globale pentru înregistrările cu accelerația de vârf 0,12 g

	INC 77-NS	INC 77-EW	INC 86-NS	INC 86-EW	OTP 86 N-S	OTP 86 E-W	TIT 86 N-S	TIT 86 E-W
THA	22.10	25.50	21.60	20.00	20.40	18.70	21.20	17.90
BP	28.29	18.70	18.40	23.24	20.95	20.41	21.06	22.90
CL	28.97	19.58	21.23	24.91	21.79	20.41	21.55	22.90
MCL	28.97	19.58	21.23	24.91	21.79	20.41	21.55	22.90
BE	31.32	42.74	31.93	31.30	29.79	31.65	39.96	30.40
Abatere relativă								
BP	28.01%	-26.67%	-14.80%	16.19%	2.71%	9.15%	-0.68%	27.93%
CL	31.07%	-23.21%	-1.71%	24.54%	6.83%	9.15%	1.64%	27.93%
MCL	31.07%	-23.21%	-1.71%	24.54%	6.83%	9.15%	1.64%	27.93%
BE	41.73%	67.60%	47.81%	56.51%	46.01%	69.25%	88.49%	69.84%

Tab. 6-20. Deplasările-țintă determinate pentru înregistrările cu accelerația la vârf 0,12g pentru structura 1-distribuție de forțe fixă

<i>D*(cm)</i>								
	INC 77-NS	INC 77-EW	INC 86-NS	INC 86-EW	OTP 86 N-S	OTP 86 E-W	TIT 86 N-S	TIT 86 E-W
TH	22.10	25.50	21.60	20.00	20.40	18.70	21.20	17.90
BP	29.67	20.59	20.22	25.19	22.77	21.56	22.68	22.62
CL	29.96	21.26	22.57	26.47	23.21	21.56	22.79	22.62
MCL	29.96	21.26	22.57	26.47	23.21	21.56	22.79	22.62
BE	30.81	44.10	31.16	31.37	27.04	22.82	40.50	31.28
Abatere relativă								
BP	34.27%	-19.25%	-6.40%	25.97%	11.61%	15.30%	6.97%	26.38%
CL	35.54%	-16.64%	4.47%	32.34%	13.77%	15.30%	7.50%	26.38%
MCL	35.54%	-16.64%	4.47%	32.34%	13.77%	15.30%	7.50%	26.38%
BE	39.42%	72.95%	44.27%	56.83%	32.57%	22.03%	91.06%	74.72%

Tab. 6-21. Deplasările-țintă determinate pentru înregistrările cu accelerația la vârf 0,12g pentru structura 1- distribuție de forțe adaptivă DAP cu amplificare spectrală

<i>D*(cm)</i>								
	INC 77-NS	INC 77-EW	INC 86-NS	INC 86-EW	OTP 86 N-S	OTP 86 E-W	TIT 86 N-S	TIT 86 E-W
TH	27.50	29.70	28.90	20.67	26.50	22.59	24.40	21.48
BP	39.14	29.82	27.59	31.37	26.30	28.77	34.46	37.73
CL	39.14	30.84	29.71	30.53	26.30	28.77	36.14	37.73
MCL	39.14	30.84	29.71	30.53	26.22	28.77	36.14	37.73
BE	42.68	44.46	37.44	40.90	45.28	35.89	44.11	51.37
Abatere relativă								
BP	42.32%	0.42%	-4.52%	51.76%	-0.75%	27.34%	41.24%	75.65%
CL	42.32%	3.84%	2.79%	47.69%	-0.75%	27.34%	48.13%	75.65%
MCL	42.32%	3.84%	2.79%	47.69%	-1.05%	27.34%	48.13%	75.65%
BE	55.20%	49.70%	29.54%	97.87%	70.88%	58.88%	80.78%	139.15%

Tab. 6-22. Deplasările-țintă determinate pentru înregistrările cu accelerația la vârf 0,12g pentru structura 2-distribuție de forțe fixă

<i>D*(cm)</i>								
	INC 77-NS	INC 77-EW	INC 86-NS	INC 86-EW	OTP 86 N-S	OTP 86 E-W	TIT 86 N-S	TIT 86 E-W
TH	27.50	29.70	28.90	20.67	26.50	22.59	24.40	21.48
BP	35.08	22.93	29.13	32.84	19.95	25.64	28.79	24.50
CL	35.08	26.37	30.19	33.21	19.95	26.96	28.83	24.50
MCL	35.08	26.37	30.19	33.21	19.89	26.96	28.83	24.50
BE	35.08	45.22	34.47	34.76	20.37	34.26	44.66	33.82
Abatere relativă								
BP	27.55%	-22.79%	0.78%	58.89%	-24.73%	13.48%	18.01%	14.06%
CL	27.55%	-11.22%	4.46%	60.66%	-24.73%	19.35%	18.15%	14.06%
MCL	27.55%	-11.22%	4.46%	60.66%	-24.93%	19.35%	18.15%	14.06%
BE	27.55%	52.24%	19.26%	68.18%	-23.15%	51.64%	83.02%	57.45%

Tab. 6-23. Deplasările-țintă determinate pentru înregistrările cu accelerația la vârf 0,12g pentru structura 2- distribuție de forțe adaptivă DAP cu amplificare spectrală

<i>D*(cm)</i>								
	INC 77-NS	INC 77-EW	INC 86-NS	INC 86-EW	OTP 86 N-S	OTP 86 E-W	TIT 86 N-S	TIT 86 E-W
TH	32.20	26.80	20.70	19.10	21.50	19.20	20.00	22.20
BP	38.68	39.16	41.69	32.24	33.56	40.80	31.49	34.79
CL	38.85	43.13	41.69	32.24	29.84	40.80	31.49	35.87

MCL	38.85	43.13	41.69	32.24	29.84	40.80	31.49	35.87
BE	41.45	52.70	41.69	34.86	29.84	40.80	36.09	40.05
Eroare relativă								
BP	20.13%	46.13%	101.39%	68.79%	56.10%	112.49%	57.47%	56.70%
CL	20.66%	60.93%	101.39%	68.79%	38.77%	112.49%	57.47%	61.58%
MCL	20.66%	60.93%	101.39%	68.79%	38.77%	112.49%	57.47%	61.58%
BE	28.72%	96.64%	101.39%	82.51%	38.77%	112.49%	80.43%	80.42%

Tab. 6-24. Deplasările-țintă determinate pentru înregistrările cu accelerația la vârf 0,12g pentru structura 3-distribuție de forțe fixă

<i>D*(cm)</i>								
	INC 77-NS	INC 77-EW	INC 86-NS	INC 86-EW	OTP 86 N-S	OTP 86 E-W	TIT 86 N-S	TIT 86 E-W
TH	32.20	26.80	20.70	19.10	21.50	19.20	20.00	22.20
BP	48.79	36.30	42.31	28.81	29.52	39.81	31.97	36.99
CL	41.28	37.95	42.31	28.67	28.85	39.81	30.53	37.79
MCL	41.28	37.95	42.31	28.67	28.85	39.81	30.53	37.79
BE	41.28	44.94	39.08	37.33	38.39	39.81	32.38	40.86
Abatere relativă								
BP	51.53%	35.46%	104.38%	50.83%	37.30%	107.34%	59.85%	66.62%
CL	28.18%	41.61%	104.38%	50.11%	34.20%	107.34%	52.63%	70.23%
MCL	28.18%	41.61%	104.38%	50.11%	34.20%	107.34%	52.63%	70.23%
BE	28.18%	67.70%	88.77%	95.46%	78.55%	107.34%	61.92%	84.07%

Tab. 6-25. Deplasările-țintă determinate pentru înregistrările cu accelerația la vârf 0,12g pentru structura 3- distribuție de forțe adaptivă DAP cu amplificare spectrală

Deplasările globale pentru înregistrările cu accelerația de vârf 0,24 g

<i>D*(cm)</i>								
	INC 77-NS	INC 77-EW	INC 86-NS	INC 86-EW	OTP 86 N-S	OTP 86 E-W	TIT 86 N-S	TIT 86 E-W
TH	46.50	32.12	37.50	24.50	35.60	27.80	32.30	36.50
BP	41.11	45.75	52.64	43.98	33.20	49.25	31.35	38.51
CL	55.37	39.83	52.95	45.08	36.24	36.24	38.11	43.80
MCL	55.37	39.83	52.95	45.08	36.24	36.24	38.11	43.80
BE	71.59	81.83	53.52	51.39	50.49	50.49	56.75	62.37
Abatere relativă								
BP	-11.21%	27.07%	41.11%	76.65%	-10.74%	81.72%	-2.95%	5.51%
CL	19.59%	10.63%	41.96%	81.02%	-2.58%	33.73%	18.00%	20.00%
MCL	19.59%	10.63%	41.96%	81.02%	-2.58%	33.73%	18.00%	20.00%
BE	54.62%	127.30%	43.50%	106.40%	35.74%	86.33%	75.69%	70.87%

Tab. 6-26. Deplasările-țintă determinate pentru înregistrările cu accelerația la vârf 0,24g pentru structura 1-distribuție de forțe fixă

<i>D*(cm)</i>								
	INC 77-NS	INC 77-EW	INC 86-NS	INC 86-EW	OTP 86 N-S	OTP 86 E-W	TIT 86 N-S	TIT 86 E-W
TH	46.50	32.12	37.50	24.50	35.60	27.80	35.09	36.50
BP	41.33	37.32	50.21	35.36	32.52	48.55	27.43	38.97
CL	46.08	38.46	50.21	29.12	34.86	52.13	38.28	43.89
MCL	46.08	38.46	50.21	29.12	34.86	52.13	38.25	43.89
BE	73.73	83.54	53.34	57.20	52.92	62.03	59.06	59.35
Abatere relativă								

BP	-11.12%	16.18%	33.89%	44.32%	-8.66%	74.64%	-21.84%	6.77%
CL	-0.91%	19.75%	33.89%	18.86%	-2.07%	87.50%	9.10%	20.24%
MCL	-0.91%	19.75%	33.89%	18.86%	-2.07%	87.50%	9.00%	20.24%
BE	58.56%	160.07%	42.25%	133.48%	48.64%	123.13%	68.32%	62.59%

Tab. 6-27. Deplasările-țintă determinate pentru înregistrările cu accelerația la vârf 0,24g pentru structura 1- distribuție de forțe adaptivă DAP cu amplificare spectrală

<i>D*(cm)</i>								
	INC 77-NS	INC 77 -EW	INC 86-NS	INC 86-EW	OTP 86 N-S	OTP 86 E-W	TIT 86 N-S	TIT 86 E-W
TH	55.20	45.20	42.50	32.60	44.90	29.70	33.40	43.40
BP	65.73	48.71	59.42	58.13	49.31	63.77	68.79	57.83
CL	60.72	50.44	56.69	60.09	53.41	53.41	70.77	63.61
MCL	60.72	50.44	61.79	60.09	53.41	53.41	70.77	63.61
BE	79.97	93.19	70.85	68.41	58.11	58.11	82.63	70.31
Abatere relativă								
BP	19.07%	49.88%	85.69%	55.03%	11.81%	114.70%	111.67%	36.38%
CL	10.00%	55.19%	77.14%	60.25%	21.12%	79.85%	117.76%	50.03%
MCL	10.00%	55.19%	93.10%	60.25%	21.12%	79.85%	117.76%	50.03%
BE	44.88%	186.74%	121.40%	82.42%	31.77%	95.65%	154.24%	65.82%

Tab. 6-28. Deplasările-țintă determinate pentru înregistrările cu accelerația la vârf 0,24g pentru structura 2-distribuție de forțe fixă

<i>D*(cm)</i>								
	INC 77-NS	INC 77 -EW	INC 86-NS	INC 86-EW	OTP 86 N-S	OTP 86 E-W	TIT 86 N-S	TIT 86 E-W
TH	55.20	45.20	42.50	32.60	44.90	29.70	33.40	43.40
BP	52.88	46.52	48.30	48.86	43.52	56.19	40.08	49.16
CL	58.63	47.57	48.30	48.95	44.80	58.11	48.86	52.60
MCL	58.63	47.57	48.30	48.95	44.80	58.11	48.88	52.60
BE	80.97	95.88	61.30	61.57	61.76	64.39	84.83	65.14
Abatere relativă								
BP	-4.21%	2.93%	13.66%	49.88%	-3.07%	89.20%	20.01%	13.27%
CL	6.22%	5.25%	13.66%	50.15%	-0.23%	95.66%	46.29%	21.19%
MCL	6.22%	5.25%	13.66%	50.15%	-0.23%	95.66%	46.35%	21.19%
BE	46.69%	112.11%	44.25%	88.85%	37.55%	116.81%	153.98%	50.10%

Tab. 6-29. Deplasările-țintă determinate pentru înregistrările cu accelerația la vârf 0,24g pentru structura 2- distribuție de forțe adaptivă DAP cu amplificare spectrală

<i>D*(cm)</i>								
	INC 77-NS	INC 77 -EW	INC 86-NS	INC 86-EW	OTP 86 N-S	OTP 86 E-W	TIT 86 N-S	TIT 86 E-W
TH	69.10	35.80	34.80	37.50	26.30	29.70	29.90	34.60
BP	56.18	56.18	56.05	77.41	54.82	55.93	57.10	61.79
CL	56.18	56.18	61.03	78.89	50.79	50.79	57.92	61.79
MCL	56.18	56.18	61.03	78.89	50.79	50.79	58.49	61.79
BE	68.46	68.46	80.43	84.36	60.83	60.83	64.84	61.79
Abatere relativă								
BP	-16.64%	72.88%	59.87%	106.43%	24.30%	88.31%	75.68%	45.73%
CL	-16.64%	72.88%	74.07%	110.37%	15.17%	71.01%	78.20%	45.73%
MCL	-16.64%	72.88%	74.07%	110.37%	15.17%	71.01%	79.97%	45.73%

BE	1.57%	110.64%	129.40%	124.96%	37.94%	104.82%	99.51%	45.73%
----	-------	---------	---------	---------	--------	---------	--------	--------

Tab. 6-30. Deplasările-țintă determinate pentru înregistrările cu accelerația la vârf 0,24g pentru structura 3 – distribuție de forțe fixă

<i>D*(cm)</i>								
	INC 77-NS	INC 77 -EW	INC 86-NS	INC 86-EW	OTP 86 N-S	OTP 86 E-W	TIT 86 N-S	TIT 86 E-W
BP	51.89	56.72	73.18	56.70	69.21	60.14	45.03	57.82
CL	50.49	57.18	75.42	54.71	62.91	66.23	47.42	57.82
MCL	50.49	57.18	75.42	55.74	62.91	66.23	47.51	57.82
BE	72.47	98.53	85.21	51.75	64.03	88.97	61.81	68.53
Abatere relativă								
BP	-24.91%	58.44%	110.28%	51.20%	163.17%	102.48%	50.62%	67.12%
CL	-26.93%	59.72%	116.73%	45.88%	139.20%	123.01%	58.59%	67.12%
MCL	-26.93%	59.72%	116.73%	48.63%	139.20%	123.01%	58.89%	67.12%
BE	4.87%	175.21%	144.86%	38.00%	143.47%	199.56%	106.72%	98.05%

Tab. 6-31. Deplasările-țintă determinate pentru înregistrările cu accelerația la vârf 0,24g pentru structura 3 – distribuție de forțe adaptivă DAP cu amplificare spectrală

În urma analizării rezultatelor, se pot trage următoarele concluzii:

- Metoda de determinare a deplasărilor inelastice propusă se bazează pe câteva aproximații:
 - o structura vibrează predominant în primul mod de vibrație
 - o Perioada de vibrație a sistemului SDOF echivalent T^* este calculată prin aproximația conform căreia energia disipată a sistemului SDOF este egală cu energia disipată de către sistemul MDOF, iar rigiditatea post elastică a sistemului SDOF echivalent rămâne constantă. Aceste aproximații sunt și cele care caracterizează metoda N2, care constituie și ASNL din codul de proiectare EC8
 - o La determinarea cerinței de ductilitate a oscilatorului SDOF prin trasarea spectrului cu cerința de rezistență R_{μ} constantă, se determină cerința de ductilitate caracteristică perioadei T^* . Cum una dintre caracteristicile cerinței este variabilitatea în timp a solicitărilor, cerința de ductilitate poate lua valori diferite în diferite momente de timp. Din cauză că nu se poate determina "exact" perioada sistemului SDOF echivalent acest aspect poate să introducă erori în determinarea deplasărilor globale, mai ales în cazul mișcărilor seismice cu variație mare a frecvențelor.
- În urma analizării rezultatelor se poate afirma: cu cât cerința de rezistență crește, cu atât variațiile cerinței de ductilitate se amplifică iar probabilitatea apariției erorilor crește.
- În general este neglijată importanța determinării capacității clădirii dintr-o analiză pushover și mai precis trasarea corectă a curbei de capacitate. Modelarea neliniarităților și distribuția laterală a forțelor trebuie efectuată cu mare acuratețe. De aceea în prezenta aplicație pentru modelarea neliniarităților s-a ales modelarea cu un model constitutiv la nivel de fibră, care este

superioară modelelor cu plasticitate concentrată. Pentru a sublinia efectul distribuției laterale de forțe, analizele s-au efectuat atât cu distribuția clasică de forțe uniformă, cât și cu o metodă avansată cu distribuție de forțe variabile.

- Observații referitoare la rezultatele obținute
 - Abaterile deplasărilor față de analiza time-history sunt în general mai mici pentru nivelul de solicitare mai mici, dat fiind nivelul mai mic al degradărilor din structuri, stadiu în care metodele analizei statice neliniare pot prezice mai exact comportarea structurii
 - Pentru structura cea mai rigidă (structura 1), și cu regim de înălțime cel mai scăzut, rezultatele sunt exacte (abateri de 0-30%) atât în cazul distribuției de forțe fixe cât și a celei adaptive
 - Prin folosirea distribuției de forțe adaptive DAP cu amplificare spectrală, care ia în considerare conținutul de frecvențe al accelerogramei considerate rezultatele obținute pentru structura 2 sunt îmbunătățite în mod substanțial
 - Abaterile relative ale rezultatelor în deplasări globale obținute pentru structura 3 atât pentru distribuția de forțe adaptivă, cât și pentru cea fixă se disting prin inexactitate ridicată față de rezultatele obținute pentru structurile 1 și 2.
 - Se poate afirma faptul că exactitatea deplasărilor globale obținute scade o dată cu creșterea înălțimii și a perioadei fundamentale ale structurilor analizate.
 - Domeniul de aplicabilitate al metodei propuse se poate considera identic cu cel al analizelor statice liniare și neliniare din codurile de proiectare: structurile care vibrează predominant în primul mod de vibrație. Limitările prezentate la capitolul 3.4.1, conform cărora metoda forțelor laterale este aplicabilă pentru structurile: "cu perioada proprie fundamentală $T_1 \leq 1,5s$ și înălțimea până la 30 m" se pot considera valabile și pentru aplicația propusă
 - modelul biliniar elastic de distinge față de celelalte modele histeretice prin erori excesiv de mari, datorate faptului că nu ia în considerare nici degradări de rigiditate sau deplasări reziduale, de aceea folosirea ei nu este recomandată pentru aplicații similare cu cea curentă

6.5.2. Comparația deplasărilor globale cu cele obținute prin analiza statică neliniară conform codurilor de proiectare

În codurile de proiectare analiza statică neliniară se aplică în general pentru spectre de proiectare netezite. Cum am relatat pe parcursul capitolului 3.3, spectrele de proiectare (inelastice) sunt construite prin supunerea unui număr mare de oscilatori cu diferite perioade proprii la mișcări

seismice variate. Spectrul de proiectare (elastic) reprezintă solicitările și deplasările maxime pentru un set de cutremure înregistrate care sunt caracteristice amplasamentului. Nivelul de solicitare reprezentat de accelerații depinde și de concepte probabilistice cum ar fi perioada de revenire a cutremurului (sau intervalul mediu de recurență). Din cele enumerate mai sus se poate concluziona faptul că, nivelul de solicitare reprezentat de spectrele de proiectare netezite au un caracter general, deplasările obținute sunt cele maxime așteptate pentru setul de cutremure caracteristice amplasamentului.

Pentru a facilita comparația dintre metoda propusă și metodele static neliniare recomandate de codurile de proiectare, în aplicația curentă au fost elaborate un set de accelerograme artificiale care sunt compatibile cu spectrul de proiectare care caracterizează zona Bucureștiului, pentru un interval mediu de recurență de IMR=100 ani. Date privind accelerogramele utilizate, precum și accelerograme artificiale sunt prezentate în capitolul 6.4.1.

Curbele de capacitate trasate, caracteristice structurii au fost prezentate în capitolul 6.3.1. Metoda propusă are avantajul că se poate aplica pe aceeași diagramă de capacitate ca și analiza statică neliniară, nefiind necesară conducerea altei analize pushover. Din această cauză au fost necesare rularile a numai două analize pentru fiecare structură (una pentru distribuția de forțe fixă, și una pentru distribuția de forțe adaptivă), atât pentru determinarea deplasărilor inelastice întâmpinate cu ocazia celor 8 cutremure (scalate pentru două niveluri de accelerații – 0,12g și 0,24g) cât și pentru spectrele de răspuns netezite.

Pentru determinarea cerinței seismice codurile de proiectare P100 (Anexa D) [40], EC8 (anexa B) [91] adoptă metoda N2 elaborată de Fajfar [46]. Metoda a fost prezentată pe larg în capitolul 4.2.3.2.2. În cadrul metodei N2 sunt posibile două abordări: pe cale analitică și pe cale grafică. Pentru fiecare dintre cele două variante, în primă fază trebuie stabilită cerința seismică elastică, care în cazul de față este spectrul de proiectare elastic cu IMR=100 ani caracteristic accelerației terenului pentru proiectare $a_g=0,24g$ și $a_g=0,12g$, respectiv a perioadei de colț $T_c=1,6s$. Prin relația (5.7.) se calculează cerința de rezistență R_μ cuantificată prin factorul de reducere al forțelor elastice. Conform indicațiilor metodei N2, pentru determinarea cerinței de ductilitate se folosesc relațiile lui Vidič, Fajfar și Fischinger [48], care au fost prezentate în capitolul 4.2.3.2.2, dar pentru conveniență se reiau aici:

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_c \quad (6.11.)$$

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T} + 1 \quad T < T_c \quad (6.12.)$$

Conform metodei N2, deplasarea globală a sistemului MDOF este produsul deplasării la curgere D_y^* a sistemului SDOF, cu cerința de ductilitate μ și factorul de participare în primul mod de vibrație. După determinarea cerinței de ductilitate prin relațiile (6.11.) și (6.12.), deplasarea-țintă D_t^* a sistemelor SDOF, precum și cel al sistemelor MDOF se pot determina extrem de ușor prin aplicarea relațiilor (5.8.) și (5.9.). Rezultatele obținute sunt prezentate în Tab. 6-32 și Tab. 6-33.

	UM	structura 1	structura 2	structura 3
T	s	0,751	1,109	1,835
T*	s	1,480	1,900	2,512
Γ	-	1,364	1,422	1,463
Sae(T)	cm/s ²	323,700	272,600	165,700
Say	cm/s ²	135,334	149,799	102,755
R _u	-	2,391	1,819	1,612
μ	-	2,505	1,819	1,612
D [*] y	cm	7,514	13,762	16,434
D t	cm	18,822	25,033	26,492
D _t	cm	25,670	35,596	38,757

Tab. 6-32. Centralizatorul cantităților obținute prin analiza statică neliniară conform codurilor de proiectare – spectrul cu accelerația de vârf 0,12g

	UM	structura 1	structura 2	structura 3
T	s	0,751	1,109	1,835
T*	s	1,480	1,900	2,512
Γ	-	1,364	1,422	1,463
Sae(T)	cm/s ²	647,500	545,200	306,500
Say	cm/s ²	135,334	149,799	102,755
R _u	-	4,784	3,640	2,983
μ	-	5,091	3,640	2,983
D [*] y	cm	7,514	13,762	16,434
D t	cm	38,253	50,09	49,020
D _t	cm	52,177	71,22	71,71

Tab. 6-33. Centralizatorul cantităților obținute prin analiza statică neliniară conform codurilor de proiectare – spectrul cu accelerația de vârf 0,24g

Cu toate că pentru determinarea deplasării-țintă nu este neapărat necesară, utilizarea reprezentării grafice este recomandată pentru vizualizarea factorilor care influențează comportarea inelastică a structurii. În figurile Fig. 6-8 și Fig. 6-9 se poate observa procesul determinării deplasării-țintă pentru cele trei structuri analizate prin metoda grafică. Diagramele de capacitate a fost transformate în prealabil în formă biliniară conform celor prezentate în capitolul 5.

Perioada sistemelor SDOF echivalente T* este reprezentată de panta ascendentă a diagramei biliniare. Amintim faptul că, după conceptul idealizării biliniare utilizat în metoda N2, după curgere rigiditatea sistemului SDOF echivalent este 0, și accelerația aferentă deplasării la curgere D_y^* și celei ultime D_u^* sunt egale ($S_{ay}=S_{u}$). Cerințele seismice sunt reprezentate de spectrele inelastice cu ductilitate constantă, cu ductilitatea μ caracteristică factorului de reducere al forțelor elastice R_u , determinate conform relațiilor (6.11.) și (6.12.), pentru spectrele elastice cu IMR=100 ani caracteristic accelerației terenului pentru proiectare $a_g=0,24g$ și $a_g=0,12g$, respectiv a perioadei de colț $T_c=1,6s$. Cum am menționat, în prezenta aplicație considerăm că este irelevant faptul că în

codul de proiectare P100 nu există spectru cu caracteristicile $a_g=0,12g$ și $T_c=1,6s$, atâta timp cât accelerogramele artificiale cu care se efectuează comparațiile au fost elaborate pentru acest spectru de proiectare.

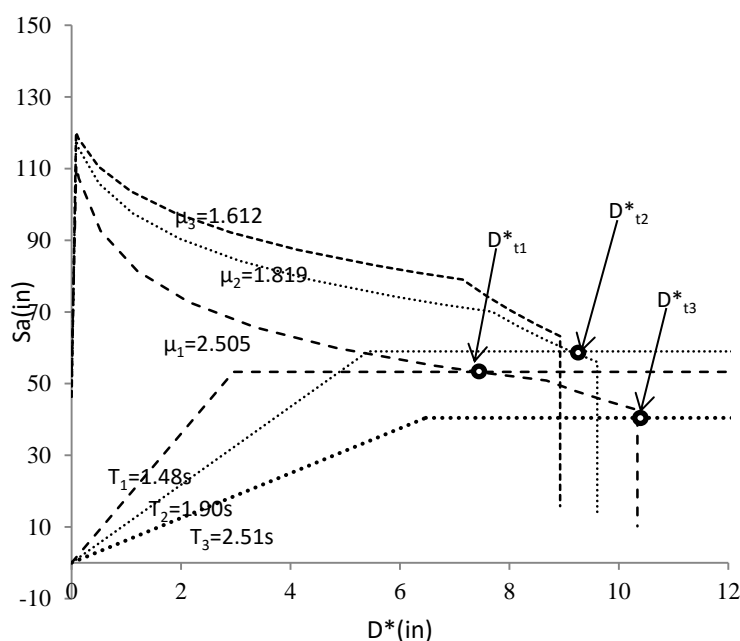


Fig. 6-8. Determinarea deplasării-țintă prin ASNL conform codurilor de proiectare prin metoda grafică – spectrul cu accelerația de vârf 0,12g

Rezultatele obținute sunt prezentate în Tab. 6-32 și Tab. 6-33, Fig. 6-8 și Fig. 6-9. Deplasările-țintă ale ultimului nivel obținute pentru structurile 1, 2 și 3 sunt 25,670 cm, 35,59 cm și 38,76 cm, pentru spectrul cu accelerația de vârf 0,12g și 52,17 cm, 71,22 cm și 71,71 cm pentru spectrul cu accelerația de vârf 0,24g.

Prin comparația cu rezultatele ADNL prezentate în tabelele Tab. 6-20 - Tab. 6-34, se poate observa faptul că în toate cazurile, deplasările-țintă determinate prin ASNL cu spectre de proiectare supraestimează cerințele de deplasare raportate la cele 8 cutremure din Vrancea, scalate și potrivite la aceeași spectru de proiectare. Acest lucru se datorează caracterului static și general al metodei: spectrele inelastice cu ductilitate constantă sunt deduse cu ajutorul unor formule empirice (de speță relațiile (6.11.) și (6.12.)), și nu iau în calcul conținutul de frecvențe variabil care caracterizează mișcarea seismică.

Din această cauză putem afirma că ASNL cu cerințele reprezentate de spectrele de proiectare caracteristice pentru sursa Vrancea, sunt recomandate a se folosi pentru determinarea deplasărilor maxime preconizate pentru cutremurul cu perioada de revenire prestabilită. Deplasările determinate prin ASNL au caracter general și sunt semnificativ mai mari decât deplasările "reale" calculate prin ADNL ale cutremurelor reale înregistrate scalate și potrivite la spectrul elastic de proiectare.

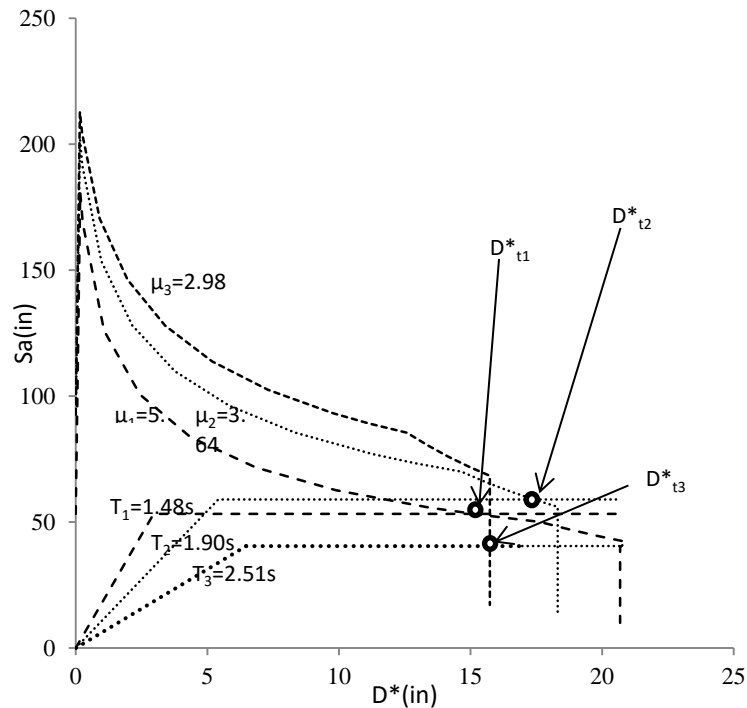


Fig. 6-9. Determinarea deplasării-țintă prin ASNL conform codurilor de proiectare prin metoda grafică – spectrul cu accelerația de vârf 0,24g

Acest ultim aspect relevă faptul că, proiectarea prin ASL și determinarea deplasărilor inelastice prin ASNL pe spectre de proiectare se caracterizează printr-o siguranță suficientă, mai ales pentru structurile cu perioada medie și lungă (structurile 2 și 3), la care abaterile rezultatelor în deplasări de nivel se ridică până la 240%. Înregistrarea din 1977, componenta N-S se distinge cele mai mici abateri ceea ce arată faptul că spectrele de proiectare au fost construite pentru acest cutremur cu intensitate ridicată.

6.5.3. Comparația rezultatelor cu cele obținute prin analiza liniar-elastică din codurile de proiectare

Conform normativului P100-2006 (Anexa E) și capitolul 4.3.4 din EC8, pentru clădirile noi cu structura de beton armat, dimensionate conform prevederilor normativului, deplasările inelastice se pot determina cu ajutorul unor relații similare cu care s-a efectuat verificarea drifturilor de nivel pe parcursul dimensionării structurilor (relația (6.6.)) în care deplasările relative de nivel d_r^{SLU} se înlocuiesc cu deplasările ultimului nivel d_{nu}^{SLU} .

$$S_d(T) = c \cdot q \cdot d_{nu}^{SLU} \quad (6.13.)$$

În relația (6.13.) q reprezintă factorul de comportare asumat pentru proiectare, în cazul de față 6,75, iar c este coeficient de amplificare al deplasărilor care ține seama de faptul că pentru $T < T_c$ deplasările calculate în domeniul inelastic sunt mai mari decât cele corespunzătoare

răspunsului seismic elastic. Factorul c se calculează cu ajutorul relației (6.7.) Din cauza faptului că nu există indicii asupra nivelului plastificării structurii, rigiditatea se consideră egală cu jumătate din valoarea corespunzătoare secțiunilor nefisurate, adică $0,5E_cI_c$.

	UM	structura 1	structura 2	structura 3
T	s	0,751	1,109	1,835
c	-	1,826	1,267	1,000
$d_{nu,SLU}$	cm	3,58	8,02	8,38
Sd(T)-0,12g	cm	22,06	34,29	28,28
Sd(T)-0,24g	cm	44,12	68,58	56,56

Tab. 6-34. Centralizatorul rezultatelor pentru deplasările obținute prin analiza statică liniară

Din comparația rezultatelor prezentate în Tab. 6-34 cu cele ale ADNL (tabelele Tab. 6-20 - Tab. 6-31) s-a constatat faptul că rezultatele în deplasări globale sunt subestimate pentru cutremurul înregistrat la INCERC în 1977 și supraestimate pentru celelalte 7 cutremure analizate.

Acest aspect se datorează faptului că, degradarea de rigiditate reală (incursiunile în domeniul post elastic) al sistemului structural, nu pot fi luate în considerare în mod exact. Din acest punct de vedere se poate afirma că ANSL recomandată de codurile de proiectare cu toate deficiențele semnalizate este un tip de analiză superioară, din cauză că poate să realizeze o aproximare mult mai reală a incursiunilor structurii în domeniul inelastic.

În consecință putem afirma că, în cazul structurilor flexibile cum sunt și cele analizate, metoda de determinare simplificată a deplasărilor inelastice din P100 și EC8 poate subestima deplasările inelastice ale structurilor. Din rezultatele prezentului studiu reiese faptul că deplasările inelastice ale structurilor nou proiectate nu pot fi estimate acoperitor în toate cazurile cu metodele prezentate în codurile de proiectare.

Din această cauză se recomandă utilizarea cel puțin a analizei statice neliniare, sau după caz a unei metode avansate cum este analiza dinamică neliniară sau metoda de ASNL propusă în prezentul capitol.

6.6. STUDIU PRIVIND ACURATEȚEA DETERMINĂRII DEPLASĂRILOR LOCALE CU AJUTORUL METODEI PROPUSE

Pentru determinarea stării de solicitări în cadrul analizelor statice neliniare, după calculul deplasării-țintă structura analizată se "împinge" până la deplasarea-țintă determinată. Pe lângă factorii care țin de modelare și calcul structural, starea de solicitări în structură depinde de mărimea deplasării-țintă calculate în prealabil, dar și de distribuția de forțe laterale care reflectă starea de plastificare a structurii.

Din cauza distribuției de forțe laterale invariabile adoptate de către codurile de proiectare, forma deformată este "fixă". De exemplu pentru două cutremure cu conținut de frecvențe diferite, dar care produc aceeași deplasare țintă, analiza statică neliniară cu distribuție de forțe invariabilă

indică aceeași stare de solicitări. Această limitare, care denotă caracterul static al metodei este acceptată în cadru larg. Este cunoscut faptul că analiza pushover cu distribuție de forțe invariabilă produce rezultate consistente în cazul structurilor care vibrează predominant în primul mod de vibrație, și care nu au discontinuități în ceea ce privește distribuția rigidităților.

În prezenta aplicație au fost evaluate distribuția drifturilor de nivel (maxime) pentru structurile 1, 2 și 3 cu diferite regimuri de înălțime și pentru deplasările-țintă (inelastice), obținute pentru:

- analiza statică neliniară conform codului de proiectare
- metoda propusă cu analiza pushover cu distribuție de forțe fixă
- metoda propusă cu analiza pushover cu distribuție de forțe adaptivă
- analiza dinamică incrementală (analiza dinamică neliniară pentru accelerogramele scalate la 0,12g și 0,24g și potrivite spectrului de proiectare)

Cerințele seismice au fost reprezentate de către spectrele de proiectare în cazul ASNL, respectiv înregistrările seismice, pentru metoda propusă și ADNL. Determinarea cerințelor seismice a fost prezentată în capitolul 6.4. Modalitatea de determinare a deplasării-țintă și rezultatele calculelor au fost prezentate în capitolele 6.5.1 și 6.5.2.

După cum s-a mai punctat, drifturile de nivel calculate din ASNL cu cerințele reprezentate de către codurile de proiectare au un caracter general din cauza faptului că, cerințele de deplasări asociate cerințelor de accelerație sunt cele maxime (rezultate din suprapunerea prealabilă a răspunsului seismic pentru mai mulți oscilatori cu un singur grad de libertate, pentru accelerograme caracteristice amplasamentului). Din această cauză, profilul drifturilor de nivel obținute din ASNL conform codurilor de proiectare are un caracter orientativ.

Principalul obiectiv al nostru este să evaluăm capacitatea de determinare a drifturilor de nivel ale metodei propuse (analiza statică neliniară aplicată pe înregistrări seismice specifice) în raport cu analiza dinamică neliniară.

În Fig. 6-10 - Fig. 6-15 sunt prezentate drifturile de nivel obținute pentru structurile 1, 2 și 3 și cele 8 înregistrări seismice din Vrancea scalate la 0,12g și 0,24g.

S-au făcut următoarele observații:

- o Abaterile în determinarea cerințelor de deplasare locale ale metodelor ASNL - metoda propusă și conform codului de proiectare – se pot datora determinării ”eronate” ale deplasării-țintă, date fiind aproximațiile pe care se bazează metodele analizei statice neliniare. Amintim faptul că, distribuția drifturilor se determină pentru deplasarea-țintă

obținută în prealabil. Din această cauză trebuie acordată o importanță sporită determinării corecte a deplasării-țintă.

- Ca și în cazul deplasărilor globale, se poate observa o acuratețe mai mare a metodei propuse față de ASNL aplicat pe spectrul de proiectare în determinarea drifturilor de nivel– în special a variantei cu distribuție de forțe adaptivă.
- Limitările metodei propuse sunt similare cu cele ale ASNL – subestimează cerințele de deplasare în etajele inferioare și le supraestimează în etajele superioare– cu mențiunea că în majoritatea cazurilor metoda oferă rezultate mai apropiate de ADNL față de ASNL aplicate pe spectre de răspuns de proiectare
- În cazul structurii 1, care este guvernat cel mai accentuat de primul mod de vibrație, metoda propusă și ASNL aplicată pe spectru de proiectare cu distribuție de forțe invariabile estimează mai bine drifturile de nivel atât în nivelele inferioare cât și în cele superioare, decât metoda propusă cu distribuție de forțe adaptivă DAP cu amplificare spectrală, cu mențiunea că nu există abateri semnificative la nici una dintre metode
- în cazul rezultatelor obținute pe structura 2 se poate observa faptul că metoda propusă distribuție de forțe adaptivă produce rezultatele în drifturi cele mai apropiate față de ADNL, mai accentuat în cazul cutremurelor cu accelerația de vârf de 0,24g. Se poate afirma faptul că, cu cât incursiunile în domeniul inelastic sunt mai mari, metoda propusă aplicată cu procedeul pushover adaptiv DAP oferă rezultate mai apropiate de ADNL.
- În cazul structurii 3 se poate observa faptul că metoda propusă prin analiza pushover cu distribuție de forțe adaptivă produce o mai bună estimare a drifturilor de nivel în etajele inferioare, în raport cu distribuțiile de forțe fixe. În etajele superioare drifturile de nivel sunt în general supraestimate de către distribuția de forțe adaptivă, față de distribuțiile de forțe fixe

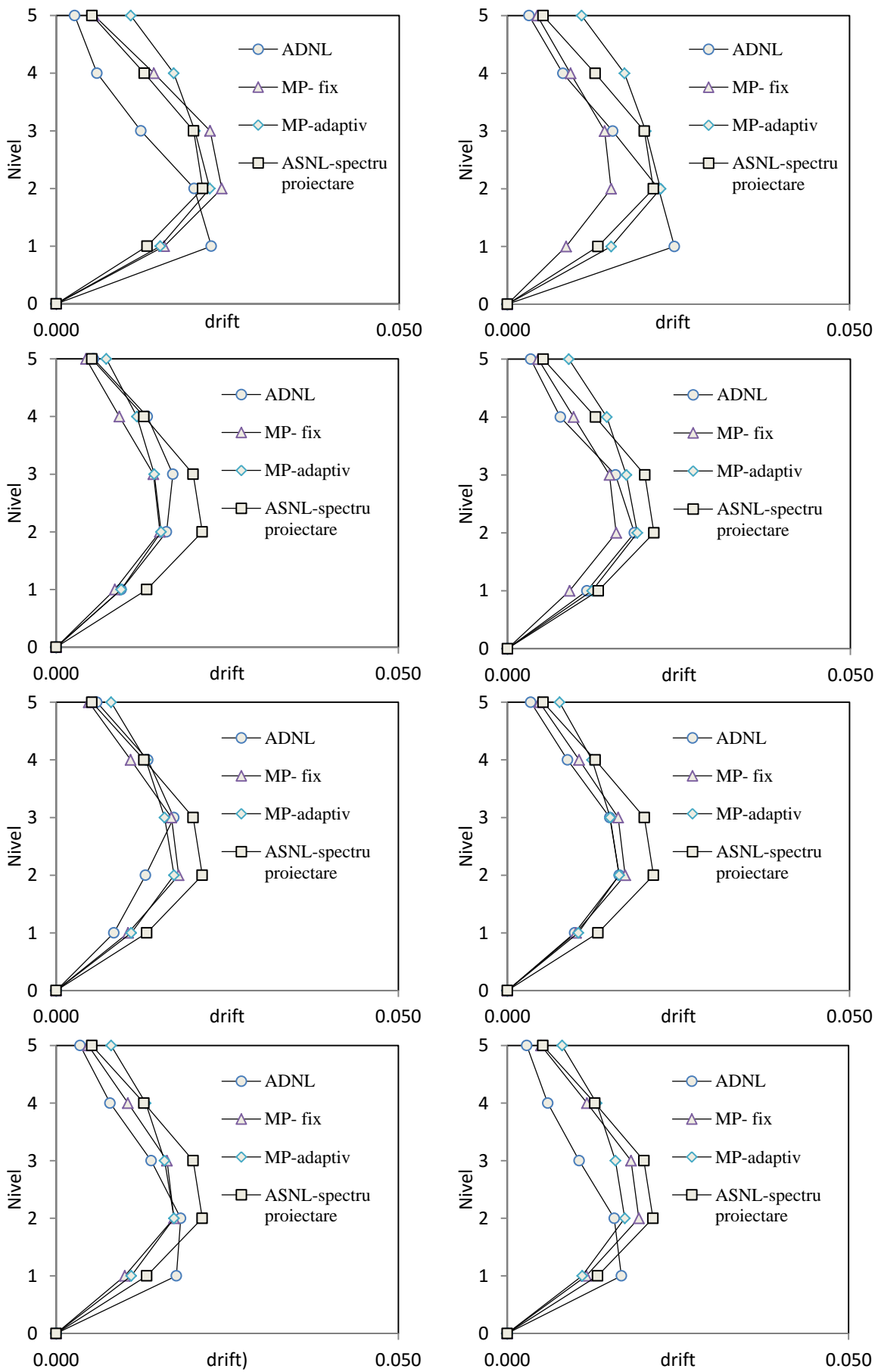


Fig. 6-10. Drifturile de nivel determinate pentru structura 1 – accelerația de vârf 0,12g

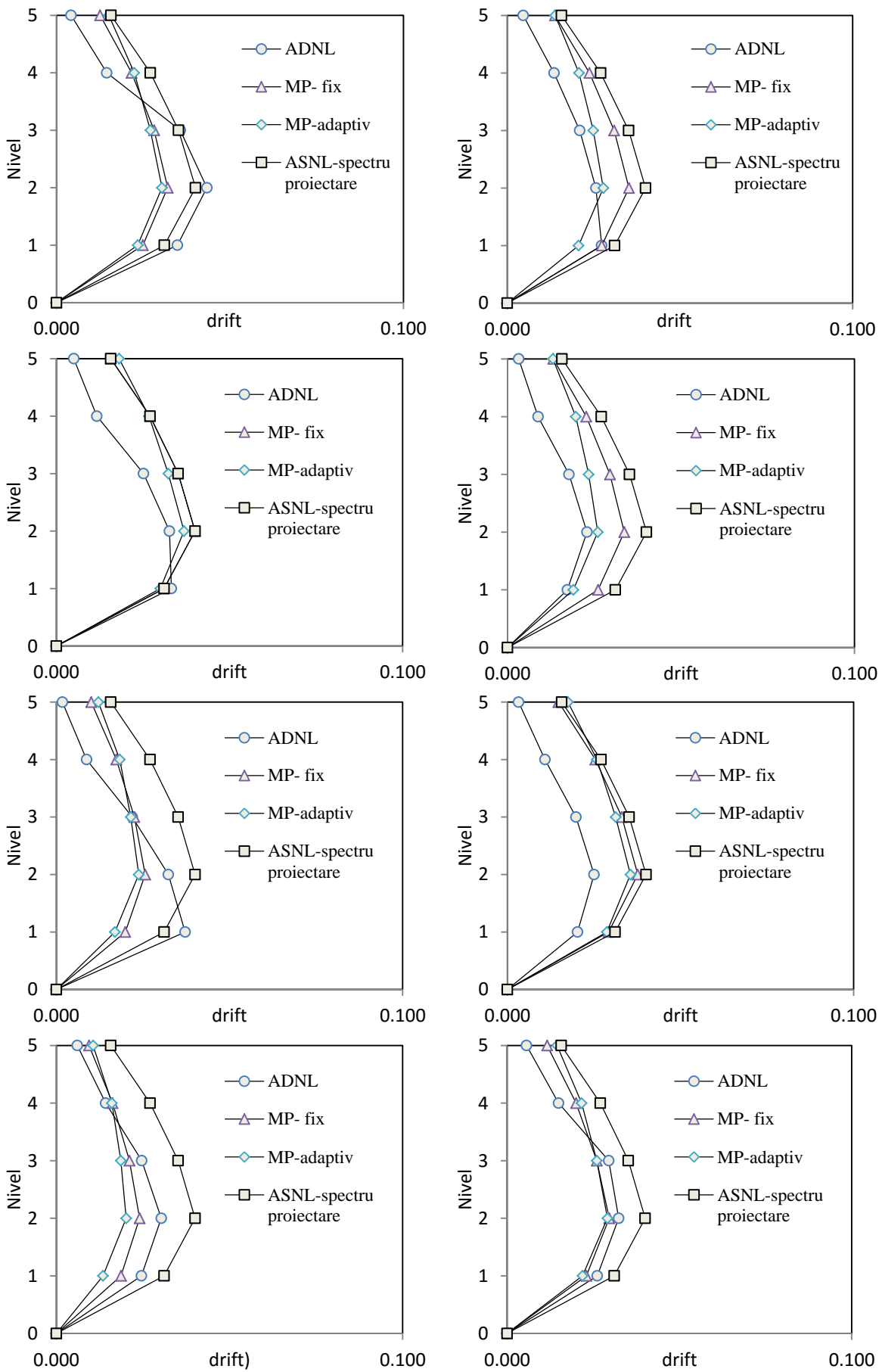


Fig. 6-11. Drifturile de nivel determinate pentru structura 1 – accelerația de vârf 0,24g

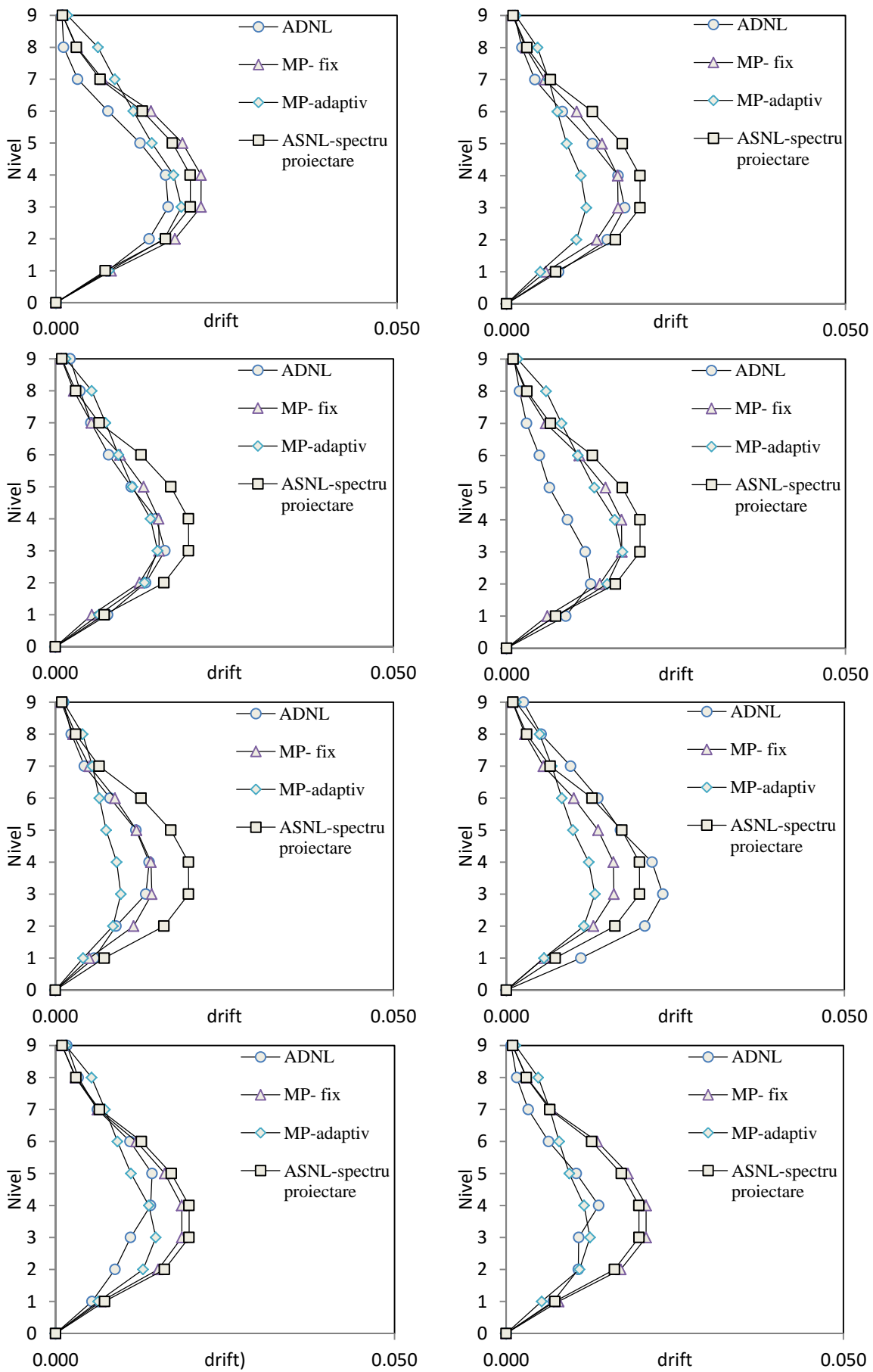


Fig. 6-12. Drifturile de nivel determinate pentru structura 2 – accelerația de vârf 0,12g

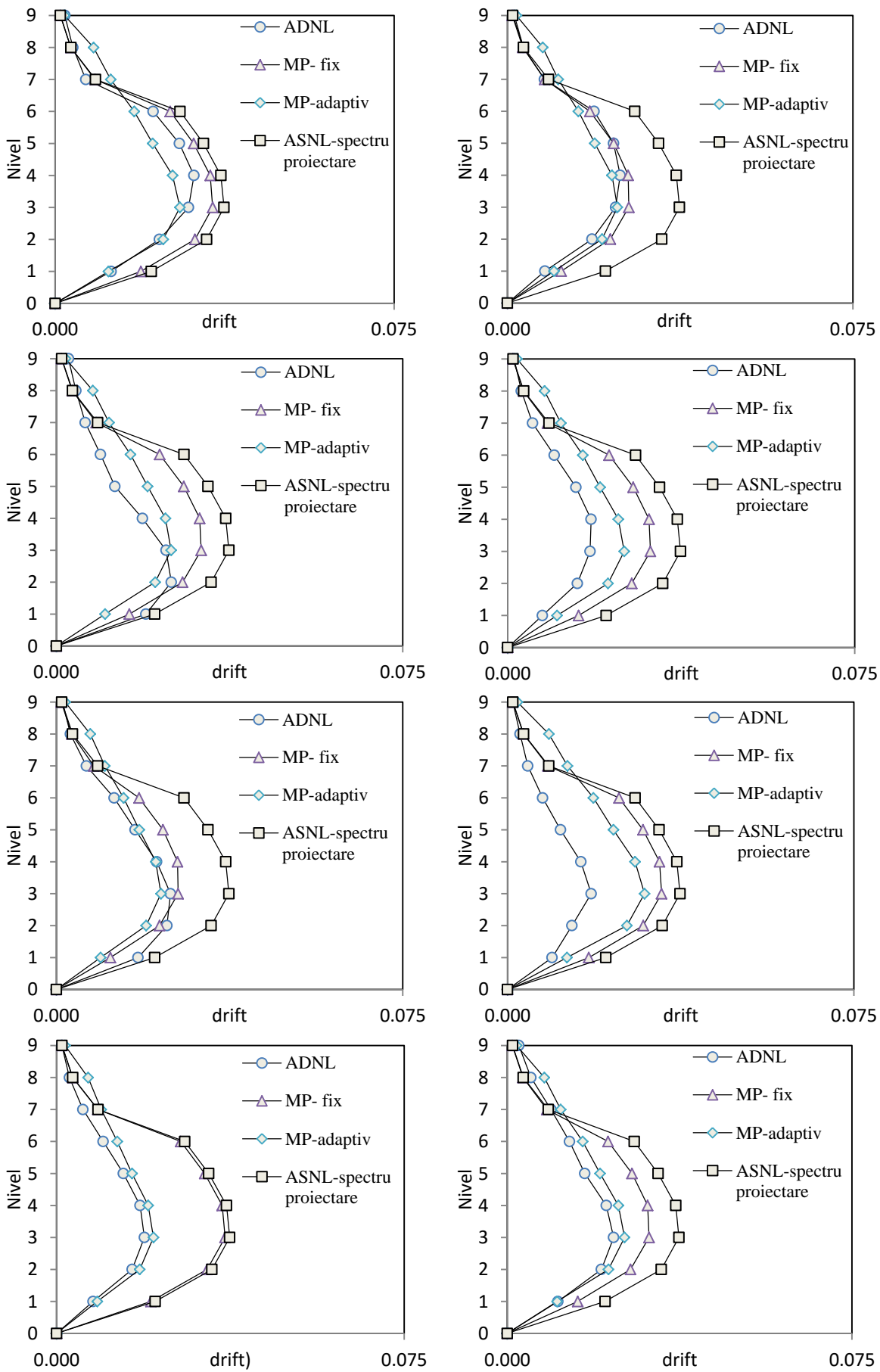


Fig. 6-13. Drifturile de nivel determinate pentru structura 2 – accelerația de vârf 0,24g

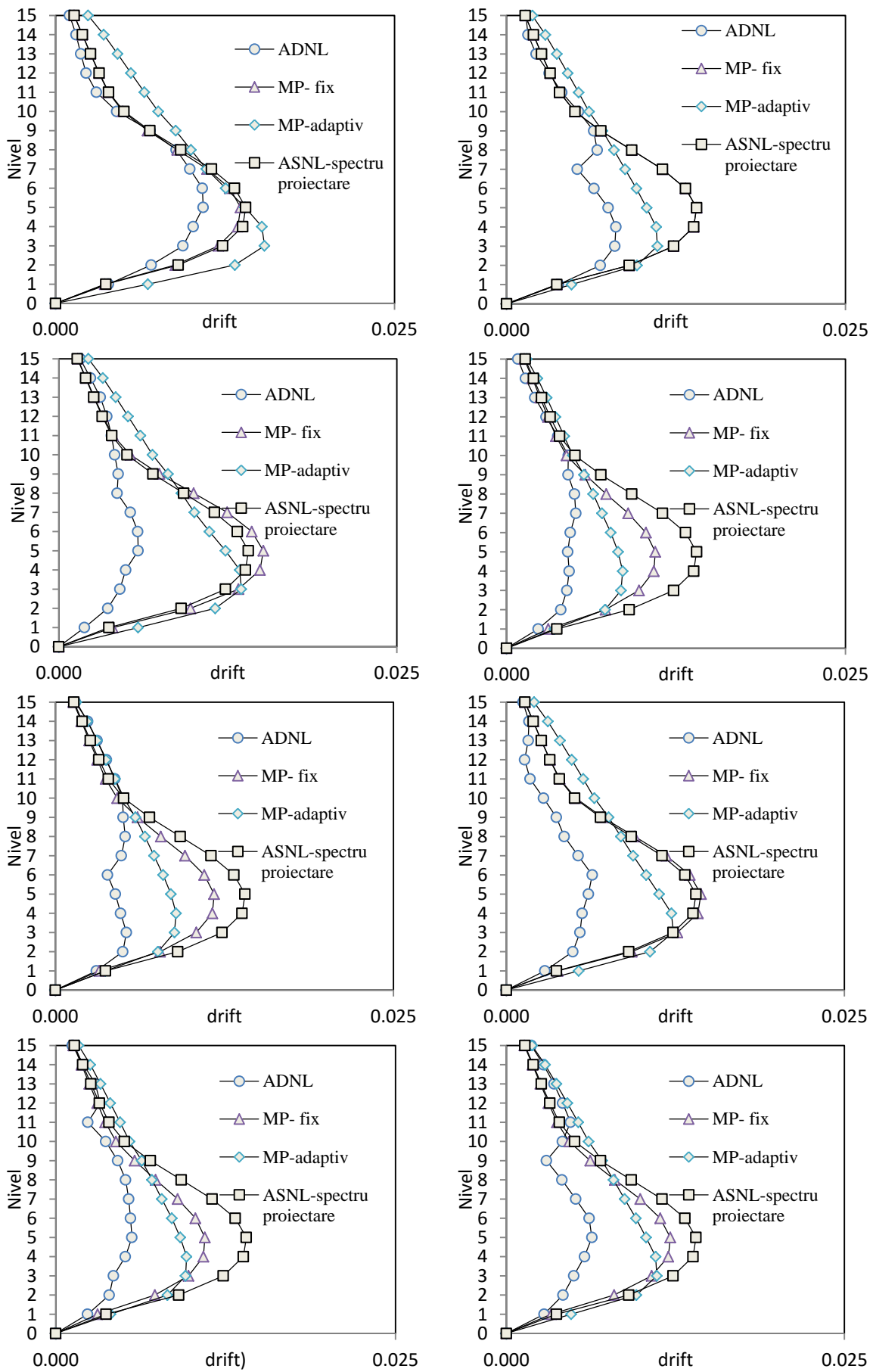


Fig. 6-14. Drifturile de nivel determinate pentru structura 3 – accelerația de vârf 0,12g

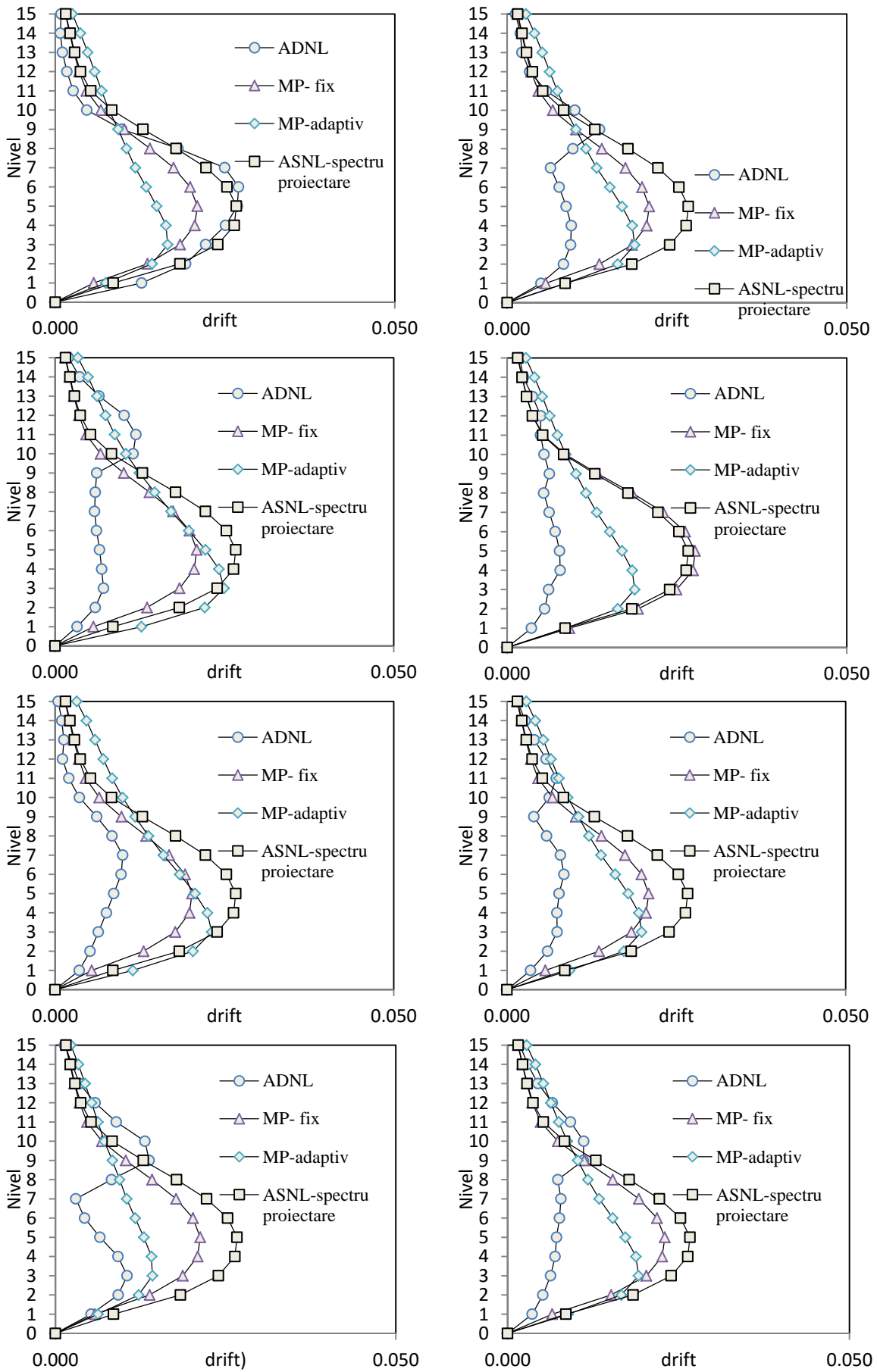


Fig. 6-15. Drifturile de nivel determinate pentru structura 3 – accelerația de vârf 0,24g

6.7. OBSERVAȚII CRITICE ȘI CONCLUZII

6.7.1. Rezumat

- A fost studiată aplicabilitatea metodei de determinare a deplasărilor inelastice cu ajutorul analizei pushover și a analizei dinamice neliniare a sistemului echivalent cu un grad de libertate. Metoda este considerată un tip de analiză statică neliniară, care din punctul de vedere al cerințelor seismice se încadrează ”între” metodele ASNL aplicate pe spectre netezite de proiectare și ale ADNL
- În cadrul studiului aplicativ au fost dimensionate trei structuri plane din beton armat, cu diferite regimuri de înălțime: de 4, 9 și 15 etaje. Dimensionarea elementelor structurale s-a efectuat conform normativelor în vigoare, prin folosirea materialelor uzuale. La dimensionarea stâlpilor s-a respectat principiul conform căreia primele articulații plastice să apară la extremitățile riglelor și a stâlpilor. Pentru a evita supradimensionarea elementelor structurale, cele trei cadre au fost împărțite în două zone, caracterizate de două zone cu armături distincte
- Verificările care trebuie realizate pentru proiectare, conform metodologiei analizei liniare din codurile de proiectare ridică mai multe semne de întrebare: profilul drifturilor de nivel este același pentru cutremure cu intensitate diferită, nivelul de degradării de rigiditate și deplasările în domeniul inelastic sunt luate în considerare în mod empiric. La efectuarea analizelor neliniare sunt semnalate cazuri în care deplasările globale sau locale sunt subestimate de către analizele liniare
- Pentru aplicarea metodei propuse de analiză au fost trasate curbele de capacitate pentru două tipuri de distribuții de forțe: invariabilă (triunghiulară) și adaptivă (DAP cu amplificare spectrală). Modelarea neliniarității fizice s-a realizat la nivel de fibră, procedeu superior metodelor cu plasticitate concentrată. Pentru eliminarea erorilor de modelare, atât analizele statice neliniare cât și cele dinamice neliniare au fost realizate pe același model structural
- Curbele de capacitate au fost idealizate bilinear prin procedeele cunoscute din metoda N2 (care sunt identice cu cele incluse în codul de proiectare Ec8 și P100). Diagramele de capacitate sunt transformate în format spectrul accelerațiilor-spectrul deplasărilor (S_a-D^*). Pentru structurile cu 5 și 9 etaje se poate observa proporționalitatea dintre masa structurii și rigiditatea laterală. În cazul structurii 3, rigiditatea laterală scade în raport cu masa, iar diagrama de capacitate în format S_a-D^* indică o structură care atinge punctul de curgere la o accelerație mai mică decât structurile 1 și 2
- Pentru structura cu regim de înălțime mică – structura 1 - energia disipată caracteristică sistemului SDOF echivalent, calculate cu ajutorul curbei de capacitate sunt aproximativ

identice. Pentru structurile 2 și 3, distribuția de forțe adaptivă indică structuri mai rigide, aspect reflectat în perioada de vibrație echivalentă a sistemului cu un singur grad de libertate și de energia disipată, care este mai mică. Cu toate acestea, deplasările la curgere ale sistemelor echivalente SDOF nu diferă semnificativ pentru cele două distribuții de forțe, din cauza faptului că distribuțiilor de forțe adaptivă pe lângă energia mai mică disipată indică și o rezistență mai mare

- Trebuie menționat și faptul că, în cazul aplicării distribuției de forțe adaptive, deformata nu mai este compatibilă cu cea din primul mod de vibrație, implicit transformarea MDOF→SDOF este inconsistentă. Cu toate acestea, pentru a reține simplitatea metodelor analizei statice neliniare ”clasice”, s-a optat pentru transformarea din sistemul MDOF→SDOF cu ajutorul factorului participării maselor din primul mod de vibrație. În viitor se va studia echivalarea sistemului SDOF astfel încât să fie în concordanță cu distribuția de forțe laterală adaptivă.
- În cadrul analizelor, cerințele seismice au fost reprezentate de 8 accelerograme înregistrate cu ocazia cutremurelor cu epicentrul Vrancea din 1977 și 1986. Pornind de la aceste accelerograme au fost create 8 înregistrări artificiale, compatibile cu spectrul de proiectare care caracterizează zona Bucureștiului. Pentru a verifica deplasările inelastice pentru cutremure cu intensitate mai scăzută, tot setul de accelerograme a fost scalat la jumătatea accelerației de vârf, făcând abstracție de la faptul că nu există un spectru de proiectare similar.
- Cerințele de ductilitate, pentru metoda propusă (Capitolul 5) au fost determinate prin analiza oscilatorului cu un singur grad de libertate. Au fost adoptate și evaluate 4 modele histeretice distincte.
- Deplasările-țintă ale sistemelor (reale) MDOF se pot calcula facil prin produsul: cerință de ductilitate x deplasare la curgere sistem SDOF echivalent x factorul de participare din primul mod de vibrație. Se poate opta pentru calculul pe cale grafică.

6.7.2. Observații și concluzii cu privire la rezultatele studiului aplicativ

- Pentru comparația cu spectrele de proiectare de referință au fost calculate rezultatele obținute prin analiza statică liniară. S-a constatat faptul că, analiza statică liniară poate subestima cerințele de deplasare din cauza numeroaselor aproximații adoptate. Pentru verificarea structurilor proiectate, sau care urmează a fi reabilitate se recomandă efectuarea a cel puțin a unei analize statice neliniare.
- În majoritatea covârșitoare a cazurilor, metoda propusă estimează mai corect deplasările globale și locale ale structurilor față de ASNL aplicată pe spectre de proiectare

- În calculul cerințelor de ductilitate și implicit a deplasărilor globale în domeniul inelastic, modelul histeretic biliniar elastic – față de modelul biliniar-plastic și modelele cu degradare a rigidității - se distinge prin cele mai mari erori, care se poate datora faptului că nu ia în considerare nici degradări de rigiditate și nici deplasări reziduale
- Rezultatele în deplasări globale arată o bună concordanță între metoda propusă și ADNL pentru structura 1 și 2. În cazul structurii 2, metoda aplicată prin distribuția de forțe adaptivă DAP cu amplificare spectrală aduce îmbunătățiri semnificative față de varianta cu distribuție de forțe invariabile.
- În cazul structurii 3 metoda propusă nu reușește să aproximeze corect rezultatele ADNL (abateri medii de cca. 50-100%) Se poate concluziona faptul că performanțele metodei propuse sunt mai mari cu cât structura are regim de înălțime mai scăzut. Principala cauză pentru care ANSL oferă rezultate eronate față de ADNL este asumarea faptului că structura vibrează predominant în primul mod de vibrație și mecanismul de plastificare se produce conform acestui tipar, fapt ce este mai puțin adevărat pentru structuri înalte. Caracterul static al metodei, care nu reușește să urmărească conținutul de frecvențe al cutremurului și presupunerea unui mecanism de plastificare conform primului mod de vibrație, duc la supraestimarea deplasărilor la nivelele inferioare, și implicit pentru toată structura. De aceea se poate afirma faptul că sunt valabile limitările analizei statice neliniare (cap. 4.2.2.2)
- La determinarea deplasărilor locale (profilul drifturilor de nivel), limitările metodei propuse în general sunt similare cu cele a ANSL aplicată pe spectre de proiectare: drifturile de nivel în etajele superioare sunt subestimate, cele din etajele inferioare supraestimate
- În cazul structurii 1, profilul drifturilor de nivel este estimat mai bine de către metoda propusă cu distribuție de forțe fixă. În cazul structurilor 2 și 3 în cazul aplicării metodei propuse cu folosirea distribuției de forțe adaptive, estimările în deplasări globale sunt mult îmbunătățite pentru structurile 2 și 3, mai ales pentru nivelul de solicitare 0,24g

CAPITOLUL 7. APLICAREA ANALIZEI AVANSATE ÎN EVALUAREA PERFORMANTELOR SEISMICE ALE STRUCTURILOR ÎN CADRE DIN BETON ARMAT

7.1. INTRODUCERE

În cadrul metodelor tradiționale de proiectare seismică eforturile din structură se determină cu ajutorul analizei liniare ale structurii, pentru un nivel de solicitare pre-stabilit după care urmează verificarea capacității fiecărui element din punctul de vedere al rezistenței și a stabilității, toate demersurile având ca scop proiectarea structurii. Spre deosebire de aceasta, analiza avansată este o analiză neliniară, elasto-plastică care urmărește capturarea tuturor factorilor determinanți care contribuie la comportarea neliniară a structurii. [64]

În cadrul capitolului 4. s-au reliefat principalele aspecte care influențează determinarea curbei de capacitate, care în principal sunt modelarea în domeniul neliniar și distribuția laterală a forțelor laterale incrementale. Curba de capacitate determinată cu ajutorul unei analize static-nelineare, tip pushover, sintetizează capacitatea de deformare laterală a unei structuri în domeniul elasto-plastic.

O modelare inadecvată, coroborată cu o distribuție laterală de forțe care nu este conformă cu distribuția plasticității în structură pot altera rezultatele curbei de capacitate în format forță-deplasare. Astfel, erorile în determinarea capacității în forțe și deplasări a sistemului structural MDOF se pot transmite în deplasările țintă calculate din echivalarea sistemului MDOF cu cel SDOF. Mai apoi, din deplasările ultimului nivel, determinate neadecvat – prin împingerea structurii la deplasarea predeterminată – și magnitudinea cantităților locale, drifturi de nivel și rotiri, pot fi afectate.

În ceea ce privește forma deformatei și implicit a valorii drifturilor de nivel, în cazul utilizării distribuțiilor de forțe invariabile, acestea indică același drift de nivel pentru două cutremure diferite pentru care a fost determinată aceeași deplasare țintă, spre deosebire de distribuțiile de forțe adaptive avansate, care –în determinarea profilului drifturilor de nivel - pot lua în calcul amplificarea spectrală datorată conținutului de frecvențe variabile a cutremurului, precum și a plastificării graduale a elementelor structurale.

Scopul prezentului capitol este de a prezenta elementele de bază a unei analize neliniare avansate și aplicarea ei în evaluarea performanțelor seismice ale structurilor din beton armat din cadre prin analiza statică neliniară (pushover). În studiile de caz efectuate pe 4 structuri din beton armat, dimensionate de autor și din literatură, s-a urmărit sublinierea impactului pe care o are modelare inelastică adecvată și a modului de distribuție a forțelor laterale, asupra estimării performanței seismice a structurilor.

7.2. MODELAREA ELASTO-PLASTICĂ A STRUCTURII ÎN ANALIZA NELINIARĂ AVANSATĂ

7.2.1. Cerințele analizei neliniare avansate

7.2.1.1. Surse de neliniaritate

Efectele principale de care se ține seama într-o analiză neliniară a structurilor în cadre pot fi împărțite în trei categorii, și anume: efecte geometrice, efecte materiale, și efecte de încărcare. Neliniaritatea geometrică constă în efectul flexibilizării barelor comprimate, modelat în analiză prin considerarea funcțiilor de stabilitate, mai precis prin considerarea matricei de rigiditate. Neliniaritatea fizică constă în modificarea parametrilor curbei caracteristice a materialului, concret prin plastificarea locală a secțiunilor. [64]

Sursele de neliniaritate pentru cele trei categorii, care pot fi considerate într-o analiză avansată, sunt enumerate mai jos: [64]

Categoria efectelor geometrice ,cuprinde:

- efectul forțelor axiale de compresiune/întindere puternice asupra rigidității la încovoiere a barelor(efectul P- δ)
- efectul modificării configurației geometrice a nodurilor structurii (efectul P- Δ)
- modificarea lungimii barelor ca urmare a deformațiilor axiale si a efectului de “bowing” (scurtarea barelor din solicitarea de încovoiere)
- efectul rotirii de corp rigid
- efectul imperfecțiunilor geometrice inițiale (locale si globale), distorsionarea secțiunilor transversale, îmbinări excentrice
- efectul îmbinărilor semirigide ale barelor în noduri
- efectul nesimetriei secțiunilor transversale
- efectul deformației din forța tăietoare
- efectul flambajului local,și alte distorsiuni locale

A doua categorie, cea a efectelor materiale (fizice) cuprinde:

- efectul relațiilor constitutive neliniare tensiune-deformație
- efectul tensiunilor reziduale si a imperfecțiunilor mecanice
- efectul plastificării distribuite în secțiuni și în lungul barelor (zone plastice)
- efectul comportării neliniare a conexiunilor semirigide
- efectul reconsolidării materialului

- efectul descărcărilor elastice

A treia categorie este cea a efectelor datorate modului de aplicare a încărcărilor:

- efectul încărcărilor neproportionale
- efectul încărcărilor variabile si repetate.

7.2.1.2. Ipoteze de calcul

Din cauza faptului că elementele liniare ale structurii pot lua orice formă poligonală, sau cu goluri circulare (Fig. 7-1), metoda prezentată pe parcursul prezentului capitol este aplicabilă pe scară largă. În vederea surprinderii comportării reale a elementelor fără a utiliza putere de calcul exagerată, se impun câteva ipoteze simplificatoare, acceptate în practica inginerescă [64] [109]:

- se consideră valabilă ipoteza secțiunilor plane (ipoteza lui Bernoulli): "secțiunile plane rămân plane și după deformație"
- secțiunile elementelor sunt nedistorsionabile în planul lor
- pe parcursul analizei, flambajul local și lateral nu survine
- deformațiile elementelor și ale secțiunilor se consideră mici, în ciuda faptului că deplasările nodurilor și elementelor structurii sunt arbitrare (pot fi mari)

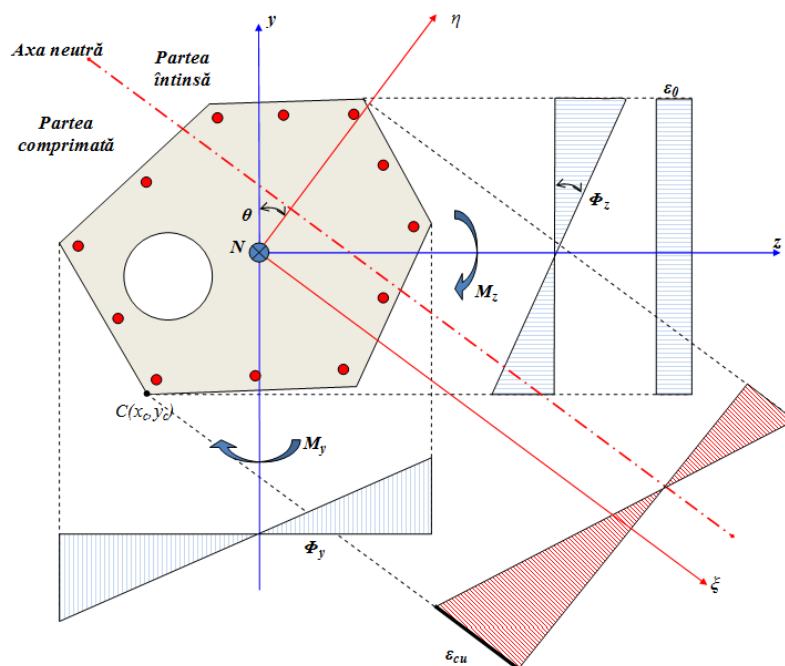


Fig. 7-1. Exemplu al unei secțiuni cu formă oarecare, supusă analizei elasto-plastice - după [109]

Metoda curentă este aplicabilă, și va fi prezentată pentru structuri tridimensionale. Formulările se pot particulariza pentru cadrele plane din beton armat, care sunt obiectul prezentei lucrări.

7.2.2. Modelarea la nivel de secțiune

Rigiditatea secțiunilor în domeniul elasto-plastic poate fi modelată prin integrala de arie a eforturilor și a deformațiilor pe domeniul secțiunii elementelor (formularea micro-model), sau în ecuații parametrice calibrate, care reprezintă curba forță – deformație generalizată. Acest ultim procedeu este numit formularea macro-model. [110]

Prin formularea macro-model comportarea elasto-plastică a barelor structurii poate fi realizată prin adoptarea unor relații neliniare aproximative moment încovoietor-efort axial-curbură $M-N-\varphi$, efort axial-moment încovoietor-deformație axială $N-M-\varepsilon$. [64]

Din cauza faptului că răspunsul neliniar al secțiunilor este influențat de mai multe efecte, cum ar fi forma curbei $\sigma-\varepsilon$ al betonului și oțel-betonului, forma secțiunii, imperfecțiunile materialului, ecuații riguroase $M-N-\varphi$ și $N-M-\varepsilon$ sunt dificile de elaborat. De aceea, în continuare va fi adoptată formularea micro-model prin care în care plastificarea treptată a secțiunii elementului este luată în considerare cu efectul forței axiale și a momentului încovoietor oblic.

7.2.2.1. Definierea relațiilor constitutive

7.2.2.1.1. Comportamentul betonului comprimat

Relațiile constitutive ale betonului în compresiune vor fi definite printr-o relație alcătuită dintr-o parabolă de gradul 2 și un segment liniar, așa cum sunt definite în Fig. 7-2 și ecuațiile (7.1.)

$$f_{co} = \left\{ \begin{array}{l} f_c \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} - \frac{\varepsilon^2}{\varepsilon_{c0}^2} \right), \varepsilon \leq \varepsilon_0 \\ f_c \left(1 - \gamma \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_{c0}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c0}} \right) \right), \varepsilon_0 < \varepsilon \end{array} \right\} \quad (7.1.)$$

în care f_c este rezistența la compresiune caracteristică a prismului de beton în compresiune, iar γ gradul de curgere al betonului

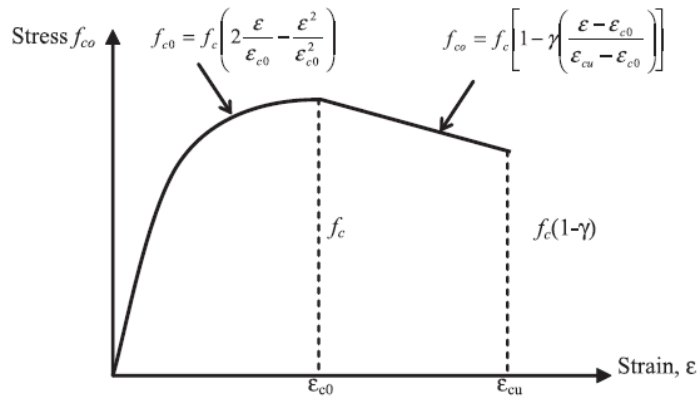


Fig. 7-2. Relații constitutive tensiune-deformație (σ - ϵ) pentru betonul comprimat [111]

7.2.2.1.2. Comportamentul betonului întins

Rezistența la compresiune a betonului întins reprezintă o mică parte din rezistența secțiunii de beton armat. Prin neglijarea aportului betonului întins, curbele moment-curbură, prin fenomenul scăderii bruște a rigidității ar pierde din netezime. Relațiile constitutive adoptate sunt cele ale lui Vecchio și Collins, descrise în Fig. 7-3 și ec. (7.2.) [112] [111].

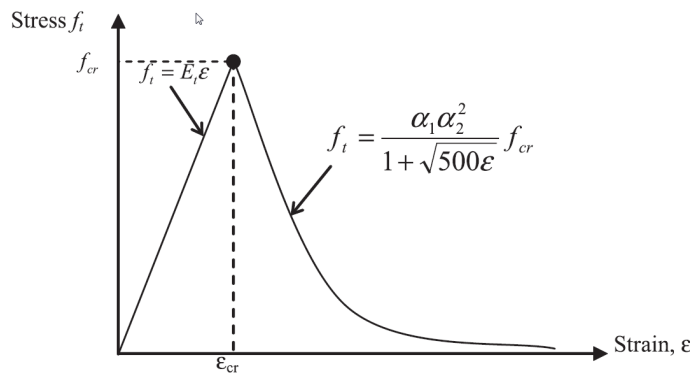


Fig. 7-3. Relații constitutive efort-deformație (σ - ϵ) pentru betonul întins [111]

$$f_c = \begin{cases} \epsilon E_t, \epsilon \leq \epsilon_{cr} \\ \frac{\alpha_1 \alpha_2^2}{1 + \sqrt{500\epsilon}} f_{cr}, \epsilon > \epsilon_{cr} \end{cases} \quad (7.2.)$$

în care E_t este modulul de elasticitate al betonului întins, f_{cr} rezistența la întindere a betonului, ϵ_{cr} deformația la întindere a betonului, α_1 factorul care ia în considerare caracteristicile armăturii iar α_2 durata și ciclicitatea încărcărilor. Rezistența la întindere a betonului se consideră $f_{cr} = 1,4 \left(\frac{f_{cr}}{10} \right)^{2/3}$ [111].

7.2.2.1.3. Comportamentul oțelului-beton

În cazul în care armătura este supusă la întindere, fisurarea a betonului va conduce la o distribuție neomogenă a tensiunii de întindere a armăturii de-a lungul acestuia. Pentru luarea în considerare a distribuției variabile a tensiunii de întindere sunt adoptate de relațiile bazate pe rezultate experimentale lui Mansour, Lee și Hsu [113].

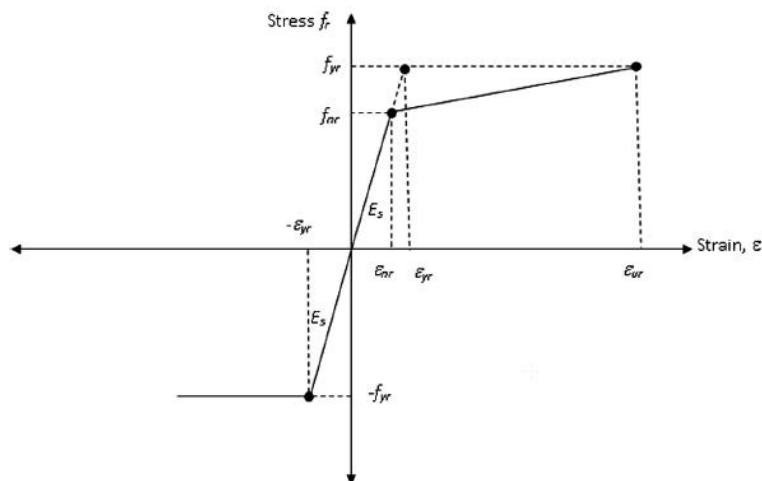


Fig. 7-4. Relații constitutive efort-deformație (σ - ϵ) pentru oțelul-beton [111]

$$f_r = \left\{ \begin{array}{l} \epsilon E_s, \epsilon \leq \epsilon_{nr} \\ f_{yr} \left[(0.91 - 2B) + \left(0.02 + 0.25B \frac{\epsilon}{\epsilon_{yr}} \right) \right], \epsilon > \epsilon_{nr} \end{array} \right\} \quad (7.3.)$$

în care $B = \frac{(f_{cr}/f_{yr})^{1.5}}{\rho}$ este factor în funcție de procentul de armătură longitudinal ρ , limitat la un minim de 0,25%, ϵ_{nr} deformația la întindere modificată, iar ϵ_{ur} deformație medie ultimă a oțelului-beton. [111]

7.2.2.2. Modelarea inelasticității la nivel de fibră. Ecuații de echilibru

În cazul unei secțiuni cu formă oarecare similară cu cea prezentată în Fig. 7-1, supusă încovoierii oblice (M_y, M_z) cu efort axial N , originea axelor de referință este stabilită în centrul de greutate al secțiunii. [109]

Curburile exprimate în relație cu axele globale y și z , $\phi = [\phi_y, \phi_z]$ și deformația cauzată de către efortul axial ϵ_0 , într-un punct $r = [y, z]$ poate fi exprimată prin ecuația (7.4.), și este numită ecuația de echilibru a deformațiilor interne și externe. Expriarea corespunde ipotezei lui Bernoulli prezentate mai sus. [110]

Ecuația (7.5.) descrie echilibrul forțelor exterioare și interioare cu ajutorul efortului axial N și a momentelor încovoietoare biaxiale M_y și M_z , denumite generic prin vectorul forțelor S_{ext}^T , pe de altă parte prin necunoscutele în deformația axială u_0 , și curburile din încovoierea pe cele două

direcții ϕ_y și ϕ_z . Relația poate fi rezolvată prin metoda Newton-Raphson, rezultatul obținut fiind rigiditățile la forță încovoiere EI și la forță axială EA [110]. Pentru procedeul detaliat al determinării răspunsului secțiunii în domeniul elasto-plastic la încovoiere oblică cu forță axială, cititorul este orientat spre publicația [109].

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \phi_y z + \phi_z y = \varepsilon_0 + \boldsymbol{\phi} \cdot \mathbf{r}^T \quad (7.4.)$$

$$\int_A \sigma(u_0, \phi_y, \phi_z) \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ \mathbf{r}^T \end{bmatrix} dA - S_{ext}^T = 0 \quad (7.5.)$$

7.2.2.3. Evaluarea directă a capacității de rezistență. Curbe de interacțiune plastică

Una din cele mai mari avantaje ale prezentei metode este cea de a determina direct momentele încovoietoare ultime pentru o valoare dată a forței axiale, și de a face comparația cu valorile momentului încovoietor și a efortului axial caracteristic stării limite ultime.

O secțiune supusă încovoierii oblice cu forță axială atinge starea limită de capacitate portantă în cazul în care deformația în fibra aflată la marginea secțiunii, reprezentată prin punctele în coordonatele $z_c(\phi_y, \phi_z)$, $y_c(\phi_y, \phi_z)$, atinge deformația ultimă. (Ec.(7.7.))

Din condiția de echilibru a forțelor interioare cu cele exterioare, în fibra cea mai comprimată sau cea mai întinsă se poate scrie sistemul de ecuații, în care N , M_y , M_z , ε_0 , ϕ_y și ϕ_z . reprezintă necunoscutele, și A_{cs} integrala de suprafață. (Ec (7.6.))

$$\begin{aligned} \int_{A_{cs}} \sigma \varepsilon((\varepsilon_0, \phi_y, \phi_z)) \cdot dA_{cs} - N &= 0 \\ \int_{A_{cs}} \sigma \varepsilon((\varepsilon_0, \phi_y, \phi_z)) y \cdot dA_{cs} - M_z &= 0 \\ \int_{A_{cs}} \sigma \varepsilon((\varepsilon_0, \phi_y, \phi_z)) z \cdot dA_{cs} - M_y &= 0 \\ \varepsilon_0 + \phi_y z_c(\phi_y, \phi_z) + \phi_z y_c(\phi_y, \phi_z) - \varepsilon_{cu} &= 0 \end{aligned} \quad (7.6.) \quad (7.7.)$$

$$\begin{aligned} L_1(N, M_y, M_z) &\equiv N - N_0 = 0 \\ L_2(N, M_y, M_z) &\equiv M_z - \tan \alpha M_y = 0 \end{aligned} \quad (7.8.)$$

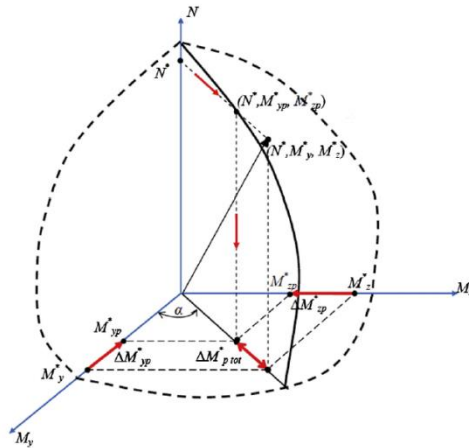


Fig. 7-5. Diagrama de interacțiune plastică [111]

Ecuția (7.8.) descrie condițiile liniare impuse pentru diagrama de interacțiune prezentată în Fig. 7-5. N_0 este forța axială dată, valoarea momentului încovoietor este stabilit de $\tan \alpha$, pentru înclinația α . Punând condițiile liniare, se poate defini momentul corespunzător efortului N_0 . Pentru fiecare înclinație a axei neutre a secțiunii (Fig. 7-1), se determină punctul cel mai îndepărtat cu coordonatele y_c, z_c , în care se presupune că se atinge condiția de capacitate portantă ultimă. Rescriind ecuația (7.7.) se poate elimina necunoscuta ε_0 . (Ecuția(7.9.)) Sistemul nelinier cu trei necunoscute rezultat din ecuațiile (7.6.) și (7.9.), împreună cu constrângerile liniare (ec. (7.8.)) se rezolvă conform celor descrise în [114]. [111]

$$\varepsilon(\phi_y, \phi_z) = \varepsilon_{cu} + \phi_z(y - y_c) + \phi_y(z - z_c) \quad (7.9.)$$

7.2.2.4. Modalități de evaluare numerică a eforturilor interioare și a matricei de rigiditate secționale

Conform [64]: ”în baza teoremei lui Green de a evaluare a integralelor de suprafață, evaluarea numerică a coeficienților matricei de rigiditate a secțiunii, respectiv a eforturilor interne se face prin transformarea integralelor de suprafață în integrale curbilinii pe conturul zonelor secțiunilor.”

Aceasta din urmă conduce la un timp de calcul mai scurt decât în cazul integralelor duble de suprafață, și nici nu este necesară o discretizare a secțiunii. Pentru a aplica teorema lui Green, este necesară o transformare de variabile, astfel încât câmpul tensiunilor să devină uniform pentru poziția instantanee a axei neutre. Axele de referință y, z devin ζ , orientată paralel, respectiv la η , orientată perpendicular la axa neutră, definite prin ecuațiile (7.10.) Astfel câmpul tensiunilor devine uniform în raport cu axa neutră. (Fig. 7-1) (ec.(7.11.)) [64]

$$y = \zeta \cos \theta + \eta \sin \theta \quad (7.10.)$$

$$z = -\zeta \sin \theta + \eta \cos \theta$$

$$\sigma(\zeta, \eta) = \sigma(\eta) \quad (7.11.)$$

$$E_T(\zeta, \eta) = E_T(\eta)$$

, în care $\sigma(\eta)$ reprezintă valoarea tensiunii, iar $E_T(\eta)$ modulul de elasticitate tangent în fibra aflată la distanța η .

În urma aplicării relațiilor (7.10.) și (7.11.) prin integrare pe contur pot fi calculate forța axială N_{int} , $M_{\zeta, int}$ și $M_{\eta, int}$, raportat la noul sistem de axe rotit.

În ceea ce privește contribuția barelor de armătură, rezultanta eforturilor interne este dată de ecuațiile (7.10.) acestea sunt considerate ca fibre independente, având aria A_{sj} , coordonatele x_{sj} și y_{sj} , și valoarea tensiunilor f_{sj} . [64]

$$N_s = \sum_{j=1}^{N_b} A_{sj} f_{sj}; \quad M_{xs} = \sum_{j=1}^{N_b} y_{sj} A_{sj} f_{sj}; \quad M_{ys} = \sum_{j=1}^{N_b} x_{sj} A_{sj} f_{sj} \quad (7.12.)$$

În cazul în care secțiunea este una poligonală, cum este cea din Fig. 7-1 integrala curbilinie pe conturul L, poate fi calculată prin descompunerea integralei pe fiecare segment al poligonului (L_i). Numărul de segmente cu care s-a notat linia poligonală L s-a notat nL .

$$\oint h(\eta) \zeta^p d\eta = \sum_{i=1}^{nL} \int_{\eta_i}^{\eta_{i+1}} h(\eta) \zeta^p d\eta \quad (7.13.)$$

$$\zeta = \alpha_i + \beta_i \eta$$

$$\alpha_i = \zeta_i - \beta_i \eta_i \quad (7.14.)$$

$$\beta_i = \frac{\eta_{i+1} - \eta_i}{\zeta_{i+1} - \zeta_i}$$

Delimitarea segmentelor se face în sistemul $\zeta - \eta$ (Fig. 7-1), cu delimitarea segmentelor i conform relațiilor (7.14.), unde (ζ_i, η_i) și $(\zeta_{i+1}, \eta_{i+1})$ reprezintă coordonatele de start respectiv de sfârșit ale segmentelor.

Integrarea se realizează prin metoda Gauss-Lobatto, care are avantajul față de alte metode, de exemplu metoda Gauss-Legendre, că prevede noduri de integrare și la capetele conturului, unde în mod frecvent dezvoltările plastice sunt însemnate. [64]

Integrarea pe contur se poate aplica de asemenea pentru secțiuni cu formă circulară. În cazul structurilor oțel sau a celor din oțel-beton, se poate lua în considerare și efectul tensiunilor reziduale.

7.2.3. Modelarea la nivel de element prin procedeul plastificării distribuite

7.2.3.1. Determinarea matricei de rigiditate elasto-plastică a elementului bară și a forțelor nodale echivalente

În vederea surprinderii plastificării distribuite la nivel de element – cu 6 grade de libertate (Fig. 7-6)-, va fi utilizată o metodă bazată pe matricea de flexibilitate, în care elementul este reprezentat prin câteva puncte de integrare (de monitorizare) situate de-a lungul secțiunii. Distribuția plastificării la nivel de element este surprinsă prin caracteristicile de rigiditate EI_y , EI_z și EA de-a lungul elementului, care depind de momentele încovoietoare, forțele axiale, forma sau relațiile constitutive asociate secțiunii. [110] Rigiditatea secțională a elementelor este determinată prin procedeele prezentate în capitolul 7.2.2.

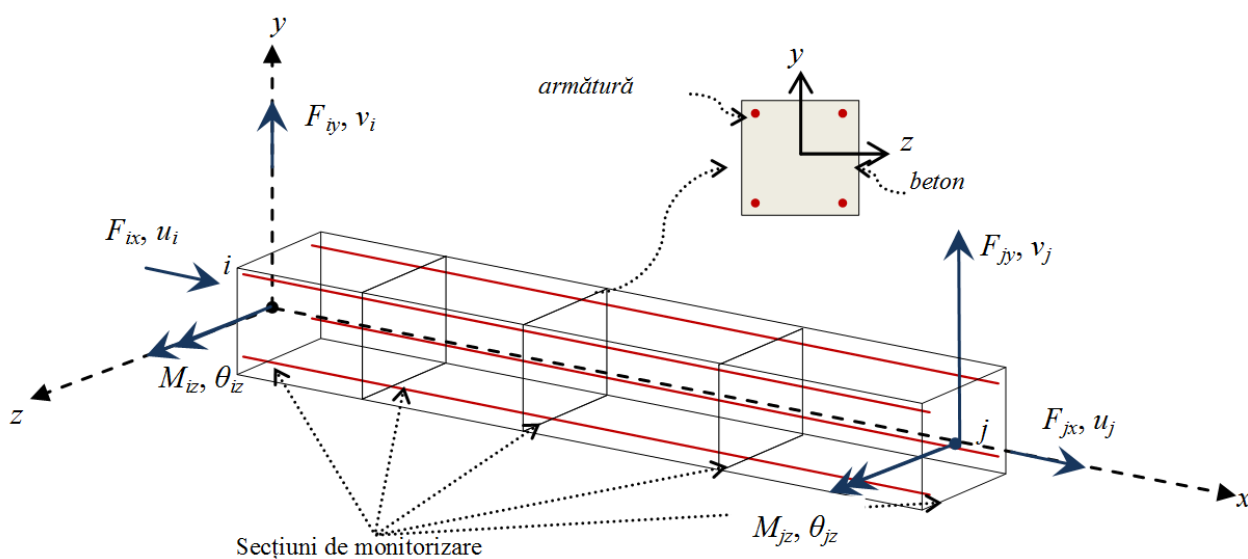


Fig. 7-6. Element liniar cu 6 grade de libertate - după [111]

Pe parcursul analizei, forțele nodale elasto-plastice transferate nodurilor din încărcările elementului sunt dependente de rigiditatea variabilă datorată plastificării graduale a zonelor plastice. În consecință, variabilitatea încărcărilor și caracteristicile elasto-plastice ale elementului vor influența forțele echivalente elasto-plastice transferate nodurilor. [109]

Pentru a determina matricea de rigiditate elasto-plastică a elementului bară și a forțelor nodale echivalente este adoptată și prezentată mai jos metoda de calcul descrisă și în [111]:

În Fig. 7-7 este prezentat un element liniar, supusă acțiunii momentului încovoietor (ΔM_i , ΔM_j), a încărcării liniar distribuite (Δq), a forțelor (ΔP) și a momentelor încovoietoare concentrate (ΔM_{pb} , ΔM_{pj}) la punctul intermediar "a" și "b" și la capătul elementului.

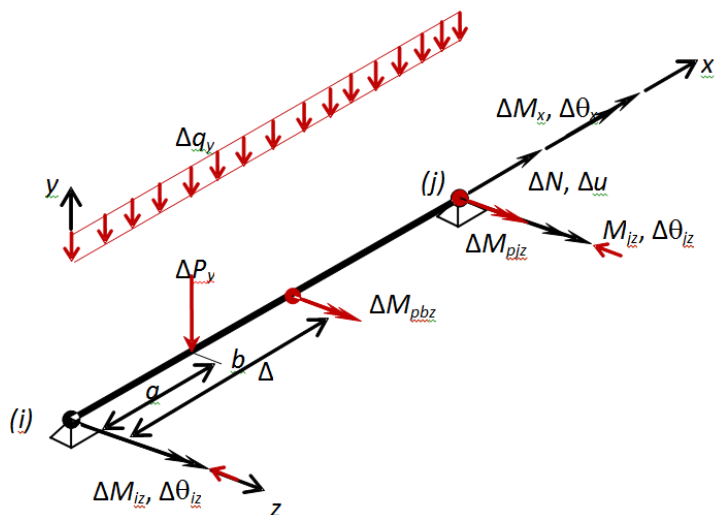


Fig. 7-7. Element liniar fără caracteristicile de corp rigid -după [111]

Cu ajutorul funcțiilor lui Macaulay [115], momentele încovoietoare discrete se pot transforma într-o singură ecuație, astfel încât să fie continue de-a lungul elementului fiind posibilă determinarea stării de eforturi în funcție de forțele nodale, încărcările laterale și momentele încovoietoare concentrate.

Și în acest caz formulările sunt prezentate pentru elementul 3D cu 12 grade de libertate, a cărui caz particular este elementul 2D cu 6 grade de libertate.

Pentru un ax de încărcare oarecare (y sau z), poziția încărcării definită prin $\xi = x/L$ momentele încovoietoare $\Delta M(\xi)$ și $\Delta T(\xi)$ se pot scrie prin expresiile (7.15.) (7.16.) :

$$\Delta M_y(\xi) = \Delta M_{iy}(1 - \xi) - \Delta M_{iy}(\xi) + \frac{\Delta q_y L^2 (\xi)(\xi-1)}{2} + \Delta M_{pby}[\xi - \langle L\xi - b \rangle^0] + \Delta M_{p_jy}\xi + \Delta P_y[\langle L\xi - a \rangle^1 - \xi(L - a)] \quad (7.15.)$$

$$\Delta T_y(\xi) = \frac{\Delta M_y(\xi)}{d\xi} = \frac{\Delta M_{iy} + \Delta M_{iz}}{L} + \frac{\Delta q_y L(2\xi-1)}{2} + \Delta M_{pby} \frac{1}{L} + \Delta M_{p_jy} \frac{1}{L} + \Delta P_y \left[\langle L\xi - a \rangle^0 - \frac{L-a}{L} \right] \quad (7.16.)$$

Energia de deformație ΔW se poate scrie:

$$\Delta W = \frac{L}{2} \int_0^1 \frac{\Delta N^2}{EA(\xi)} d\xi + \frac{L}{2} \int_0^1 \frac{\Delta M_z^2(\xi)}{EI_z(\xi)} d\xi + \frac{L}{2} \int_0^1 \frac{\Delta M_y^2(\xi)}{EI_y(\xi)} d\xi + \frac{L}{2} \int_0^1 \frac{\Delta M_x^2(\xi)}{GI_t(\xi)} d\xi + \frac{L}{2} \int_0^1 \frac{\Delta T_y^2(\xi)}{GA_y(\xi)} d\xi + \frac{L}{2} \int_0^1 \frac{\Delta T_z^2(\xi)}{GA_z(\xi)} d\xi \quad (7.17.)$$

Utilizând a doua teoremă a lui Castigliano, relația dintre deformațiile și eforturile incrementale se poate rezuma:

(7.18.)

$$\Delta \mathbf{u}_r = \mathbf{f}_r \Delta \mathbf{s}_r + \boldsymbol{\delta}_r$$

în care \mathbf{f}_r reprezintă matricea de flexibilitate incrementală a elementului liniar fără caracteristicile de corp rigid, iar $\boldsymbol{\delta}_r$ reprezintă deplasările nodale echivalente ale elementului liniar (grindă-stâlp). Termenul $\boldsymbol{\delta}_r$ se poate scrie ca suma deplasărilor nodale rezultate din acțiuni de încovoiere și de forță tăietoare.

(7.19.)

$$\delta_{ry} = \delta_{iry}^{\text{încovoiere}} + \delta_{iry}^{\text{forță tăietoare}}$$

Relația (7.19.) este scrisă pentru capătul "i" al elementului, și pentru direcția "y" a încărcării însă se poate scrie similar pentru capătul "j" și direcția "z". (Fig. 7-7)

În vederea stabilirii relației deformație-rigiditate, ecuația (7.18.) se inversează:

(7.20.)

$$\Delta \mathbf{s}_r = \mathbf{k}_r \Delta \mathbf{u}_r - \mathbf{q}_r$$

, în care \mathbf{k}_r este matricea de rigiditate instantanee a elementului grindă-stâlp obținută prin inversarea matricei de flexibilitate \mathbf{f}_r (7.22.) iar \mathbf{q}_r vectorul forțelor nodale:

(7.21.)

$$\mathbf{k}_{r(6 \times 6) = \mathbf{f}_r^{-1} = \begin{bmatrix} f_1^{-1} & 0 \\ 0 & f_2^{-1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{1(3 \times 3)} & 0_{(3 \times 3)} \\ 0_{(3 \times 3)} & k_{2(3 \times 3)} \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{q}_r = \mathbf{k}_r \mathbf{q}_r \quad (7.22.)$$

Matricea de rigiditate 6x6 rezultată este multiplicată cu o matrice de transformare astfel încât să includă caracteristicile de corp rigid și să ia forma unei matrice de 12x12.

7.2.3.2. Includerea efectelor neliniarității geometrice locale

Fie elementul tip bară din Fig. 7-8 sollicitat la efort axial de compresiune, și la capăt de momente încovoietoare \dot{M}_i și \dot{M}_j .

Ecuația diferențială de echilibru ținând cont și de efectele de ordinul II se poate scrie:

(7.23.)

$$EI_t(\xi)[\dot{y}]'' + N\dot{y} = (\dot{M}_i + \dot{M}_j)\xi - \dot{M}_i$$

, în care $EI_t(\xi)$ este modulul de rigiditate la încovoiere tangent în secțiunea $\xi = x/L$, iar \dot{y} deplasarea incrementală în secțiunea ξ a barei

În condițiile în care bara are comportare elastică, ecuația diferențială omogenă de ordinul II cu coeficienți constanți se poate rezolva în mod simplu. În cazul plastificării barei, ecuația diferențială devine una cu coeficienți variabili, dificil de rezolvat, de aceea trebuie adoptate metode aproximative de considerare a efectelor geometrice locale P- δ [64].

În metoda propusă efectele locale ale neliniarității geometrice sunt introduse prin intermediul funcțiilor de stabilitate utilizate în evaluarea coeficienților de corecție a termenilor matricei de rigiditate a elementului de bară. Funcțiile de stabilitate se calculează asumând un factor de compresiune constant pe lungimea barei:

$$v_{z(y)} = L \sqrt{\frac{N}{EI_{mz(y)}}}; \quad (7.24.)$$

$$EI_{m,z(y)} = EI_{0,z(y)} \frac{1}{L} \int_0^L \frac{EI_{z(y)}(x)}{EI_{0,z(y)}} dx = EI_{0,z(y)} \int_0^1 \frac{EI_{z(y)}(\xi)}{EI_{0,z(y)}} d\xi = EI_{0,z(y)} \int_0^1 f_{z(y)} d\xi \leq EI_{0,z(y)}$$

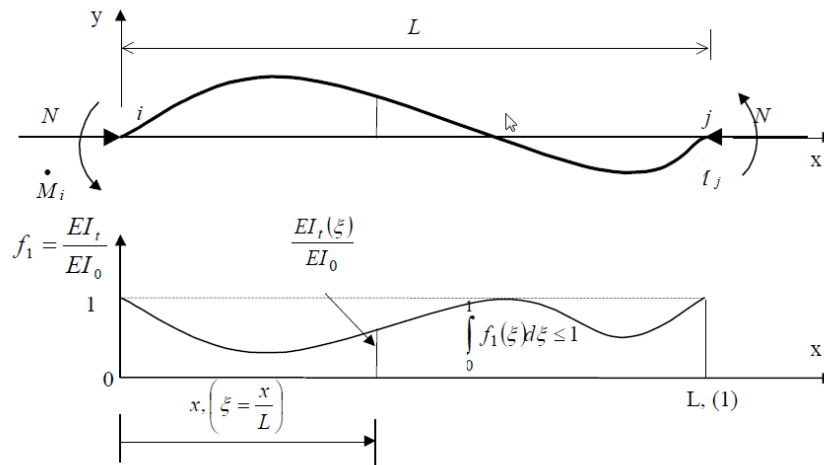


Fig. 7-8. Comportarea elasto-plastică a elementului bară solicitat de forțe axiale [64]

7.2.3.3. Includerea efectelor neliniarității geometrice globale

Considerarea efectelor globale a neliniarității geometrice se realizează prin urmărirea schimbării configurației geometrice a structurii în fiecare pas de încărcare. Matricea de rigiditate incrementală a elementelor structurii poate fi obținută direct în sistemul de coordonate local prin transformări de coordonate liniare. La fiecare increment de încărcare coordonatele locale se transformă în coordonate globale (rel. (7.25.)) luând în considerare forțele care caracterizează elementul grindă-stâlp și matricea de rotație R_b [64] (rel. (7.26.)).

$$\mathbf{K}_b = \mathbf{R}_b^T \cdot \mathbf{k}_b \cdot \mathbf{R}_b \quad (7.25.)$$

$$\mathbf{R}_b = \begin{bmatrix} \mathbf{L}_i^k & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{L}_i^k & 0 \\ 0 & 0 & \mathbf{L}_j^k \\ 0 & 0 & 0 & \mathbf{L}_j^k \end{bmatrix} \quad (7.26.)$$

, în care matricele L_i^k (rel.(7.27.)) și L_j^k sunt alcătuite pe baza noii geometrii la incrementul de încărcare k și reprezintă consinuşii directori ai axelor locale raportate la axele globale pentru capetele i și j al elementului. Matricea L_j^k se poate scrie în mod similar:

$$L_i^k = \begin{bmatrix} \lambda_{xx}^i & \lambda_{xy}^i & \lambda_{xz}^i \\ \lambda_{yx}^i & \lambda_{yy}^i & \lambda_{yz}^i \\ \lambda_{zx}^i & \lambda_{zy}^i & \lambda_{zz}^i \end{bmatrix} \quad (7.27.)$$

, în care $(\lambda_{xx}^i, \lambda_{xy}^i, \lambda_{xz}^i)$, $(\lambda_{yx}^i, \lambda_{yy}^i, \lambda_{yz}^i)$, $(\lambda_{zx}^i, \lambda_{zy}^i, \lambda_{zz}^i)$ reprezintă coordonatele versorilor $\lambda_x^i, \lambda_y^i, \lambda_z^i$ la capătul "i", la incrementul de încărcare k.

În cazul configurației inițiale, nedeformate, matricele L_i^k și L_j^k ($k=0$) se pot scrie [116]:

$$L_i^0 = L_j^0 = \mathbf{r} \cdot \begin{bmatrix} \cos \alpha & -\sin \alpha & 0 \\ -\sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (7.28.)$$

Diferențele în matricele L_i^k și L_j^k în configurația deformată sunt date de unghiul de rotire al axelor principale de inerție ale secțiunilor de la capetele elementului (rel.(7.29.)(7.30.)). [64]

$$\alpha_i = \alpha_0 + \Delta\theta_{xi}^k \quad (7.29.)$$

$$\alpha_j = \alpha_0 + \Delta\theta_{yj}^k \quad (7.30.)$$

, în care α_0 este unghiul în starea nedeformată

În vederea reactualizării matricei de rotație R_b se adoptă o formulare incremental-iterativă. În primă fază, versorul λ_x^i a fiecărui element în pasul k se actualizează pe baza noilor coordonate a nodurilor X_b, Y_b, Z_b . (Fig. 7-9) În continuare, se reactualizează vectorul asociat axei principale de inerție a secțiunii λ_y , considerând o valoare medie a rotirii de corp rigid.(rel.(7.31.)) În final, versorul λ_y este reactualizat și se calculează versorul asociat axei principale z a secțiunii λ_z (în pasul k) pe baza relației (7.32.) [64] [116]

$$\Delta\theta_{xi}^k = 1/2(\Delta\theta_{xj}^k + \Delta\theta_{xi}^k) \quad (7.31.)$$

în care $\Delta\theta_{xj}^k$ și $\Delta\theta_{yj}^k$ sunt rotirile axiale incrementale la cele două capete i și j ale barei față de axa locală

$$\lambda_z = \lambda_x + \lambda_y \quad (7.32.)$$

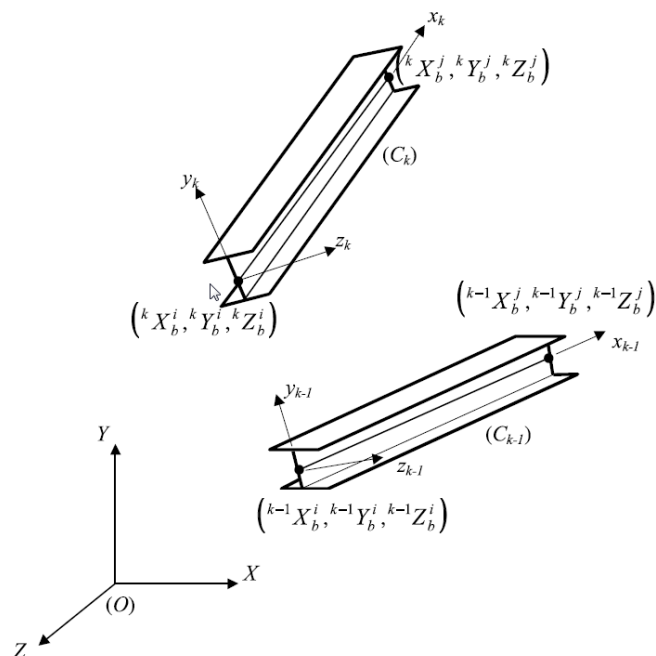


Fig. 7-9. Surprinderea schimbării geometriei elementelor, și efectul global al neliniarității geometrice [116]

7.3. ANALIZA STATICĂ NELINIARĂ (PUSHOVER) AVANSATĂ

7.3.1. Descrierea procedurii de calcul incremental-iterativ

În literatura de specialitate se disting două procedee pentru rezolvarea sistemului ecuațiilor de condiție neliniar. Metoda simplă incrementală presupune scalarea vectorului deplasărilor incrementale obținute impunând condiția de lucru mecanic constant. În acest tip de analiză soluția este controlată prin analize multiple, este simplă, și nu este sensibilă la probleme de convergență, însă unele fenomene post-critice de tip ”snap-back” nu pot fi surprinse. [64] [116]

Metoda Crisfield, incremental-iterativă aplică strategia de control în lungimea de arc pentru determinarea deplasărilor incrementale. Algoritmul de analiză neliniară avansată propusă se diferențiază de metoda Crisfield prin pricina faptului că forțele de-a lungul barelor se transformă în forțe nodale echivalente, nefiind necesară crearea a unor noduri adiționale în lungul barelor. În acest fel se evită majorarea nodurilor, și se scade necesarul de efort computațional. [64] [116]

În vederea stabilirii deplasărilor nodale ale structurii, în continuare se adoptă un procedeu tip ”predictor-corector”. Pe parcursul procesului iterativ matricea de rigiditate tangentă a elementului de bară K_b , care include efectul plastificării distribuite, a neliniarității geometrice locale, și după caz a efectului conexiunilor semirigide se poate completa cu matricea de rigiditate geometrică K_g , astfel ajustându-se direcția de căutare în spațiul deplasărilor și îmbunătățindu-se viteza de convergență. [116]

7.3.1.1. Reactualizarea matricei de rigiditate și a vectorului forțelor nodale de referință

Matricea de rigiditate a structurii K se obține prin sumarea matricelor de rigiditate a barelor K_b (rel. (7.33.)), obținute prin procedeele prezentate în capitolul 7.2.3. Vectorul forțelor nodale pentru întreaga structură se obține sumând toți vectorii forțelor nodale în coordonate globale M , obținute cu ajutorul matricelor de rotație R_b (rel. (7.34.)) [64]

$$K = \sum_b K_b \quad (7.33.)$$

$$M = R^T \cdot M \quad (7.34.)$$

7.3.2. Procedura de rezolvare

7.3.2.1. Descrierea algoritmului general de calcul

Odată obținută matricea de rigiditate globală (rel. (7.34.)) la pasul "m" al ciclului de calcul, configurația m+1 este determinată din rezolvarea sistemului de ecuații care caracterizează situația de echilibru: compatibilitatea deformatelor și echilibrul static al nodurilor. (rel. (7.35.))

$$\left\{ \begin{array}{l} {}^m K_T \cdot \Delta d^{(i)} = {}^m \Delta Q + \Delta \lambda_i \cdot {}^m \Delta F \\ f(\Delta \lambda_i, \Delta d_i^{(i)}) = \Delta l^2 \end{array} \right\} \quad (7.35.)$$

$$({}^m F + {}^m \Delta Q + \Delta \lambda_i \cdot {}^m \Delta F) - {}^{(m+1)} P^{(i)} < \varepsilon \quad (7.36.)$$

în care ${}^m K_T$ este matricea de rigiditate tangentă globală a structurii în pasul "m" al procesului de calcul, F vectorul forțelor nodale date și echivalente, în pasul "m", ${}^m \Delta Q$ vectorul forțelor nodale provenite din condiția de plastificare, $\Delta d^{(i)}$ vectorul deplasărilor nodale incrementale corespunzătoare factorului incremental de încărcare prestabilit $\Delta \lambda_i$, ${}^m \Delta F$ vectorul forțelor exterioare nodale incrementale de referință în pasul "m", egal cu o fracțiune ζ a vectorului forțelor nodale totale, corectat în funcție de efectele neliniarității fizice și geometrice, ${}^{(m+1)} P^{(i)}$ vectorul forțelor nodale interioare totale corespunzătoare iterației i din cadrul pasului "m+1", și Δl lungimea de arc pentru pasul curent [64]

Fiind cunoscută matricea de rigiditate tangentă și vectorul forțelor nodale de referință corespunzătoare pasului m de încărcare, scopul prezentei analize, este de a determina deplasările totale ale nodurilor d_{m+1} și factorul incremental de încărcare $\Delta \lambda_{m+1}$. Procedul iterativ începe cu estimarea factorului incremental de încărcare $\Delta \lambda_i$ și a deplasărilor incrementale corespunzătoare $\Delta d^{(i)}$. [64]

La iterația "i", corespunzătoare incrementului "m+1" de încărcare, estimarea încărcării exterioare aplicate structurii se face cu următoarea relație:

$${}^{m+1}\Delta F^{(i)} = {}^m\Delta F + {}^m\Delta Q + \Delta\lambda_i \cdot {}^m\Delta F \quad (7.37.)$$

În continuare, se presupune ca și cunoscute deplasările incrementale în iterația "i" din cadrul pasului "m+1", și se calculează forțele nodale corespunzătoare ${}^{(m+1)}P^{(i)}$, care în general nu sunt în echilibru cu forțele exterioare echilibrate. Vectorul forțelor nodale neechilibrate ${}^{(m+1)}R^{(i)}$ (rel.(7.38.)) se poate descompune în două componente, una paralelă (rel. (7.39.)) și una ortogonală (rel.(7.40.)) cu direcția vectorului forțelor incrementale de referință $g_i \cdot {}^m\Delta F$. În cazul în care ${}^{(m+1)}R^{(i)}$ sau componenta h_i satisfac criteriul de convergență, soluția estimată este acceptată, în caz contrar sunt necesare iterații suplimentare, în cadrul cărora încărcarea incrementală suplimentară este constituită din încărcarea ortogonală h_i și încărcarea $x_i \cdot {}^m\Delta F$, paralelă cu direcția încărcării de referință, în care x_i este un factor scalar de multiplicare determinat în urma rezolvării ecuației de constrângere [117] [64] Pentru detalii suplimentare referitoare la conducerea iterațiilor suplimentare în vederea atingerii convergenței, cititorul este îndrumat spre lucrarea [64] .

$${}^{m+1}R^{(i)} = {}^{(m+1)}F^{(i)} + {}^{(m+1)}P^{(i)} \quad (7.38.)$$

$$g_i = \frac{{}^{(m+1)}R^{(i)T} \cdot {}^{(m)}\Delta F}{{}^{(m)}\Delta F^T \cdot {}^{(m)}\Delta F} \quad (7.39.)$$

$$h_i = {}^{(m+1)}R^{(i)} - {}^{(m)}\Delta F \cdot g_i \quad (7.40.)$$

În cazul în care într-una dintre variante, se ajunge la convergență, factorul de încărcare total la limita dintre două incremente este $\lambda_{m+1} = \lambda_m + \Delta\lambda_i$. Procedeu iterativ se aplică în mod repetat până în momentul în care structura ajunge în stadiul global de cedare sau la instabilitatea structurii. [64]

7.3.2.2. Detalierea procedurii corector

Așa cum a fost menționat anterior, pentru determinarea răspunsului neliniar al structurii supusă la acțiunea unor forțe aplicate static proporțional sau neproporțional (în secvențe succesive), se aplică un procedeu incremental-iterativ, în interiorul fiecărei iterații controlul soluției fiind definit prin aplicarea unui procedeu predictor-corector.

În cadrul acestei proceduri se determină predicția deplasărilor incrementale, prin rezolvarea sistemului ecuațiilor de condiție asamblat la nivelul întregii structuri, matricea de rigiditate incrementală sau tangentă, K_T se obține prin "însurubarea" matricelor de rigiditate transformate în

coordonatele de sistem, corespunzătoare fiecărui element constitutiv al structurii. Această etapă este aplicată la nivelul structurii.

Având o primă estimare a deplasărilor incrementale globale pot fi calculate deplasările incrementale la nivel de element raportate la sistemul de referință local corespunzător ultimei configurații de echilibru și de asemenea forțele locale din noduri. Aceasta reprezintă cea de a doua etapă în cadrul procesului incremental-iterativ numită *etapa corector*. Această etapă este condusă la nivel de element și constă în reactualizarea eforturilor nodale pentru fiecare element al structurii pe baza deplasărilor incrementale locale. Acuratețea cu care se determină aceste forțe este esențială în determinarea răspunsului final al structurii. Motivul pentru care acestei etape trebuie să i se acorde o atenție deosebită rezidă în faptul că generarea unor forțe eronate atrage după sine forțe nodale neechilibrate eronate, eliminarea acestora în cadrul unui procedeu iterativ chiar convergent putând indica o configurație de echilibru eronată. În cadrul acestei etape tratarea adecvată a deplasărilor și rotirilor de corp rigid al elementelor este de maximă importanță, întrucât aceste deplasări afectează atât calcularea forțelor incrementale cât și reactualizarea eforturilor inițiale pentru fiecare element. Aspecte referitoare la tratarea deplasărilor și rotirilor de corp rigid în reactualizarea forțelor interne sunt detaliate în [64] [116]

În continuare ne vom referi la evaluarea forțelor neechilibrate datorate neliniarității fizice (plastificare distribuită). Metoda propusă implică satisfacerea condițiilor de echilibru și compatibilitate a deplasărilor la nivel local, de element, și global la nivel structură. Primul pas constă în determinarea câmpului de eforturi în lungul elementului generat în funcție de eforturile nodale ale elementului. În absența efectelor locale ale neliniarității geometrice câmpul de eforturi este determinat exact, însă în cazul în care efectele neliniarității geometrice devin importante distribuția momentelor încovoietoare și a forțelor tăietoare în lungul elementului se determină în mod aproximativ prin intermediul matricei de transfer din calcul geometric neliniar, asumând un coeficient de compresiune constant (mediu) determinat așa cum a fost menționat mai sus. În continuare câmpul de deformații (curburile, deformația unghiulară și deformația axială) sunt calculate pe baza stării de solicitare existentă în fiecare secțiune de "control" din lungul elementului prin aplicarea procedurii iterativ descris la punctul 7.2.2.2 .

Totodată pe baza stării de deformații și tensiune determinate se evaluează caracteristicile de rigiditate secționale în domeniul elasto-plastic de comportare (modulii de rigiditate la încovoiere și cel axial). În această etapă răspunsul elasto-plastic la nivel de secțiune este riguros evaluat prin impunerea condițiilor de echilibru dintre forțele exterioare și cele interioare. Trebuie menționat totuși faptul că în cazul în care materialul din care este constituită secțiunea manifestă efectul de "strain-softening" cum este cazul betonului, acest echilibru nu mai poate fi realizat în contextul în care controlul soluției sistemului de ecuații neliniar este condus în "forțe". Așa cum se va

exemplifica în continuare, în aceste situații jacobianul sistemului de ecuații (matricea de rigiditate tangentă) devine negativ definit iar soluția care să urmeze starea de deformații asociate ramurilor descendente în relațiile neliniare constitutive poate fi obținută doar dacă controlul soluției se face în deformații coroborat cu aplicarea unor metode de tip lungime de arc (arc-length). În aceste situații, câmpul de deformații, asociat eforturilor exterioare, se va determina în mod aproximativ pe baza matricii de flexibilitate secționale (obținută prin inversarea matricii de rigiditate secționale) calculate la incrementul (respectiv iterația) precedentă. Deplasările nodale incrementale sunt calculate în continuare prin integrarea câmpului de deformații incremental și apoi forțele nodale reziduale sunt evaluate pe baza matricii de rigiditate reactualizate a elementului de bară. Forțele nodale interioare (asociate câmpului de deformații evaluat) sunt calculate la nivel de element (raportate la sistemul local) și apoi transformate și asamblate în sistemul ecuațiilor de echilibru la nivel global (de structură). Aceste forțe rezistive sunt comparate cu forțele exterioare totale (asociate la un nivel de solicitare-increment) aplicate pe structură și în cazul în care diferența dintre acestea cade sub o toleranță de calcul impusă, procesul iterativ este încheiat, în caz contrar se generează o nouă iterație până la atingerea unui criteriu de convergență prestabilit.

În continuare acest proces este detaliat. Se presupune cunoscut vectorul deplasărilor nodale incrementale $\Delta \mathbf{u}_{(12 \times 1)}^k$ în cadrul iterației curente (j) în strategia de soluționare a sistemului de ecuații neliniar formulat la nivel de structură. Procesul iterativ notat în cele ce urmează (j) este introdus în cadrul unui singur increment de încărcare notat aici (k). La prima iterație ($j=1$) matricele de rigiditate ale elementelor sunt considerate cele de la încheierea procesului iterativ asociat incrementului precedent: $\mathbf{k}_r^{j-1=0} = \mathbf{k}_r^{j-1}$.

Pasul 1. Se calculează vectorul deplasărilor nodale incrementale $\Delta \mathbf{u}_{(6 \times 1)}^j$ considerând elementul raportat la sistemul coordonatelor naturale (fără deplasările de corp rigid). În ipoteza deplasărilor și rotirilor mici (în interiorul unui increment de încărcare) relația între vectorul deplasărilor incrementale în sistemul local (considerând și deplasările de corp rigid) $\Delta \mathbf{u}_{(12 \times 1)}^k$ și vectorul deplasărilor incrementale în sistemul de bază $\Delta \mathbf{u}_{(6 \times 1)}^j$ poate fi determinată în baza următoarei relații, unde matricea de transformare \mathbf{T} reprezintă matricea de transformare cinematică dată în [64] [116]:

$$\Delta \mathbf{u}_r^j = \mathbf{T} \Delta \mathbf{u}_{(12 \times 1)}^j \quad (7.41.)$$

Pasul 2. Se calculează vectorul forțelor nodale incrementale:

$$\Delta \mathbf{s}_r^j = \mathbf{k}_r^{j-1} \Delta \mathbf{u}_r^j - \Delta \mathbf{q}_r^{j-1} \quad (7.42.)$$

Pasul 3. Se calculează vectorul forțelor nodale totale la iterația curentă prin însumarea vectorului forțelor nodale totale de la iterația (configurația) precedentă și cele incrementale calculate la pasul anterior:

$$\mathbf{S}_r^j = \mathbf{S}_r^{j-1} + \Delta \mathbf{s}_r^j \quad (7.43.)$$

Pasul 4. Se calculează câmpul de deformații total la iterația curentă $\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_j(x)$ asociat la câmpul de forțe generat în lungul elementului în baza forțelor nodale totale calculate anterior \mathbf{S}_r^j incluzând și efectul local al neliniarității geometrice așa cum a fost descris în capitolul precedent:

$$\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_j(x) = [\varepsilon_0 \quad \phi_z \quad \gamma_y \quad \phi_y \quad \gamma_z \quad \phi_x]^T \quad (7.44.)$$

deformația axială ε_0 și curburile (ϕ_z, ϕ_y) care satisfac relațiile constitutive neliniare sunt evaluate în baza procedurii iterativ descris mai sus în secțiunea 7.2.2.2. Deformațiile unghiulare (γ_y, γ_z) și de torsiune ϕ_x sunt calculate asumând o comportare liniar elastică a secțiunii la forță tăietoare respectiv la torsiune. Așa cum a fost menționat, situațiile asociate unei matrici secționale negativ definite corespunzătoare unei comportări de tip "strain-softening" sunt tratate separat, câmpul de deformații fiind calculat în baza matricii de rigiditate secționale evaluate la sfârșitul unei iterații precedente, și care nu impune, în mod necesar, satisfacerea condițiilor de echilibru secționale.

Pasul 5. În baza noii stări de tensiune și deformație, sunt calculați modulii de rigiditate secțională și apoi se reactualizează matricea de rigiditate a elementului și vectorul forțelor nodale echivalente $\mathbf{k}_r^j, \Delta \mathbf{q}_r^j$.

Pasul 6. Se extrage câmpul de deformații total $\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_{j-1}(x)$ de la iterația precedentă și calculează apoi câmpul de deformații incremental la iterația curentă:

$$\Delta \tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_j(x) = \tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_j(x) - \tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_{j-1}(x) \quad (7.45.)$$

Pasul 7. Se calculează vectorul deplasărilor incrementale asociat câmpului de deformații incremental calculat la pasul anterior. Câmpul de deformații incremental este integrat în lungul elementului astfel încât condițiile de compatibilitate a deplasărilor vor fi satisfăcute în lungul elementului:

$$\Delta \mathbf{u}_r^{j(\varepsilon)} = \int_0^L \mathbf{b}^T \Delta \tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_j(x) \quad (7.46.)$$

unde,

$$\tilde{\mathbf{b}} = \begin{bmatrix} 1 & \mathbf{0}_{(1 \times 4)} & 0 \\ \mathbf{0}_{(4 \times 1)} & \mathbf{b}_{(4 \times 4)} & \mathbf{0}_{(4 \times 1)} \\ 0 & \mathbf{0}_{(1 \times 4)} & 1 \end{bmatrix}; \mathbf{b} = \begin{bmatrix} \frac{x}{L}-1 & \frac{x}{L} & 0 & 0 \\ \frac{1}{L} & \frac{1}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{x}{L}-1 & \frac{x}{L} \\ 0 & 0 & \frac{1}{L} & \frac{1}{L} \end{bmatrix} \quad (7.47.)$$

Pasul 8. Se calculează vectorul deplasărilor reziduale. Prezența deplasărilor reziduale violează condițiile de compatibilitate și reprezintă erorile introduse ca urmare a procesului de liniarizare a relațiilor forță-deplasare la nivel de element :

$$\delta \mathbf{u}_j = \Delta \mathbf{u}_r^j - \Delta \mathbf{u}_r^{j(\varepsilon)} \quad (7.48.)$$

Pasul 9. Se calculează vectorul forțelor nodale reziduale. Pentru a restaura condițiile de compatibilitate a elementului vor fi aplicate un set de forțe corectoare la capetele elementului, expresia acestor forțe fiind definită astfel:

$$\delta \mathbf{f}_j = \mathbf{k}_r^j \delta \mathbf{u}_j \quad (7.49.)$$

Pasul 10. Se calculează forțele rezistive pentru fiecare element și inițiază următoarea iterație globală (la nivelul structurii) (j+1). Aceste forțe rezistive sunt transformate și asamblate în ecuațiile de echilibru global fiind luate în considerare în timpul procesului iterativ condus la nivel de structură:

$$\mathbf{S}_r^{j+1} = \mathbf{S}_r^{j-1} + \Delta \mathbf{S}_r^j + \delta \mathbf{f}_j \quad (7.50.)$$

Așa după cum a mai fost menționat pe parcursul acestui capitol, răspunsul nelinier (fizic și geometric) la nivel de element se determină prin sumarea ponderată a răspunsului unui număr discret de secțiuni transversale. Aceste secțiuni transversale reprezintă puncte de control a stării de plastificare în lungul elementului, a căror localizare în lungimea elementului depinde de schema de integrare numerică adoptată. La alegerea tipului metodei de integrare numerică trebuie ținut cont de faptul că în cazul utilizării unui singur element pentru discretizarea barelor, punctele de control trebuie dispuse cu precădere în secțiunile în care dezvoltarea zonelor plastice sunt preponderente în comparație cu restul secțiunilor din lungul barei. Astfel utilizarea metodei Gauss-Legendre, care este frecvent utilizată în metoda elementelor finite nu este eficientă în acest caz, întrucât nodurile de integrare numerică a acestei metode nu sunt prevăzute și la nodurile de capăt ale barei, unde deformațiile plastice pot deveni semnificative. Pe de altă parte utilizarea unei metode în care nodurile sunt alese anticipat (metoda Simpson) care consideră noduri și în acele secțiuni, nu este eficientă sub aspectul numărului mare de puncte de integrare cerut la o precizie similară. Din acest

motiv se propune în acest caz metoda Gauss-Lobatto, care la un același număr de puncte de integrare ca și metoda Gauss-Legendre are avantajul că prevede noduri de integrare și la capetele intervalului (capetele barei), unde în mod frecvent dezvoltările plastice sunt considerabile [64]:

Eficiența procedurii va fi ilustrată și discutată în continuare în cadrul secțiunii 7.4.1.

$$\varepsilon_{cu} = \frac{G_f^c}{0.6f_c L_{ip}} - \frac{0.8f_c}{E_c} + \varepsilon_{c0} \quad (7.51.)$$

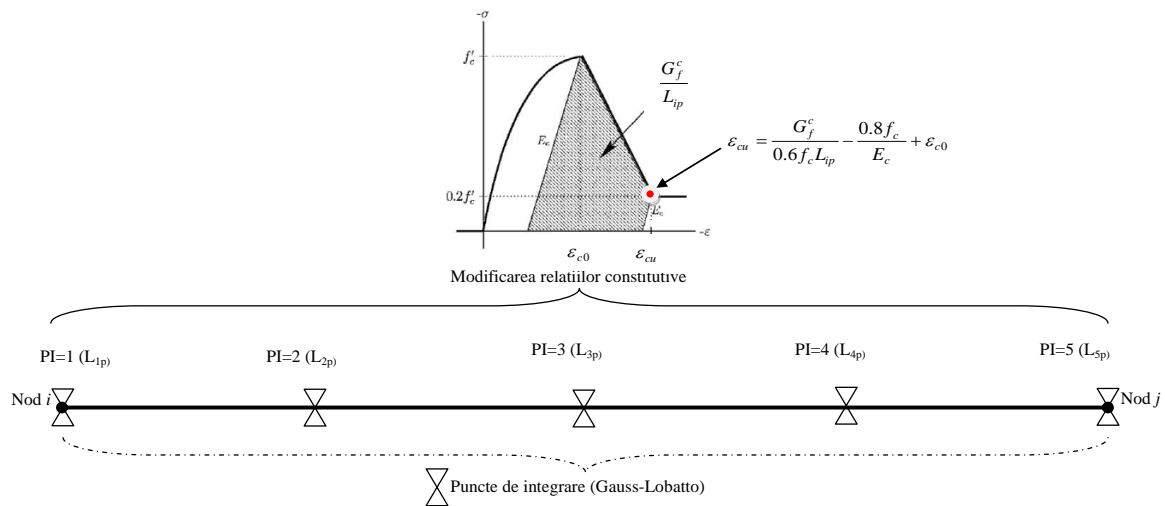


Fig. 7-10. Generarea punctelor de integrare de-a lungul elementului prin metoda Gauss-Lobatto

Alegerea schemei numerice de integrare este de asemenea condiționată de așa numitele efecte de localizare a răspunsului neliniar în prezența unor comportări de tip "strain-softening" manifestate la nivel de secțiune în cazul unor materiale descrise de relații constitutive definite prin curbe descendente (modul de elasticitate tangent negativ). Este cunoscut faptul că în aceste situații răspunsul inelastic la nivel de secțiune devine "neobiectiv" în sensul că la o aceeași valoare a momentului încovoietor se poate asocia două curburi, ambele satisfăcând condițiile de compatibilitate și echilibru secțional. În alte cuvinte, efectul de "strain-softening" manifestat la nivel de fibră (relații constitutive) se va răsfrânge atât la nivel de secțiune cât și la nivel de element și în final la nivel de structură, prin dezvoltarea caracteristicilor de rigiditate "negativ definite" la toate cele trei niveluri: secțiune, element și structură. Acest efect se va răsfrânge negativ și asupra convergenței metodei propuse, în sensul în care soluția (convergența) nu va mai putea fi controlată prin creșterea numărului de puncte de integrare generat în lungul elementului. Pentru depășirea acestei probleme metoda propusă în această lucrare este completată cu un procedeu de "regularizare" a răspunsului în domeniul post-critic. Procedeu propus urmează conceptual metoda de regularizare propusă în [118], și care pe baza teoriei de conservare a energiei de fracturare (G_f^c) modifică caracteristicile de rezistență a betonului comprimat (relațiile constitutive) pentru situațiile

în care efectul de "strain-softening" domină răspunsul secțional. În acest context, deformația ultimă a betonului și rezistența asociată sunt recalculat în baza principiului mai sus menționat. Aceste caracteristici de rezistență sunt evaluate pentru fiecare punct de integrare (L_{ip}) generat în lungul elementului, în baza schemei de cuadratură numerică folosită (secțiune caracteristică) (Fig. 7-10)

7.4. IMPLEMENTAREA ANALIZEI AVANSATE ÎN EVALUAREA PERFORMANȚELOR SEISMICE ALE STRUCTURILOR ÎN CADRE DIN BETON ARMAT. EXEMPLE NUMERICE

7.4.1. Validarea modelului de calcul propus. Exemple numerice de testare.

Pentru validarea și ilustrarea eficienței computaționale a modelului de calcul propus în această lucrare au fost selectate patru tipuri de structuri testate experimental și analizate anterior de către alți cercetători cu alte modele de calcul bazate pe metoda elementelor finite. Aceste structuri constituie de altfel baza structurilor de test ("*benchmark problems*") recomandate de RILEM Technical Committee TC 114 [119] pentru testarea modelelor și a programelor de calcul pentru analiza neliniară a structurilor. Structurile selecționate sunt cu un grad mic de nedeterminare statică în acest fel se poate identifica și evidenția performanțele modelelor în surprinderea efectelor de neliniaritate (distribuția zonelor plastice, efectele locale ale neliniarității geometrice, efectele de tip strain-softening etc.).

7.4.1.1. Exemplul de calcul 1: Stâlpu Fouré

Stâlpu încărcat cu o forță excentrică monoton crescătoare, a fost aleasă și de RILEM Technical Committee TC114 ca una dintre structurile de calibrare folosite pentru testarea programelor de calcul ale structurilor de beton armat. Rezultatele din laborator au fost documentate de către Espion [119] Rezistența la compresiune a betonului este de $f_{cm}=3,83 \text{ kN/cm}^2$, modulul de elasticitate a betonului de $E_{cm}=3360 \text{ kN/cm}^2$, rezistența la întindere a oțelului la curgere fiind de $f_y=46,5 \text{ kN/cm}^2$. Aria armăturilor pe o latură a secțiunii este de $A_s=A'_s=2,26 \text{ cm}^2$. Celelalte caracteristici de material au fost stabilite conform EC2 și sunt: deformațiile maxime și ultime ale betonului $D_{c1}=-2,3 \text{ ‰}$, $D_{cu}=-3,5\text{‰}$, modulul de elasticitate al oțelului $E_s=20000 \text{ kN/cm}^2$. În comportarea oțelului nu au fost luate în calcul efectele de "strain-hardening" și "strain-softening". [120] Caracteristicile geometrice ale structurii și a încărcării sunt date în Fig. 7-11.

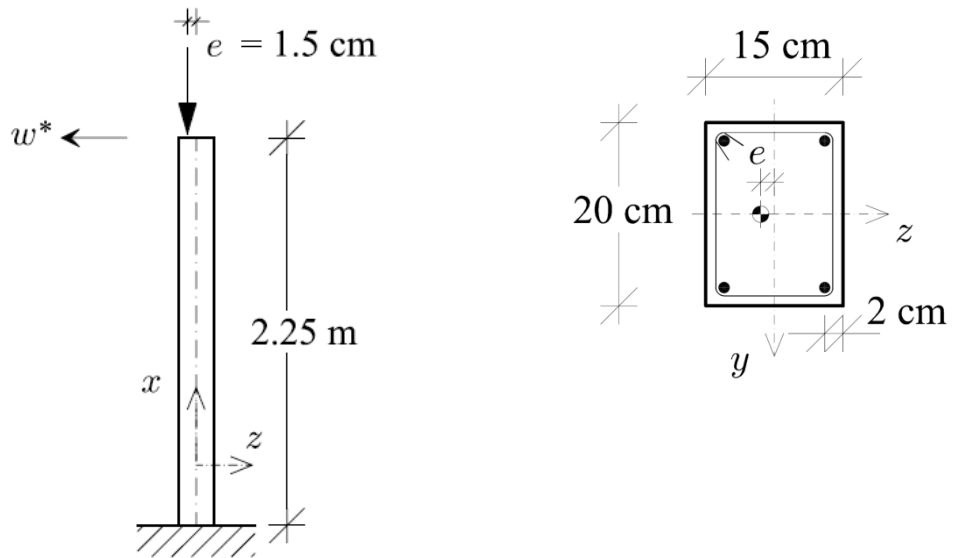


Fig. 7-11. Stâlpul lui Fuore. Caracteristici geometrice [120]

Curbele comparative încărcare-deplasare laterală sunt prezentate în Fig. 7-13. În modelul propus în această lucrare un singur element a fost utilizat pentru modelarea stâlpului iar relațiile constitutive pentru betonul solicitat la compresiune respectiv la întindere sunt cele definite de CEB-FIB 90 [121] și exprimate în setul de ecuații (7.52.)

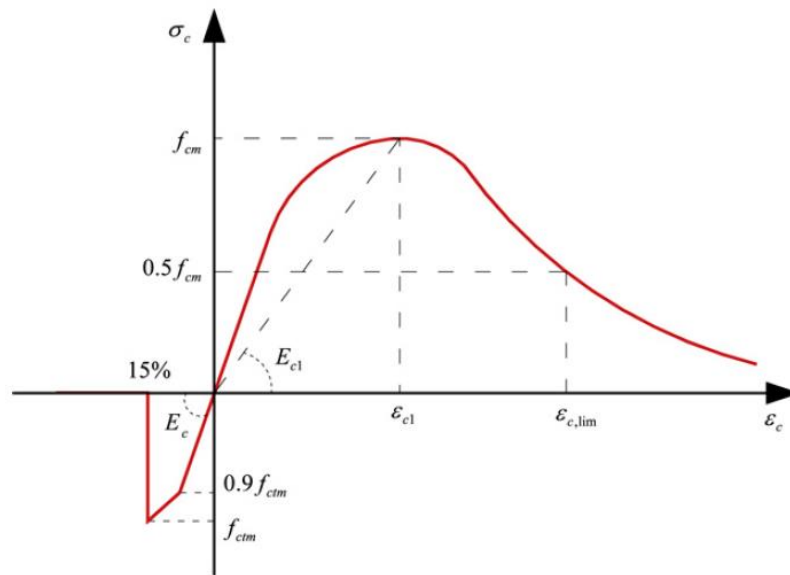


Fig. 7-12. Relații constitutive efort-deformație (σ - ε) pentru betonul comprimat și întins [121] [122]

- Pentru $\varepsilon_c < \varepsilon_{c,lim}$:

$$\sigma_c = - \left[\left(\frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{c,lim}} \xi - 2 \left(\frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{c,lim}} \right)^2 \right) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 + \left(\frac{4\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{c,lim}} - \xi \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right]^{-1} f_{cm} \quad (7.52.)$$

- Pentru $\varepsilon_{c,lim} \leq \varepsilon_c \leq 0$:

$$\sigma_c = - \left[1 + \left(\frac{E_{ci}}{E_{c1}} - 2 \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right]^{-1} \left[\frac{E_{ci}}{E_{c1}} \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 \right] f_{cm}$$

- Pentru $0 < \varepsilon_c \leq 0.9f_{ctm}/E_{ci}$:

$$\sigma_c = E_{ci}\varepsilon_c$$

- Pentru $0.9f_{ctm}/E_{ci} < \varepsilon_c \leq 0.00015$:

$$\sigma_c = f_{ctm} - \frac{0.1f_{ctm}}{0.00015 - 0.9f_{ctm}/E_{ci}} (0.00015 - \varepsilon_c)$$

- Pentru $\varepsilon_c > 0.00015$:

$$\sigma_c = 0$$

Unde

$$\varepsilon_{c1} = -0.0022$$

$$\xi = 4 \left[1 + \left(\frac{E_{ci}}{E_{c1}} - 2 \right) \frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}} \right]^{-2} \times \left[\left(\frac{E_{ci}}{E_{c1}} - 2 \right) \left(\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 + 2 \frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}} - \frac{E_{ci}}{E_{c1}} \right]$$

în care,

f_{cm} este valoarea medie a rezistenței la compresiune a betonului, măsurată pe cilindri

f_{ctm} este valoarea medie a rezistenței la întindere directă a betonului

ε_{c1} este deformația specifică la compresiune a betonului corespunzătoare efortului unitar maxim f_c

$\varepsilon_{c,lim}$ este deformația specifică la compresiune a betonului corespunzătoare jumătăți din efortului unitar maxim f_c

E_{ci} este modulul de elasticitate tangentă inițial

E_{c1} este modulul de elasticitate secantă corespunzătoare efortului unitar maxim f_c

Efectul considerării aportului rezistenței din zona întinsă este prezentat comparativ în Fig. 7-13 unde sunt de asemenea prezentate curbele obținute pe cale experimentală [119] precum și cele obținute în Bratina și col. 2004 [120], unde este dezvoltat un model bazat pe metoda elementelor finite de fibră. În [120] stâlpul a fost modelat utilizând 2 elemente finite. Analizând rezultatele în Fig. 7-13, se poate constata o foarte bună concordanță între rezultatele obținute cu modelul propus

și cele experimentale respectiv cel bazat pe metoda elementelor finite de fibra atât în domeniul pre-critic de comportare cât și în domeniul post-critic. Încărcarea ultimă obținută în metoda propusă este de 446,35 kN subestimând cu doar 1.7% încărcarea ultimă obținută pe cale experimentală (454 kN) de asemenea deplasărilor asociate acestor deplasări aflându-se în bună concordanță: 2,38 cm în modelul propus față de 2,61 cm obținut în testul experimental. Aceste rezultate evidențiază eficiența metodei propuse în surprinderea comportării neliniare: plastificarea distribuită combinată cu efectele locale și globale ale neliniarității geometrice coroborat cu utilizarea unui singur element pe bară.

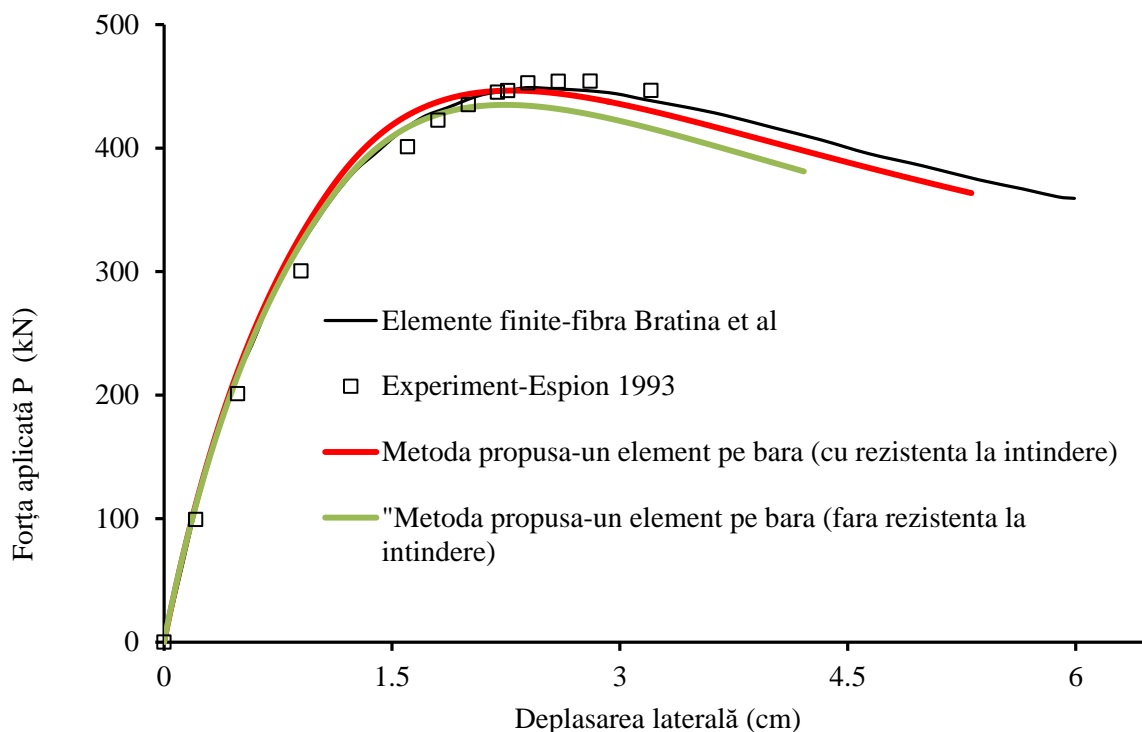


Fig. 7-13. Comparația curbelor încărcare-deplasare laterală pentru stâlpul lui Fuore

7.4.1.2. Exemplul de calcul 2: Cadrul Ferguson & Breen

Al doilea exemplu de calcul este un cadru testat în laborator la forțe verticale și orizontale monoton crescătoare până la colapsul structurii. Rezultatele din laborator au fost prezentate de către Gunnin [123]. Rezistența la compresiune a betonului utilizat este de $f_{cm}=2,21 \text{ kN/cm}^2$, rezistența la întindere a oțelului la curgere fiind de $f_y=38,89 \text{ kN/cm}^2$ în cazul stâlpului, și $f_y=40,34 \text{ kN/cm}^2$ în cazul grinzii. Aria armăturilor pe o latură a secțiunii este de $A_s=A'_s=1,52 \text{ cm}^2$ în cazul stâlpului, și $A_s=A'_s=5,0 \text{ cm}^2$ în cazul grinzii. Celelalte caracteristici de material au fost stabilite conform EC2 și sunt: modulul de elasticitate a betonului de $E_{cm}=2800 \text{ kN/cm}^2$, deformațiile maxime și ultime ale betonului $D_{c1}=-1,85 \text{ ‰}$, $D_{cu}=-3,5 \text{ ‰}$, modulul de elasticitate al oțelului $E_s=20200 \text{ kN/cm}^2$. În comportarea oțelului nu au fost luate în calcul efectele de "strain-hardening" și "strain-

softening”($E_p=0$ kN/cm², $D_{y2}=D_{yu}=20\%$). [120] Caracteristicile geometrice ale structurii și a încărcării sunt prezentate în Fig. 7-14 .

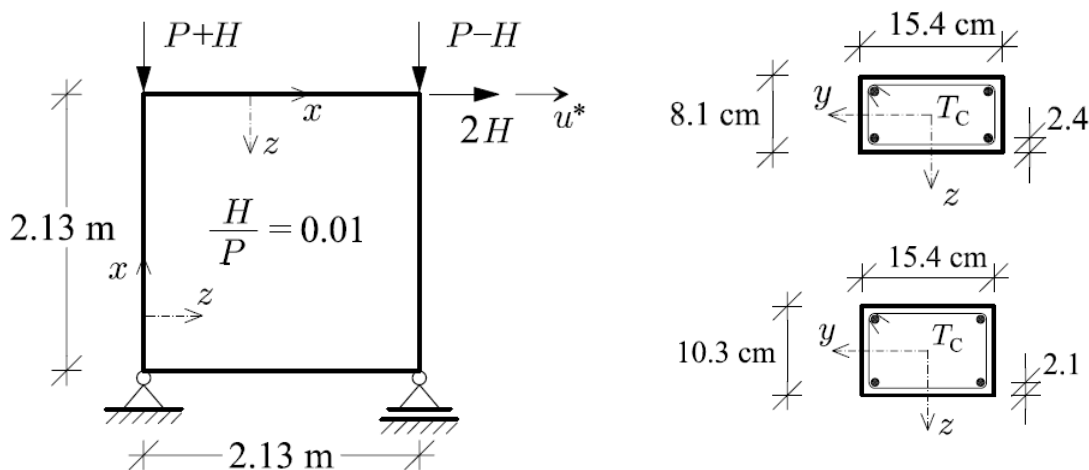


Fig. 7-14. Cadrul Ferguson & Breen. Caracteristici geometrice [120]

Ca și în exemplul anterior, un singur element a fost utilizat pentru modelarea fiecărei bare (grinzi și stâlpi) iar pentru modelarea betonului comprimat au fost utilizate relațiile constitutive propuse în EC2, aportul rezistenței la întindere fiind neglijat. Armăturile au fost modelate considerând o comportare elastic-perfect plastică. Fig. 7-15 prezintă curbele comparative obținute cu modelul propus și cele obținute pe cale experimentală de Ferguson și Breen în 1966 [124] respectiv prin modelul descris în Bratina și col. [120] ce are la bază metoda elementelor finite de fibra.

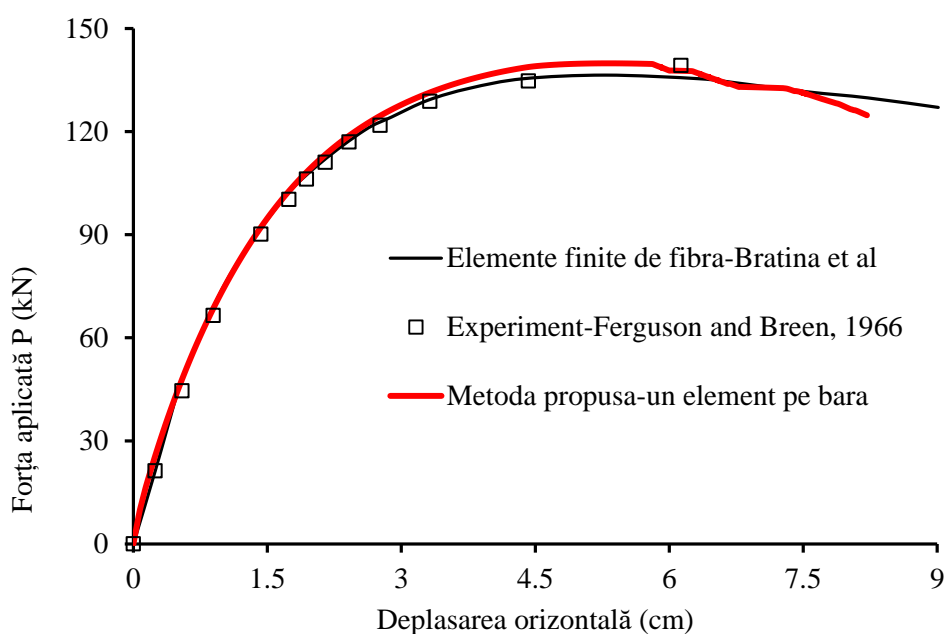


Fig. 7-15. Comparația curbelor încărcare-deplasare laterală pentru cadrul Ferguson & Breen

Se poate constata o foarte bună corelare între rezultatele obținute cu modelul propus în această lucrare și cele de referință: Ferguson și Breen (1966), [124] respectiv Bratina și col. (2004). [120]

7.4.1.3. Exemplul de calcul 3: Cadrul portal Cranston

Pentru cadrul cu două articulații a fost testat de Cranston (1965) [125] Bratina și col. (2004). [120], sunt date numai două parametri, rezistența la compresiune a betonului $f_{cm}=3,65 \text{ kN/cm}^2$, iar rezistența la întindere a oțelului la curgere fiind de $f_y=29,3 \text{ kN/cm}^2$. Celelalte proprietăți au fost estimate cu ajutorul EC2, modulul de elasticitate al betonului $E_{cm}=3150 \text{ kN/cm}^2$, deformația maximă a betonului $D_{c1}=-2,3 \text{ ‰}$, modulul de elasticitate al oțelului $E_s=20200 \text{ kN/cm}^2$, $E_p=200 \text{ kN/cm}^2$, $D_{y2}=10\text{‰}$ $D_{yu}=300\text{‰}$. [126]. Caracteristicile geometrice ale structurii și a încărcării sunt prezentate în Fig. 7-16 .

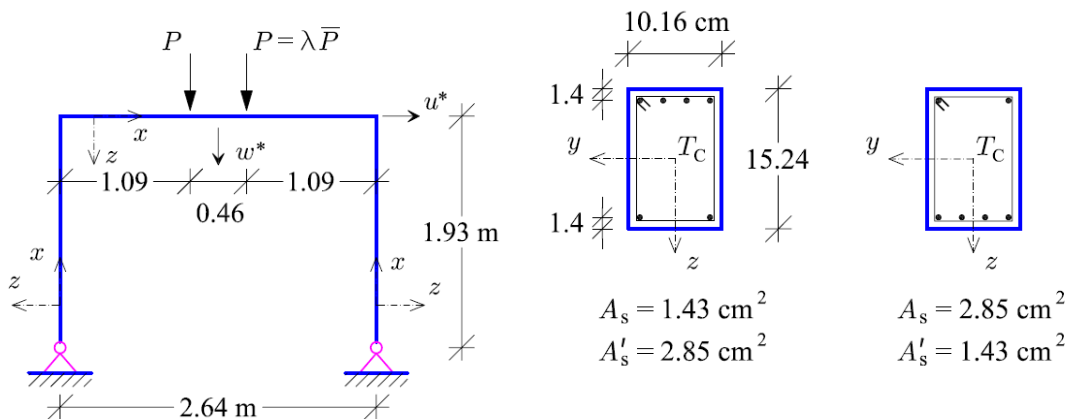


Fig. 7-16. Cadrul portal Cranston. Caracteristici geometrice [120]

Acest exemplu de calcul discutat în continuare este menit să evidențieze performanța procedurii descris în această lucrare în capturarea efectelor de localizare a răspunsului nelinier în prezenta unor comportări de tip "strain-softening" manifestate la nivel de secțiune în cazul unor materiale descrise de relații constitutive definite prin curbe descendente (modul de elasticitate tangent negativ). De asemenea va fi evidențiată influența / sensibilitatea armării grinzii în cele două variante descrise în Fig. 7-16 asupra răspunsului global al structurii. Pentru modelarea betonului comprimat și întins au fost utilizate relațiile constitutive propuse în CEB-FIB 90 [121], armăturile au fost modelate considerând o comportare elastic-perfect plastică. Figura Fig. 7-16 prezintă comparativ curbele încărcare - deplasare laterală obținute în modelul propus respectiv în testele experimentale Cranston [125] și cel numeric bazat pe metoda elementelor finite de fibră Bratina și col. (2004) [120]. În modelul propus analiza a fost condusă în două variante, cu și fără activarea procedurii de regularizare (predictor - corector) a răspunsului structural.

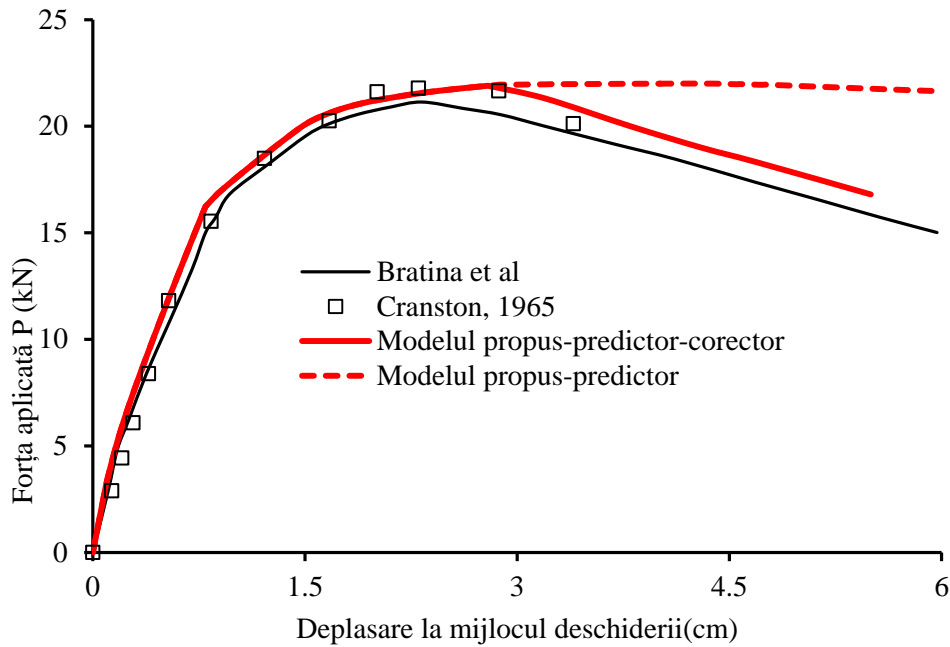


Fig. 7-17. Comparația curbelor încărcare-deplasare laterală pentru cadrul portal Cranston. Modelul predictor-corector vs modelul predictor

Analizând Fig. 7-17 se poate constata o foarte bună corelare între rezultatele obținute în modelul propus (predictor - corector) în această lucrare și cele de referință, experimental [125] respectiv numeric Bratina și col. (2004) [120]. De asemenea se evidențiază faptul că după atingerea încărcării limită, în cazul în care nu este aplicat procedeul de regularizare, răspunsul neliniar în domeniul post-critic nu poate fi definit cu acuratețe, curba de comportare încărcare - deplasare manifestând o ramură aproape orizontală mult depărtată de curba experimentală.

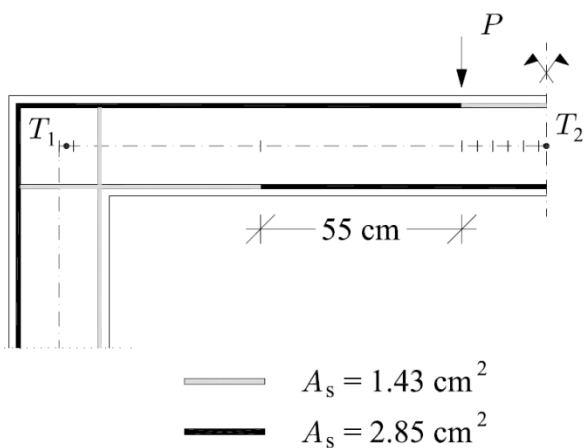


Fig. 7-18. Cazul 1 de armare al cadrului Cranston [120]

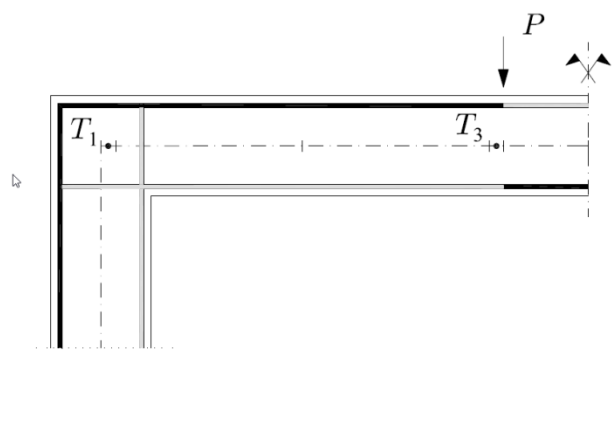


Fig. 7-19. Cazul 2 de armare al cadrului Cranston [120]

Fig. 7-20 prezintă curbele de răspuns încărcare - deplasare laterală comparative asociate celor două situații de armare a grinzii, conform celor prezentate în Fig. 7-18 și Fig. 7-19. Se poate ușor constata sensibilitatea răspunsului neliniar al structurii și de asemenea buna concordanță între

predicția răspunsului neliniar în metoda propusă în această lucrare și cea de referință [120] cu mențiunea ca în modelul propus în această lucrare fiecare stâlp și grindă au fost modelate utilizând un singur element, în timp ce în modelul Bratina și col. (2004) [120] au fost utilizate un număr semnificativ de elemente finite de fibră pentru obținerea convergenței. Acest exemplu ilustrează astfel eficacitatea procedurii propusă în surprinderea cu o acuratețe sporită a răspunsului structural și în domeniul post-critic în prezenta unor materiale ce manifestă efecte de tip “strain-softening”.

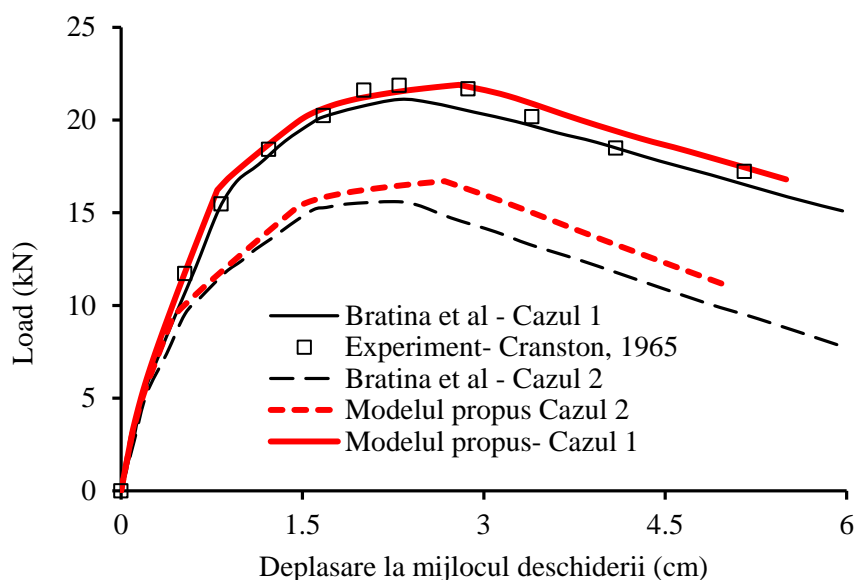


Fig. 7-20. Comparația curbelor încărcare-deplasare laterală pentru cadrul portal Cranston. Sensibilitatea rezultatelor la armarea grinzii

7.4.1.4. Exemplul de calcul 4: Cadrul Vecchio și Emara

Al patrulea exemplu analizat este cadrul cu o deschidere și două niveluri din beton armat testat prima dată de către Vecchio și Emara [127]. Caracteristicile geometrice ale structurii și a încărcării sunt prezentate în Fig. 7-21. Cadrului i-au fost aplicate două încărcări concentrate a câte 700 kN constante pe parcursul testului, și o încărcare monoton crescătoare la nivelul doi până în momentul colapsului. În analizele lui Marmo și Rosati, comportamentul betonului a fost modelată cu legea constitutivă ”parabolic-dreptunghiulară”, caracterizată de efortul maxim de $\sigma_o=30\text{MN/m}^2$, și deformație maxim de $\varepsilon_o=0,00185$. În cazul oțelului-beton a fost luat în considerare o lege efort-deformație cu caracteristicile modulului de elasticitate $E=192500\text{ MN/m}^2$, $H=2750\text{ MN/m}^2$, și efortul la curgere de $\sigma_y=418000\text{ MN/m}^2$. Proprietățile sunt bazate pe testele efectuate pe probele de beton și oțel realizate de către Vecchio și Collins. [128]

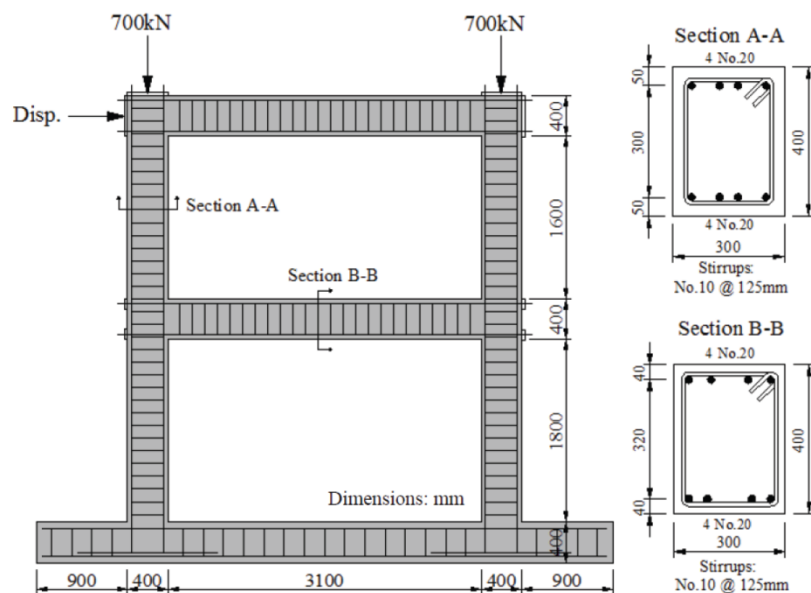


Fig. 7-21. Cadrul Vecchio și Emara. Caracteristici geometrice [126]

În cadrul acestui exemplu este studiată eficacitatea procedurii de analiză neliniară comparativ cu o altă metodă numerică dezvoltată de Marmo și Rosati (2012) [126] procedeu bazat pe metoda flexibilităților (*"flexibility based method"*) și care în principiu permite de asemenea utilizarea unui singur element / bară în modelarea comportării neliniare fizice și geometrice. Principalele diferențe între modelul propus în această lucrare și cea de referință a lui Marmo și Rosati (2012) [126] se referă la modul de considerare a efectelor neliniarității geometrice locale respectiv la modul în care se consideră câmpul de deformații în lungimea unui element. În metoda propusă efectul local al neliniarității geometrice este luat în considerare prin calcularea funcțiilor de stabilitate în evaluarea coeficienților de corecție a termenilor matricei de rigiditate în timp ce în modelul propus de Marmo și Rosati (2012) [126] acest efect nu este considerat. De asemenea în modelul propus, câmpul de deformații în lungul elementului este calculat exact prin impunerea în fiecare secțiune caracteristică a condițiilor de echilibru secționale, în timp ce în modelul propus Marmo și Rosati (2012) [126] este generat în mod aproximativ prin verificarea echilibrului la nivel de structură. Modelarea betonului comprimat se face în două variante în modelul propus prin considerarea relațiilor Hognestaad [129] cu $\gamma=0$ (ignorarea efectului de strain-softening) respectiv cele definite în CEB-FIB [121]. În modelul Marmo și Rosati (2012) [126] sunt utilizate relațiile Hognestaad [129]. Aportul rezistenței de întindere a betonului din zona întinsă este ignorat în ambele modele, armăturile fiind modelate prin relații constitutive bi-linare elastic-plastice cu reconsolidare. Un singur element / bară este utilizat în ambele modele pentru modelarea stâlpilor și a grinzilor. Curbele comparative încărcare - deplasare laterală (la nivelul 2) sunt prezentate în Fig. 7-22 .

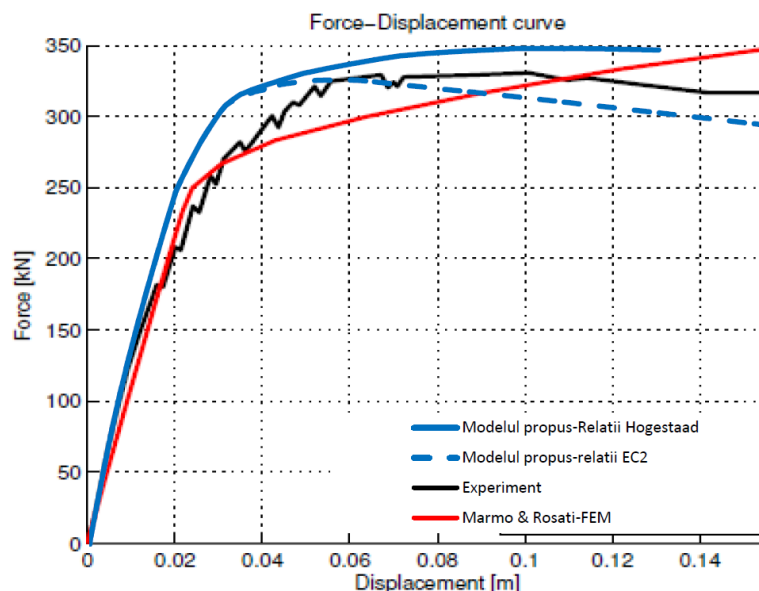


Fig. 7-22. Comparația curbelor încărcare-deplasare laterală pentru cadrul Vecchio și Emara

Comparând rezultatele cu cele obținute pe cale experimentală în [Vecchio & Emara] se poate constata o foarte bună predicție a răspunsului neliniar obținut prin metoda propusă și de asemenea se poate evidenția influența formei relațiilor constitutive utilizate în modelarea comportării betonului armat asupra răspunsului neliniar global. Comparând curba de răspuns cu cea obținută cu modelul dezvoltat de Marmo și Rosati (2012) [126] se poate constata o oarecare flexibilizare a răspunsului în modelul de Marmo și Rosati (2012) [126] comparativ cu cel obținut în modelul propus în această lucrare, deși încărcările ultime se află într-o bună concordanță.

7.4.2. Studii de caz pentru evaluarea performanțelor seismice cu ajutorul analizei pushover avansate

În prezenta aplicație, evaluarea performanțelor seismice ale structurilor în cadre din beton armat cuprinde două etape. În prima etapă se trasează curbele de capacitate (pushover) a structurilor analizate prin programul de analiză avansată NEFCAD, după modelul de calcul prezentat în capitolele 7.2 și 7.3. În etapa a doua, se determină deplasarea țintă cu ajutorul metodei propuse de determinare a deplasărilor inelastice prezentată în capitolul 5.2.3, cu ajutorul răspunsului unui oscilator cu un singur grad de libertate. Deplasările țintă și deplasările relative de nivel sunt comparate apoi cu valorile obținute prin ADNL.

7.4.2.1. Studiu de caz 1: Structuri din beton armat de 5, 9, și 15 niveluri

Curbele de capacitate pentru structurile dimensionate conform capitolului 6.2, cu configurația geometrică din Fig. 6-1 și alcătuirea conform Tab. 6-3 Fig. 6-3au fost trasate în două ipoteze:cu și fără considerarea efectelor neliniare geometrice. Fig. 7-23

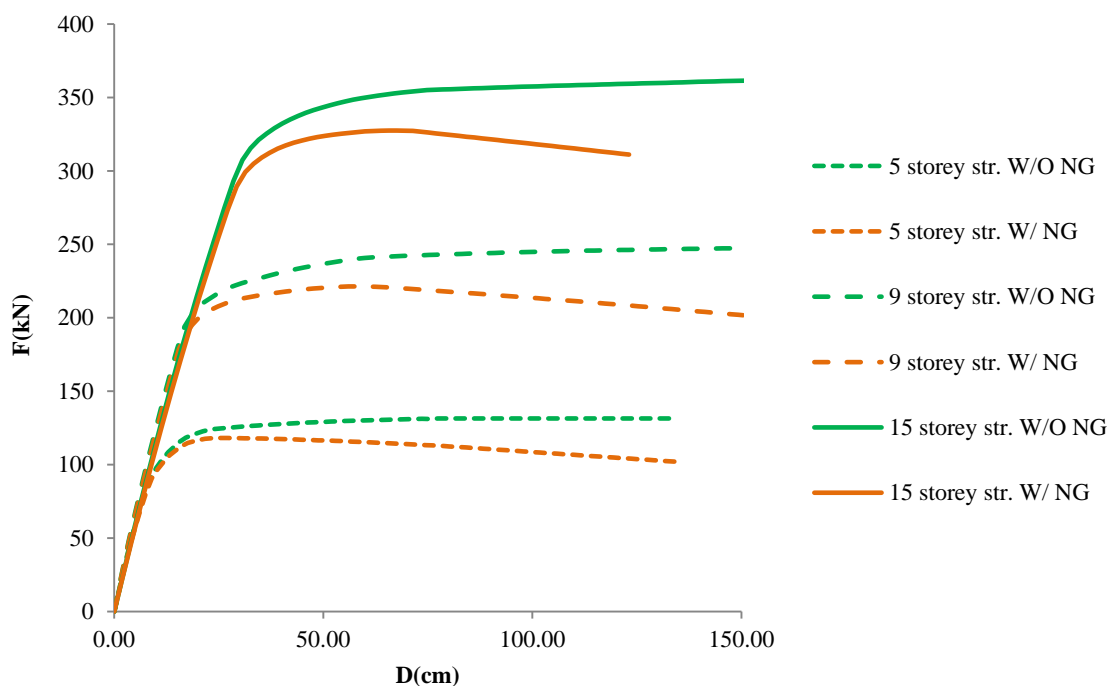


Fig. 7-23. Curbele de capacitate trasate cu ajutorul programului de analiză avansată NEFCAD, în ipoteza surprinderii și neglijarii efectelor neliniarității geometrice [130]

Conform metodologiei descrise în capitolul 5.2.3, pentru determinarea perioadei T^* și deplasării la curgere D_y^* a sistemului echivalent SDOF, curba de capacitate este idealizată bilinear cu ajutorul regulii „energiilor egale”. Odată ce este realizată echivalarea sistemului MDOF cu cel SDOF se poate trasa spectrul inelastic cu rezistență constantă R_μ , și determinată cerința de ductilitate μ caracteristică pentru perioada T^* . Deplasarea țintă este produsul dintre cerința de ductilitate μ și deplasare la curgere D_y^* a sistemului echivalent cu un singur grad de libertate.

În Fig. 7-24 sunt prezentate valorile specifice și medii a deplasărilor ultime de nivel obținute prin metodologia propusă de evaluare a performanțelor seismice, pentru cele 8 accelerograme scalate la două niveluri de intensitate (cap.6.4.1). Valorile deplasărilor medii obținute sunt comparate cu ASNL –cu cerința având spectrul de proiectare netezit - conform codurilor de proiectare Ec8 și P100 și ANDL neliniară. ASNL conform codurilor de proiectare și conform metodei propuse au fost realizate pe același curbe de capacitate () Se poate observa faptul că deplasările țintă calculate prin metodologia propusă de evaluare a performanțelor seismice în fiecare dintre cazuri sunt mai apropiate de ANDL decât ASNL conform codurilor de proiectare.

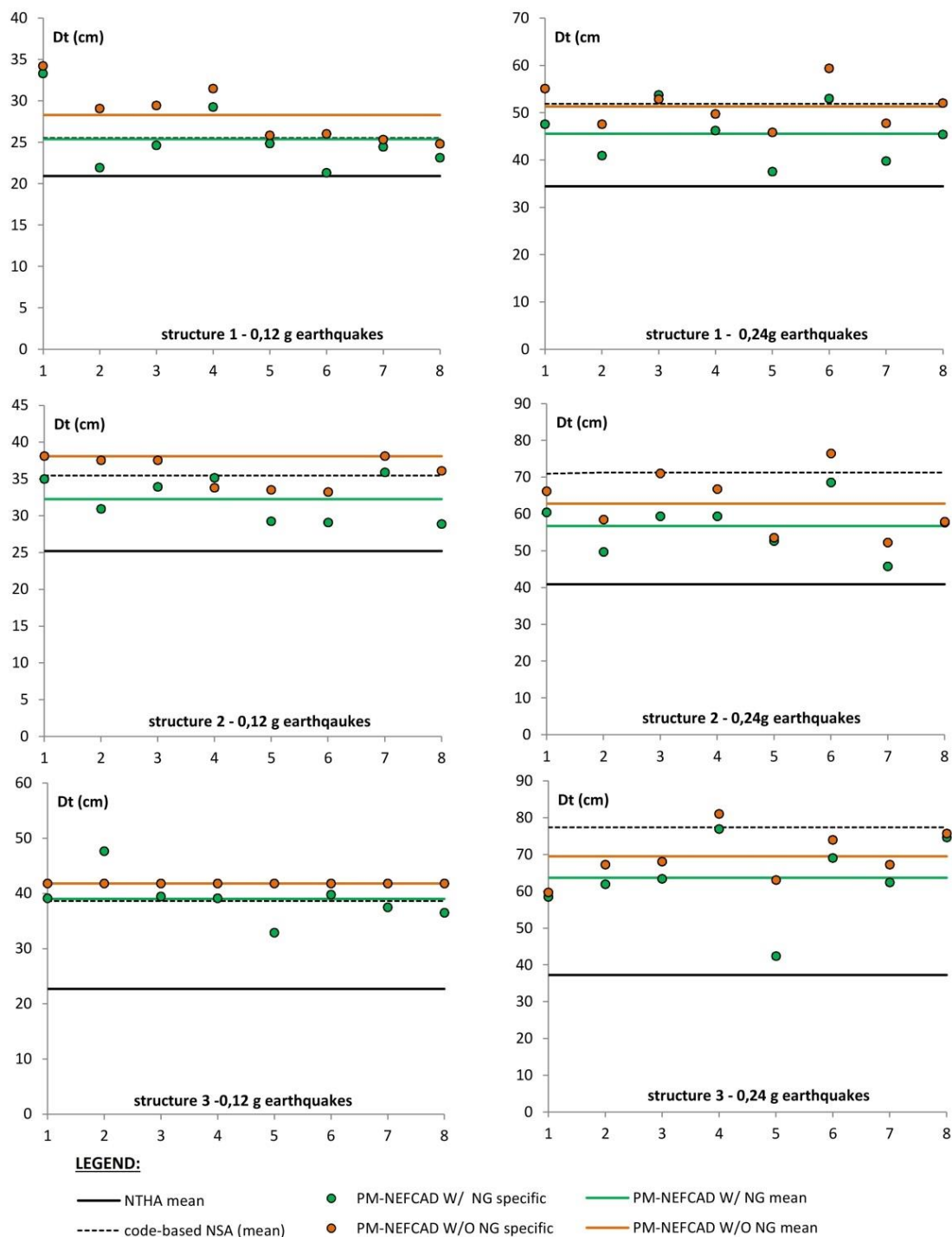


Fig. 7-24. Comparația deplasărilor ultime de nivel obținute cu ajutorul metodei propuse, ADNL, ASNL conform codurilor de proiectare pentru structurile cu 5, 9, și 15 etaje, pentru seismele cu accelerația de vârf a terenului de 0,12g și 0,24g [130]

În același timp, în comparația cu ANSL conform codurilor de proiectare, metodologia propusă nu a putut îmbunătăți estimările deplasărilor inelastice pentru structura cu 15 etaje, în cazul căruia mecanismul de plastificare este guvernare în mai mare măsură de modurile superioare de vibrație.

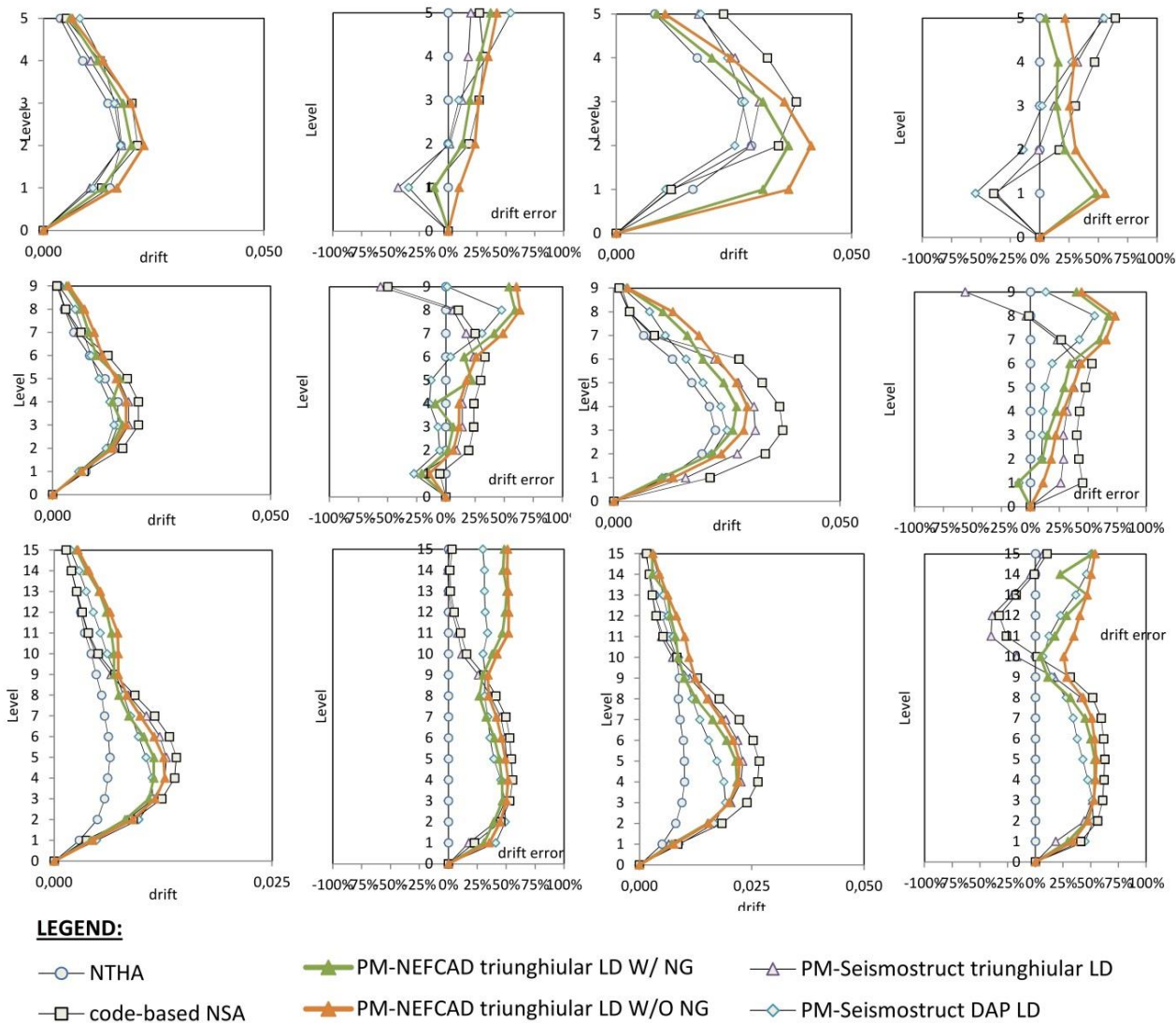


Fig. 7-25. Comparația drifturilor de nivel și a erorilor relative pentru structurile cu 5, 9, și 15 etaje, pentru seismele cu accelerația de vârf a terenului de 0,12g [130]

Fig. 7-26. Comparația drifturilor de nivel și a erorilor relative pentru structurile cu 5, 9, și 15 etaje, pentru seismele cu accelerația de vârf a terenului de 0,24g [130]

În cazul în care efectele geometrice neliniare nu sunt luate în considerare în analizele statice neliniare, deplasările țintă sunt în general supraestimate, datorită factorilor de încărcare mai mari și a supraestimării cerinței de ductilitate. În caz contrar, prin includerea efectelor geometrice neliniare în analiză, deplasările mai mici - mai apropiate de rezultatele ADNL- pot fi datorate surprinderii plasticității structurii, care duce mai rapid la curgerea elementelor și în acest caz la utilizarea întregii capacități de ductilitate a structurii.

În Fig. 7-25 și Fig. 7-26 este prezentată analiza comparativă a drifturilor de nivel, realizată cu ajutorul ADNL, ANSL conform codurilor de proiectare (pe spectrul de proiectare netezit) și metoda propusă aplicată în patru ipostaze diferite:

- prin curbele de capacitate determinate în programul Nefcad cu distribuție laterale de forțe curbele de capacitate de capacitate determinate prin programul SeismoStruct cu distribuție de forțe triunghiulară și adaptivă
- triunghiulară cu și fără luarea în considerare a efectelor neliniare geometrice

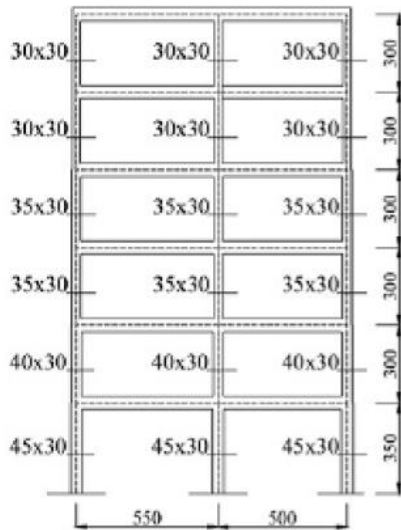
Se poate observa faptul că în cazul structurii cu 5 etaje și nivelul de solicitare 0,12g –caz în care solicitările inelastice sunt mai mici - diferențele în predicția drifturilor de nivel nu este semnificativă. Această ultimă considerație nu mai este valabilă în cazul structurilor cu 9 și 15 etaje, respectiv a seismelor cu 0,24g. Cea mai eficientă ASNL în estimarea drifturilor de nivel la etajele inferioare s-a dovedit a fi cea cu distribuție de forțe adaptivă - prin metoda DAP. Este de notat faptul că estimările drifturilor de nivel la etajele inferioare obținute prin programul de analiză avansată NEFCAD care utilizează distribuție laterală invariabilă, au fost în general mai bune decât estimările obținute din modelele similare de calcul din Seismostruct. În cazul etajelor superioare, estimările drifturilor de nivel realizate cu distribuții de forțe triunghiulare din Seismostruct au fost mai bune decât cele obținute prin distribuții de forțe adaptive, rezultat similar cu cel obținut de către Shakeri și col. [73].

7.4.2.2. Studiu de caz 2 –Structură din beton armat de 5 etaje din literatură

Structura analizată în calculele prezentei secțiuni a fost analizată în trecut de către Ferracuti și col. [83]. Geometria structurii, alcătuirea secțiunilor și caracteristicile materialelor sunt prezentate în Fig. 7-27, Fig. 7-28 și Fig. 7-29. În studiul lui Ferracuti și col., analizele statice și dinamice neliniare au fost realizate cu ajutorul programului OpenSees, modelarea neliniară fiind descrisă în [83]. În cadrul calculelor de validare s-a reprodus aceeași modelare în programele de calcul Seismostruct și Nefcad.

Curbele de capacitate obținute prin programul de analiză avansată NEFCAD, respectiv Seismostruct –în Fig. 7-30– au fost trasate împreună cu curbele pushover din studiul lui Ferracuti și col. [74], care din urmă au fost realizate cu ajutorul programului OpenSees. Curbele au fost trasate cu diferite strategii de aplicare a forțelor laterale: uniform-invariabil, triunghiular-invariabil, și adaptiv (DAP) în cazul analizelor din Seismostruct și OpenSees și uniform-invariabil, triunghiular-invariabil în cazul analizelor în programul de analiză structurală avansată Nefcad.

Deplasările țintă pentru fiecare dintre cazuri (curbe de capacitate) au fost determinate conform metodologiei propuse și descrise în capitolul 5.2.3. Cerințele seismice au fost reprezentate de către cele 8 accelerograme din epicentrul Vrancea, scalate la două niveluri de intensitate (cap.6.4.1).



Nivelul	Armare stâlpi
1	6Φ16
2	6Φ16
3	4Φ16
4	4Φ16
5	4Φ16
6	4Φ16

$$f_y = 414 \cdot MPa$$

$$E_s = 210000 \cdot MPa$$

$$\frac{E_s}{E_i} = 0.009$$

$$f_{co} = 33 \cdot MPa$$

$$\epsilon_{co} = 0.0022$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0035$$

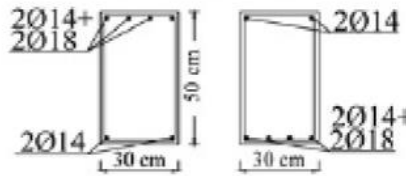


Fig. 7-27. Configurația geometrică a structurilor analizate [83]

Fig. 7-28. Armarea elementelor structurale [83]

Fig. 7-29. Caracteristicile fizice ale materialului [83]

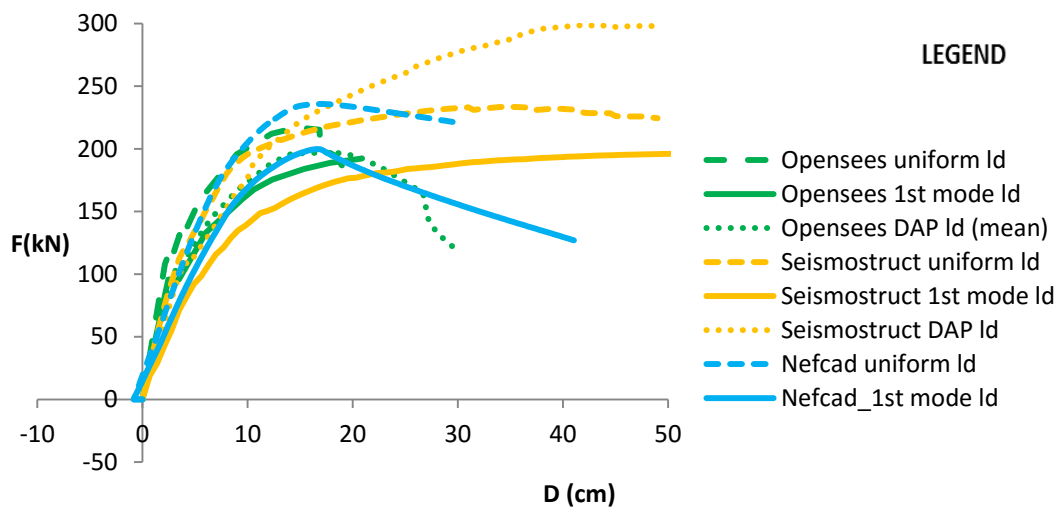


Fig. 7-30. Curbele de capacitate trasate prin programul Opensees, și cele din analizele efectuate cu programele Nefcad și Seismostruct [83], [7]

Influența analizei și a modelării asupra curbei de capacitate este demonstrată prin determinarea deplasărilor ultime de nivel –cu metoda propusă care utilizează ADNL a oscilatorului cu un grad de libertate - și comparația acestora din urmă cu media rezultatelor din ADNL.

În Fig. 7-31 sunt prezentate cerințele de deplasare pentru cele 8 accelerograme –separat pentru fiecare analiză (curbă de capacitate din Fig. 7-30)- împreună cu valorile medii a cerințelor de deplasare rezultate din totalitatea ADNL.

Cea mai eficientă analiză în estimarea deplasărilor ultime de nivel a ADNL (Fig. 7-31), pentru cele două seturi de accelerograme (0.12g;0.24g) s-a dovedit a fi programul de analiză avansată NEFCAD cu distribuție de forțe triunghiulară (modală), cu erori de 13,70%, respectiv 16,11%, urmat de Seismostruct cu distribuția de forțe laterală cu algoritmul adaptiv DAP (21,61%;19.87%), și OpenSees cu distribuția de forțe DAP (29.91%;23.52%).

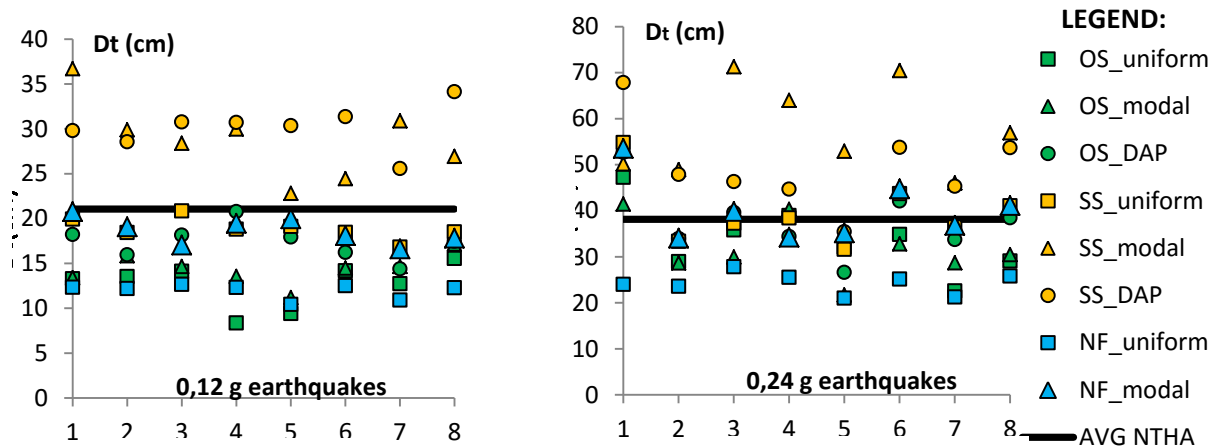


Fig. 7-31 Comparația cerințelor de deplasare obținute prin metoda propusă de determinarea a deplasării țintă și valorile medii ale deplasărilor ultime de nivel din ADNL [7]

În Fig. 7-32 sunt prezentate rifturile de nivel obținute din analizele NEFCAD și Seismostruct , în comparație cu rifturile de nivel din studiul lui Ferracuti și col. [83], pentru ASNL realizate în Opensees și analizele incremental-dinamice .

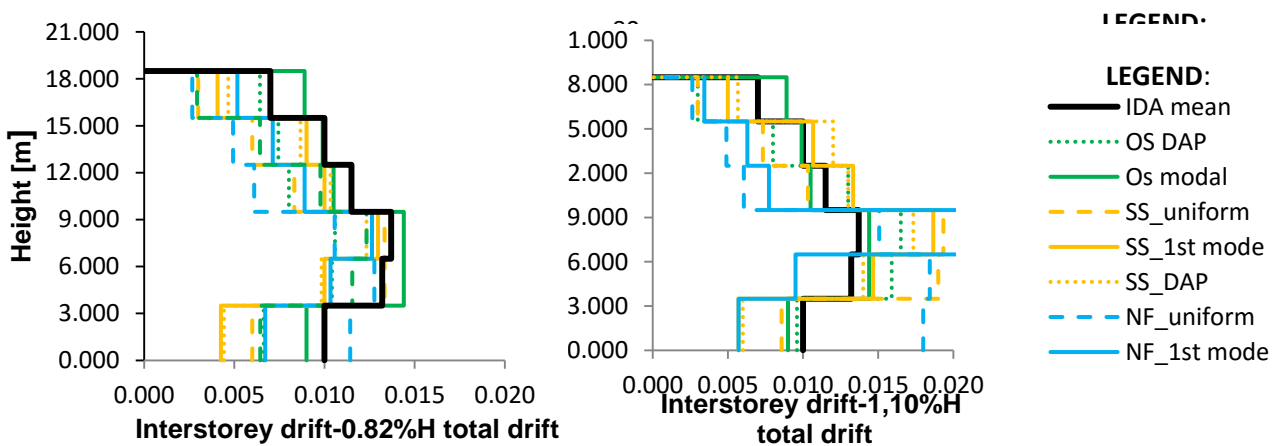


Fig. 7-32 Comparația

drifturilor de nivel obținute prin ASNL efectuate cu programele NEFCAD și Seismostruct comparate cu rifturile de nivel obținute de analizele dinamice incrementale și ASNL prin Opensees [83] [7]

Pentru a exclude influența deplasării țintă asupra mărimii drifturilor de nivel, profilele drifturilor de nivel au fost comparate la două etape "fixe", la deplasări laterale având 0,82% și 1,10% din înălțimea totală a structurii (15,17 și 20,35 cm).

Analizele statice neliniare care utilizează distribuții de forțe care surprind același mecanism de plastificare cu cel al analizelor dinamice pot să estimeze cel mai bine profilul drifturilor de nivel.

În acest context se poate afirma faptul că analizele statice neliniare (indiferent de tipul de modelare sau algoritm de calcul utilizat), în care s-au aplicat distribuții de forțe invariabile conform primului mod de vibrație, sau adaptive, au estimat cel mai bine rezultatele analizelor incremental-dinamice. Excepția de la afirmația de mai sus este evidențiată prin analiza NEFCAD conform primului mod de vibrație, în care –spre deosebire de celelalte analize - mecanismul de plastificare se produce la nivelul III, fapt care duce la o supraestimare a driftului de nivel la acele etaje. Este de menționat faptul că, o anumită variabilitate a apariției mecanismului de plastificare la diferite etaje a fost raportată și în studiul lui Ferracuti și col. [83]

7.5. CONCLUZII

- A fost descrisă o metodologie de analiză neliniară avansată, în care neliniaritățile structurii sunt modelate prin modelarea cu un singur element pe bară -, iar evaluarea performanțelor seismice se realizează prin metodologia de determinare a cerințelor inelastice cu ajutorul ADNL al unui oscilator cu un singur grad de libertate, relatată în Capitolul 5. Metodologia combinată de analiză neliniară avansată și cea de determinare a performanțelor seismice a fost evaluată pe patru seturi de structuri din beton armat, propuse de către autor și din literatura de specialitate
- Necesitatea utilizării analizei avansate în analiza statică neliniară, în speță modelarea inelasticității la nivel de fibră, efectele neliniarității geometrice și adaptivitatea forțelor laterale în analiza pushover, a fost subliniată prin comparația cerințelor de deplasare inelastice globale și locale-deplasări ultime de nivel și drifturile de nivel -, cu cele ale ADNL
- A fost arătat faptul că în cazul în care în calcul sunt incluse efectele geometrice neliniare, întreaga capacitate de ductilitate a structurii este utilizată, iar estimările cerințelor de deplasare sunt mai acurate. În cazul neglijării efectelor neliniare geometrice, cerințele de ductilitate inelastice, și în consecință și deplasările ultime de nivel sunt supraestimate
- S-a demonstrat încă o dată importanța distribuției laterale a forțelor în analiza statică neliniară (pushover). Cu cât distribuția laterală de forțe poate surprinde mai exact plastificarea structurii cu atât estimarea cerințelor de deplasare va fi mai exactă . În acest context, cele mai bune estimări ale cerințelor de deplasare inelastice au fost obținute cu distribuții de forțe invariabile, conform primului mode de vibrație, și de cele cu distribuții de forțe adaptive. În cazul structurilor de înălțime mică sau medie, nu s-au constatat diferențe între rezultatele obținute cu distribuții de încărcări laterale fixe triunghiulare sau adaptive, însă distribuțiile fixe uniforme au produs rezultate

mai puțin exacte. La structurile înalte analizele cu distribuții de forțe adaptive au produs cele mai bune estimări ale cerințelor de deplasare, însă abaterile relative au rămas mari și în acest caz

- În unele cazuri, estimarea deplasărilor inelastice prin programul de analiză neliniară avansată NEFCAD - care utilizează distribuție de forțe laterală invariabilă - a fost mai bună decât în analizele care utilizează distribuții de forțe laterale adaptive, ceea ce denotă faptul că o modelare inelastică la nivel de fibră care include toți factorii care au influență asupra capacității în domeniul inelastic are o importanță similară ca și distribuția de forțe laterală aplicată
- Atât distribuția laterală de forțe, modelarea neliniară a inelasticității la nivel de fibră, precum și considerarea efectelor neliniare geometrice, influențează estimarea rezistenței de deformare laterală a structurii (abscisa curbei de capacitate pushover), cât și estimarea cvantumului energiei disipate (aria situată sub curba pushover), care au influență asupra rezistenței calculate a sistemului SDOF echivalent, și consecință asupra întregului proces al evaluării performanțelor seismice cu ajutorul analizei statice neliniare

CAPITOLUL 8. CONCLUZII FINALE

8.1. GRADUL DE ÎNDEPLINIRE AL OBIECTIVELOR. CONCLUZII

Pe parcursul prezentului capitol este evidențiat gradul de îndeplinire ale obiectivelor stabilite la Capitolul 1 și sunt însumate principalele concluzii. Concluziile aduse sunt prezentate detaliat la sfârșitul fiecărui capitol.

Capitolul 1 prezintă axul pe care s-a dezvoltat teza – de la primele coduri de proiectare, prin cele mai recente evoluții în domeniu până la propunerile autorului. S-a făcut referire la importanța și actualitatea temei, motivația cercetării, încadrarea temei în preocupările internaționale, naționale și locale, obiectivele propuse și aria de aplicabilitate a cercetării. A fost prezentată succint structura pe capitole a tezei de doctorat.

În cadrul **Capitolului 2** a fost realizat un studiu bibliografic care analizează evoluția stadiului cunoașterii în ingineria seismică. A fost prezentate primele normative seismice și evoluția acestora până la sfârșitul secolului XX., datorată în special concluziilor trase după cutremurele de mare intensitate, dar și a cercetărilor dezvoltate pe baza accelerogramelor înregistrate.

S-a urmărit introducerea în prevederile de proiectare antiseismică a influenței rigidității structurii, a distanței de la focar, a amplificării dinamice, a disipării de energie, și a proiectării bazate pe capacitate de rezistență în calculul structurilor în domeniul inelastic.

În ciuda tuturor progreselor făcute de de-a lungul timpului, cutremurele de la Northridge și Kobe din anul 1994 și 1995 au evidențiat faptul că proiectarea construcțiilor în domeniul elastic nu este suficientă.

În cadrul **Capitolului 3** au fost prezentate sumar fundamentele teoretice ale modelării răspunsului seismic cu ajutorul modelelor cu un singur grad de libertate dinamică, cum ar fi: spectrul de răspuns elastic, spectrul de răspuns inelastic, sau regulile deplasărilor și energiilor egale.

S-a atras atenția asupra abordărilor diferite ale codurilor de proiectare nord-americane față de codurile de proiectare europene și românești în privința considerării efectelor terenului de fundare, a valorilor coeficienților de modificare a răspunsului seismic pentru diferite tipuri de structuri și în domenii diferite ale perioadei fundamentale, sau a distribuției de forțe laterale care poate să ia în considerare exclusiv modul fundamental, iar în unele cazuri și modurile superioare de vibrație.

Au fost trecute în revistă principalele aproximații și limitări ale metodei forțelor laterale echivalente (FLE) și modul în care în codurile de proiectare sunt modelate factorii care influențează

răspunsul seismic în cadrul metodei FLE: accelerația terenului, influența sursei și distanța de la focar.

Pe parcursul capitolului au fost prezentate discrepanțele proiectării seismice bazate pe forțe și pentru un singur criteriu de performanță – evitarea colapsului - din codurile de proiectare. O dată cu răspândirea calculatoarelor personale, proiectarea bazată pe deplasări cu luarea în considerare a degradării de rigiditate (în domeniul neliniar) și a mai multor criterii de performanță a câștigat teren, fiind recunoscută pe scară largă superioritatea ei față de proiectarea bazată pe forțe.

În **Capitolul 4** a fost prezentat un amplu studiu bibliografic în ceea ce privește metodele de analizei statice neliniare recomandate în codurile de proiectare dar și cercetările actuale în domeniu menite să îmbunătățească procedeele de calcul existente.

A fost prezentate sumar avantajele și limitările celor două tipuri de analize neliniare acceptate în cadru larg: analiza statică neliniară (ASNL) și analiza dinamică neliniară (ADNL). ASNL este identificată ca o metodă de calcul relativ simplă, care nu necesită date de pornire complexe, dar care poate să producă rezultate satisfăcătoare, comparabile cu cele ale analizei time-history.

Aspectele care caracterizează ASNL au fost analizate din punctul de vedere al distribuției forțelor laterale, al determinării deplasării-țintă, și a evaluării performanțelor seismice.

Distribuția forțelor laterale este considerată principala măsură a rigidității structurii, cu influență majoră asupra acurateței rezultatelor. A fost relatată aplicarea distribuțiilor de forțe recomandate de către codurile de proiectare, și discutate limitările analizei statice neliniare cu distribuție de forțe fixă. Au fost descrise și principalele abordări prin care se propun diferite distribuții laterale de forțe: metode de analiză cu distribuție de forțe invariabilă prin considerarea modurilor superioare de vibrație, metode cu distribuție de forțe adaptivă și metode avansate cu distribuție de forțe adaptivă, care din urmă sunt capabile să ia în considerare eventualele schimbări ale driftului de nivel.

În cadrul ASNL după determinarea capacității structurii analizate, - în vederea determinării stării de solicitări (inelastice) – curba de capacitate trebuie comparată cu cerința seismică. Au fost prezentate metodele acceptate de către codurile de proiectare care folosesc, după caz, spectre elastice echivalente, sau spectre inelastice. De asemenea, au fost trecute în revistă și principale aspecte ale proiectării bazate pe performanță: proiectarea pentru niveluri și obiective de performanță, așa cum sunt recomandate în codurile de proiectare.

În **Capitolul 5** a fost prezentată o abordare proprie a autorului pentru determinarea deplasării-țintă după care în prealabil a fost determinată capacitatea laterală a structurii printr-o analiză pushover.

Prima etapă a aplicării metodei de calcul propuse este executarea unei analize pushover, cu ajutorul tehnicilor și procedeele existente. Este relatată metoda de calcul propusă pentru analiza pushover, care a fost validată ulterior în cadrul Capitolului 6. Se face referire la: modelarea neliniarităților geometrice și fizice, alegerea distribuției de forțe laterale, și rezolvarea ecuațiilor neliniare pentru trasarea curbei de capacitate.

A doua etapă a aplicării metodei se referă la propunerile autorului în ceea ce privește determinarea cerințelor inelastice asociate capacității structurii. A fost prezentată o abordare nouă prin care se pot determina rapid deplasările inelastice ale unei structuri în cadre, mai ales pentru un cutremur specific (accelerogramă), dar și pentru unul generalizat (spectru), cu ajutorul analizei pushover.

Prin prisma principiului determinării cerinței de ductilitate din caracteristicile cutremurului, metoda propusă este similară cu metoda Yield Point Spectra (YPS) [69], cu toate că aplicarea ei este mai incisivă prin determinarea directă a cerinței de ductilitate asociate capacității de rezistență a sistemului structural. Pentru echivalarea cantităților asociate capacității sistemului real cu cel cu un singur grad de libertate, metoda folosește aproximațiile acceptate din literatură.

Prin utilizarea unei analize dinamice neliniare aplicate unui oscilator SDOF în cadrul metodei propuse, sunt înlăturate incertitudinile legate în ceea ce privește determinarea cerințelor de ductilitate, și se pot determina rapid deplasările inelastice ale unei structuri în cadre, mai ales pentru un cutremur specific (accelerogramă), dar și pentru unul generalizat (spectru). Principalele atuuri ale metodei de analize propuse sunt rapiditatea, acuratețea și repetitivitatea mare, prin posibilitatea de a determina solicitările induse în domeniul inelastic, de către un set extins de accelerograme .

Capitolul 6 conține validarea metodei prezentate în Capitolul 5 printr-un studiu de caz efectuat pe structuri în cadre cu trei regimuri de înălțime, dimensionate conform prevederilor în vigoare.

Pentru evaluarea metodei propuse, curba de capacitate a fost trasată printr-o analiză pushover cu aplicarea unei distribuții de forțe laterale fixe - triunghiulare și una adaptivă. S-a luat în considerare neliniaritatea fizică prin modelarea la nivel de fibră, cu ajutorul unor relații constitutive $\sigma - \epsilon$, precum și neliniaritatea geometrică locală și globală.

Cerințele seismice inelastice au fost determinate cu metoda descrisă la capitolul 5, și anume prin ADNL a oscilatorului SDOF cu caracteristici similare cu cele ale sistemului SDOF echivalat din structura reală. Au fost folosite 8 accelerograme, înregistrate cu ocazia cutremurelor cu

epicentrul Vrancea din 1977 și 1986. Accelerogramele au fost scalate și potrivite în felul în care să fie compatibile cu spectrul de proiectare caracteristic municipiului București. Pentru a evalua metoda propusă pe o scară largă de solicitări, calculele au fost efectuate și pentru un set de accelerograme scalate la jumătatea intensității spectrului de proiectare.

Pentru determinarea cerințelor de ductilitate și trasarea spectrelor inelastice cu ductilitate constantă s-au evaluat efectele aplicării a patru modele histeretice: bilinar-elastic, model cu degradare a rigidității Clough, model cu degradare a rigidității Clough modificat, bilinar-plastic. Deplasările inelastice s-au determinat pe cale grafică, prin reprezentarea diagramei de capacitate idealizată bilinar în raport cu spectrele inelastice cu ductilitate constantă, dar și pe cale analitică, procedeu care nu necesită reprezentare grafică .

Deplasările de nivel globale și profilele drifturilor de nivel au fost comparate cu cele obținute din analiza-liniar elastică, analiza statică neliniară, și analiza dinamică neliniară, executate conform indicațiilor codurilor de proiectare.

În urma aplicării metodei propuse, principalele concluzii originale sunt:

- metoda propusă suplinește un ”vid” în analiza seismică, prin care se pot determina extrem de rapid și cu acuratețe suficientă deplasările locale și globale ale structurilor în cadre plane din beton armat pentru o accelerogramă înregistrată, cu limitările menționate
- în timp ce metoda de analiză statică neliniară din codurile de proiectare estimează solicitările și deplasările maxim așteptate ale structurilor, metoda propusă estimează deplasările specifice pentru fiecare dintre cutremure
- spre deosebire de metoda ANSL conform codurilor de proiectare, care indică același profil al drifturilor de nivel pentru aceeași deplasare globală, indiferent de cutremurul considerat, metoda propusă ia în considerare conținutul de frecvențe real al înregistrării seismice
- odată cu creșterea intensității solicitării, și creșterii perioadei fundamentale acuratețea rezultatelor obținute scade
- modelul histeretic bilinar elastic nu este propice pentru aplicația curentă, se recomandă utilizarea unui model histeretic mai avansat care ia în considerare degradare de rigiditate și deplasări reziduale
- utilizarea distribuției de forțe laterale adaptive aduce acuratețe mai mare, în special în cazul structurilor cu înălțime medie și mare, și a cutremurelor cu intensitate ridicată.
- cu cât incursiunile în domeniul inelastic sunt mai importante, metoda propusă aplicată cu procedeul pushover adaptiv (DAP) oferă rezultate mai apropiate de ADNL.
- metoda propusă se poate considera o metodă static-neliniară din cauza faptului că este caracterizată de principala limitare a ANSL: aproximația conform căreia structura vibrează în primul mod de vibrație

- din cauza abaterilor mari în deplasări locale și globale constatate cu ocazia analizelor efectuate pe structura 3 – cu regim de înălțime mare - domeniul de aplicabilitate al metodei se poate considera același cu limitările în înălțime/ perioadă de vibrație prescrise de către codurile de proiectare pentru ASNL.
- cu termenul de comparație constituit de ADNL, metoda propusă calibrată corect poate fi folosită pentru evaluarea componentelor unei analize statice neliniare: determinarea curbei de capacitate, modelarea neliniarităților, distribuția laterală a forțelor, etc.
- în determinarea deplasărilor inelastice pentru cutremure specifice - față de ADNL - metoda propusă are avantajul rapidității și repetitivității. O dată trasată curba de capacitate, aceasta este valabilă pentru fiecare cerință seismică. La analizele distincte, trebuie efectuată numai determinarea cerințelor inelastice prin analiza neliniară a oscilatorilor SDOF, analiză care se efectuează în câteva fracțiuni de secunde. În consecință - cu tehnica de calcul din momentul elaborării tezei -, determinarea deplasărilor inelastice ale unui set mare de accelerograme durează câteva minute, față de ADNL în care orizontul de timp se poate extinde pentru câteva ore.

Capitolul 7 reliefează importanța aplicării analizei neliniare avansate în cadrul analizei statice neliniare și prezintă o modalitate de evaluare a performanțelor seismice ale structurilor în cadre cu ajutorul unei metode combinate, prin aplicarea analizei neliniare avansate și a procedurii de determinare a deplasărilor inelastice dezvoltat și prezentat la Capitolul 5. Prin studiile de caz efectuate pe 4 structuri din beton armat dimensionate de autor, dar și din literatură, s-a arătat influența neliniarităților geometrice și a distribuției laterale a forțelor laterale, asupra estimării performanței seismice ale structurilor.

Principalele concluzii originale:

- în cazul în care în analiză au fost incluse efectele geometrice, s-a utilizat întreaga capacitate de ductilitate a structurii, iar estimările performanței seismice au fost mai exacte
- s-a arătat încă o dată: cu cât distribuția laterală de forțe în cadrul ASNL a surprins mai exact plastificarea structurii, cu atât estimările au fost mai exacte. În acest context cele mai performante distribuții laterale de forțe au fost cele adaptive și cele triunghiulare-fixe conform primului mod de vibrație
- s-au arătat importanța unei modelări inelastice adecvate prin analizele în care distribuțiile laterale de forțe triunghiular-fixe aplicate în cadrul analizelor neliniare avansate au produs rezultate mai exacte decât analizele cu distribuții de forțe adaptive
- modelarea inelastică și distribuția laterală de forțe influențează major estimarea capacității de deformare laterală a structurii, și în consecință pe estimările performanțelor seismice

asupra procesului de evaluarea a performanțelor seismice cu ajutorul analizei statice neliniare

Capitolul 8 prezintă concluziile finale ale autorului separate pe fiecare capitol, principalele concluzii originale ale cercetării aplicative, contribuțiile teoretice și aplicative, și valorificarea rezultatelor prin publicații, proiecte de cercetare și participarea la conferințe naționale și internaționale.

Anexa A prezintă rezultatele aplicării metodei de determinare a deplasărilor inelastice prin varianta grafică (Capitolul 5) pentru cele opt accelerograme, scalate la două intensități, separat cu pentru cele patru modelele histeretice utilizate și diagramele de capacitate obținute prin distribuțiile laterale invariabile și adaptive

8.2. REZUMATUL CONTRIBUȚIILOR PERSONALE

8.2.1. Contribuții teoretice

- a fost prezentat procesul dezvoltării metodelor ingineriei seismice de la început până la prezent și a influenței cutremurelor istorice asupra dezvoltării codurilor de proiectare (Capitolul 2)
- a fost realizată analiza critică a metodelor de calcul recomandate de codurile de proiectare seismice din America de Nord, Europa și România (Capitolul 3)
- a fost întocmit un amplu studiu bibliografic privind metodele analizei statice neliniare din literatură, din articole publicate în perioada 1995-2014, cu tratarea: modalităților de distribuție de forțe laterală în analiza pushover: invariabile, cu considerarea modurilor superioare de vibrație, și adaptive; modalitățile de determinare a deplasărilor inelastice și aspecte ale evaluării performanțelor seismice ale structurilor (Capitolul 4)
- s-a realizat analiza critică a conceptelor de spectru inelastic cu rezistență constantă, și spectru inelastic cu ductilitate constantă (Capitolul 5)

8.2.2. Contribuții aplicative

- a fost propusă o metodă aplicabilă în practica de proiectare cotidiană, prin care se pot determina rapid și acurat deplasările inelastice prin analiza statică neliniară și analiza dinamică neliniară pentru un sistem cu un singur grad de libertate pentru o înregistrare seismică fără a fi necesară efectuarea unei analize dinamice neliniare (Capitolul 5)
- metoda propusă a fost validată prin aplicarea acestuia pentru structuri cu diferite înălțimi, cu determinarea capacității prin distribuții de forțe variabile și invariabile, supuse la accelerograme cu bandă de frecvențe variată, prin utilizarea multipleror modele histeretice (Capitolul 6)
- a fost propusă și validată o metodă combinată, care utilizează analiza neliniară avansată și metoda propusă în capitolul 5, de determinare a deplasărilor inelastice, prin studierea impactului pe care o are considerarea neliniarității geometrice, precum și diferite tipuri de distribuție laterale de forțe în analiza pushover (Capitolul 7)

8.3. VALORIFICAREA REZULTATELOR

Rezultatele obținute în cadrul activității de cercetare prezentate la conferințe naționale și internaționale, și publicate în reviste, din care amintim o publicație [7] în revistă internațională indexată în Scopus (Procedia Engineering, Elsevier), o publicație [8] aflată în revizie în curs de definitivare într-o revistă indexată în ISI (Thomson-Reuters), Gradevinar, o publicație în revista Acta Tehnica Napocensis. Civil Engineering & Architecture [9], 3 lucrări la conferințe internaționale semnate ca autor principal, iar 5 lucrări ca și coautor.

8.3.1. Publicații științifice

A. Articole în reviste naționale și internaționale

[1] **Varga Sz.** și Cosmin G. Chiorean, "Seismic Assessment of Reinforced Concrete Frameworks Through Advanced Pushover Analysis and Nonlinear Response of A SDOF Oscillator (Acceptat pentru publicare)," Procedia Engineering, 2016.

[2] **Varga Sz.** și Cosmin G. Chiorean, "Seismic assessment using pushover analysis and 1 nonlinear response of a SDOF oscillator (revizie în curs de elaborare)," Gradevinar, 2016.

[3] **Varga Sz.,** "An Alternative Method For The Determination of Inelastic Displacements Using Pushover Analysis and Directly Generated Inelastic Spectra," Acta Tehnica Napocensis, vol. 57, no. 1, 2014.

B. Articole publicate la conferințe internaționale

[4] **Varga, Sz.**, Cosmin G. Chiorean, "A Computer Method for Advanced Pushover Analysis of Reinforced-Concrete Frameworks," în Proceedings of the Fifteenth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing, Praga, 2015.

[5] Chiorean C.G., Bârsan G.M., Nedelcu M., **Varga Sz.**, Ciplea C. "Large deflection distributed plasticity analysis of 3D composite steel-concrete frameworks." Proceedings of International Symposium IABSE-IASS, Taller, Longer, Lighter. London, UK, 2011.

[6] Chiorean C.G., Bârsan G.M., **Varga Sz.** "Large deflection distributed plasticity analysis of 3D composite steel-concrete frameworks." Proceedings of International Conference on Computational & Experimental Engineering and Sciences (ICCES 2010). Las Vegas, USA: Technical Science Press Publisher, 2010.

C. Articole publicate la conferințe naționale

[7] **Varga, Sz.** „An Alternative Method For The Determination of Inelastic Displacements Using Pushover Analysis and Directly Generated Inelastic Spectra,” First International Conference for PhD students în Civil Engineering CE-PhD 2012, 4-7 November 2012, Cluj-Napoca, Romania, 2012.

[8] **Varga, Sz.**, și C.G. Chiorean. „Determinarea deplasării-țintă prin analiza pushover folosind spectre inelastice generate din accelerogramele vrâncene. (lb. magh.)” ÉPKO 2010.A XIV-a Conferință internațională de construcții și arhitectură. Șumuleu Ciuc, Romania: Societatea Maghiară Tehnico-științifică din Transilvania, 2010. 352-359.

[9] Chiorean C. G., Gobesz F.-Zs., **Varga Sz.** „Modelare eficientă pentru calculul cadrelor spațiale. (lb. magh.)” ÉPKO 2010.A XIV-a Conferință internațională de construcții și arhitectură. Șumuleu Ciuc, Romania: Societatea Maghiară tehnico-științifică din Transilvania, 2010. 57-97.

[10] Chiorean C.G., Gobesz F.-Zs., **Varga Sz.** „Exemplu pentru calculul eficient al cadrelor spațiale.(lb. magh.)” ÉPKO 2010.A XIV-a Conferință internațională de construcții și arhitectură. Șumuleu-Ciuc, Romania: Societatea Maghiară Tehnico-științifică din Transilvania, 2010. 65-70.

[11] Chiorean C.G., Petran I., Nedelcu M., **Varga Sz.** „Analiza statică neliniară structurilor compozite oțel-beton spațiale.” A 12-a Conferința Națională de Construcții Metalice. Timișoara, Romania, 2010.

D. Rapoarte tehnice

[12] **Varga, Sz.** Metodă alternativă de determinare a deplasărilor inelastice folosind analiza pushover și spectre inelastice generate direct. Raport de cercetarea științifică nr.3, Cluj-Napoca, România: Universitatea Tehnică Cluj-Napoca, Facultatea de Construcții, 2012.

[13] **Varga, Sz.** Modalități de considerare a caracterului inelastic a structurilor în cadrul analizei statice neliniare. Raport de cercetarea științifică nr.2, Cluj-Napoca, România: Universitatea Tehnică Cluj-Napoca, Facultatea de Construcții, 2011.

[14] **Varga, Sz.** Tendințe actuale în calculul seismic a structurilor din cadre. Raport de cercetare științifică nr.1, Cluj-Napoca, România: Universitatea Tehnică Cluj-Napoca, Facultatea de Construcții, 2009, p.35.

[15] **Varga, Sz.** Aplicarea analizei pushover pentru evaluarea performanțelor seismice a structurilor în cadre metalice. Studii Aprofundate, Lucrare de disertație, Cluj-Napoca, România: Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca, Facultatea de Construcții, 2007.

8.3.2. Programe de cercetare naționale

Între anii 2009-2011, autorul a participat ca membru al echipei de cercetare alături de prof. Dr. Ing. Cosmin G. Chiorean prof. dr. ing. George M. Bârsan, Conf. dr. ing. Zsongor F. Gobesz, Conf. dr. ing. Mihai Nedelcu în cadrul proiectului PN-II-ID-PCE ID_193/2008 „Proiectarea și evaluarea performanțelor seismice a structurilor în cadre spațiale prin analiza statică neliniară avansată”, director proiect Prof. Dr. Ing. Cosmin G. Chiorean.

În urma și pe parcursul derulării proiectului de cercetare, au fost publicate 3 publicații în reviste cotate ISI [116] [114], 11 publicații la conferințe internaționale, și 6 publicații la conferințe naționale de prestigiu. Lista completă a publicațiilor pe site-ul web a proiectului: <http://users.utcluj.ro/~ccosmin/RESEARCHPROJECT.htm>

8.3.3. Participarea la conferințe și seminarii

Autorul a participat și a publicat articole la următoarele conferințe naționale și internaționale:

- ÉPKO 2010: A XIV-a Conferință internațională de construcții și arhitectură. Șumuleu Ciuc, România
- IABSE-IASS 2011: International Symposium, Taller, Longer, Lighter. London, Regatul Unit
- CIBV 2012: International Scientific Conference, Brașov, România
- CE-PhD 2012: First International Conference for PhD students în Civil Engineering ,Cluj-Napoca, Romania

- CIVIL-COMP 2015: The Fifteenth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing, Praga, Republica Cehă
- WMCAUS 2016: World Multidisciplinary Civil Engineering-Architecture-Urban Planning Symposium, Praga, Republica Cehă

Lista completă a publicațiilor la conferințe se regăsește la punctul 8.3.2 A.

Autorul a participat la școala de vară – seminarul „Mathematical Models în Seismology”(Modele matematice în seismologie), găzduită de Università degli Studi L'Aquila, Italia în perioada 8-19 Iulie 2013, și susținut în cadrul „LLP Erasmus Program of Universities”

8.4. POSIBILE DIRECȚII DE CERCETARE

8.4.1. Extinderea direcțiilor de cercetare

- integrarea modelelor de calcul propuse într-un singur mediu software, în vederea aplicării facile a calculelor în proiectarea și cercetarea de zi cu zi
- implementarea în cadrul metodei propuse a echivalării sistemului MDOF cu sistemul SDOF conform unor concepte energetice – similare cu cele ale lui Hernandez-Montes [81] – prin care este luată în calcul faptul că distribuția de forțe laterală se poate schimba pe parcursul analizei, sau a faptului că poate apărea o plastificare care nu este conformă cu primul mod de vibrație
- testarea experimentală a metodologiilor propuse pe o scară largă de înregistrări seismice, modele histeretice, structuri cu iregularitate și cu discontinuitate de rigiditate
- extinderea metodologiilor propuse pentru structuri tridimensionale

8.4.2. Modalități avansate de definire a sistemelor SDOF echivalente în cadrul analizelor statice neliniare

Din cauza faptului că cerințele seismice sunt reprezentate pentru sisteme cu un singur grad de libertate (SDOF), în cadrul analizelor static-nelininiare (ASNL) folosirea sistemelor SDOF echivalente este acceptată în cadru larg. Cu toate acestea nu există consens asupra definirii optime a sistemului SDOF echivalent.

În aplicațiile prezentei lucrări, a fost adoptată varianta definirii sistemului SDOF echivalent prin factorul de participare a maselor din primul mod de vibrație, care cauzează inevitabil o limitare a aplicabilității procedeeelor ASNL la structurile care vibrează predominant în primul mod de vibrație.

Scopul prezentei secțiunii este de a prezenta modalități alternative de definire sistemelor SDOF echivalente, și de a grefa posibile direcții de cercetare.

În metoda numită N1, elaborată de Bosco [131], evaluarea explicită a sistemului SDOF echivalent nu este necesară. Numele metodei se referă la metoda N2 și la faptul că analiza neliniară a numai uneia dintre cele două sisteme, a celei cu mai multe grade de libertate (MDOF) trebuie efectuată. Curba de capacitate MDOF este determinată și idealizată biliniar, după care se efectuează o analiză modală cu spectre de răspuns, pentru a determina deplasarea maximă inelastică a ultimului nivel D_{el} . Este necesară o corecție a răspunsului elastic a structurii prin luarea în considerare a rigidității sistemului elastic $K_{t,1}$ și a sistemului idealizat $K_{s,i}$. Perioada efectivă calculată va fi $T_{e,i} = T_1 \sqrt{K_{t,i}/K_{s,i}}$, iar relațiile empirice $R_\mu - \mu - T$ ale lui Vidic, Fajfar și Fishinger [48] sunt corectate cu ajutorul acestei perioade.

În cazul aplicării unei distribuții proporționale cu masele de nivel, perioada efectivă calculată metoda N1 arată un sistem structural mai rigid ca cel determinat din idealizarea biliniară aplicată de binecunoscuta metodă N2 (vezi 4.2.3.2.2). În vederea corectării metodei N1, de Giorgi și Scotta [132] propun o perioadă efectivă corectată $T_{e,i}$, prin care metoda N1 devine echivalentul metodei N2, cu avantajul că nu este necesară echivalarea sistemului MDOF cu cel SDOF.

După cum este binecunoscut, determinarea deplasării-țintă este realizată prin asumarea faptului că - pe parcursul analizei - alura deformată modală fundamentală și, în consecință, forma distribuției forțelor laterale rămân neschimbate. În cazul comportării post-elastice, distribuția laterală de forțe nu este compatibilă cu niciuna dintre modurile de vibrație, din cauză că valoarea deplasării ultimului nivel nu mai este proporțională cu deplasarea celorlalte niveluri, iar deplasările de nivel pot lua chiar și valori cu sens invers [73].

Pornind de la această ultim considerent au fost elaborate metode de definire a sistemelor SDOF echivalente în domeniul neliniar (Makarios, 2005) [133], și metode care sunt bazate pe asumarea echivalenței energetice dintre SDOF și MDOF (Hernandez-Montez și col, 2004; Manoukas și col., 2011). [134] [81] Conform așa-numitelor metode energetice, energia de deformare (lucrul mecanic efectuat de către forțele exterioare) este considerat cel mai bun indicator al comportării neliniare. [81]

Conform lui Makarios [133] pentru un sistem SDOF cu deplasarea laterală u_N , masa echivalentă m^* definită în funcție de vectorul deplasărilor inelastice maxime Ψ , și vectorul forțelor Y asociate la această deplasare, care este caracterizată de către rigiditatea elastică k^* , și cea post-elastică αk^* obținute din biliniarizarea curbei de capacitate $V_o - u_N$. Încărcarea laterală care caracterizează sistemul echivalent SDOF va fi calculată din $L_1 V_o$, în care $L_1 = k^*/k_o$, V_o forța tăietoare de bază, iar k_o va fi în funcție de matricea de rigiditate laterală a structurii. [133] Procedul este validat pe o structură de beton armat cu neliniaritățile fizice modelate prin articulații

plastice. Pentru definirea cerințelor seismice sunt folosite relații $R\mu-\mu-T$ din literatură. În vederea obținerii unor rezultate mai exacte, este necesară includerea unei iterații suplimentare, care să ia în calcul vectorul încărcărilor laterale ψ , recalulate conform primei analize pushover (iterații).

Primul pas al metodei de echivalare descris de Manoukas [134] este trasarea curbei de capacitate cu ajutorul unei distribuții de forțe triunghiulare, proporțional cu primul mod de vibrație. Se calculează energia E_1 disipată de sistemul structural (aria de sub curba de capacitate), și se trasează diagrama E_1-D_1 prin împărțirea deplasărilor ultimului nivel cu factorul de participare din primul mod de vibrație. În continuare se calculează energia disipată pe intervalele "λ" $E_{1,\lambda}$. Din energia disipată între formarea a două articulații plastice $E_{1,\lambda}$, se pot determina forțele tăietoare de bază $V_{1,\lambda}$ precum și curbele de capacitate ale sistemului SDOF V_1-D_1 (Fig. 8-1), punct de la care pentru determinarea deplasării țintă se poate aplica orice metodă cunoscută din literatură.

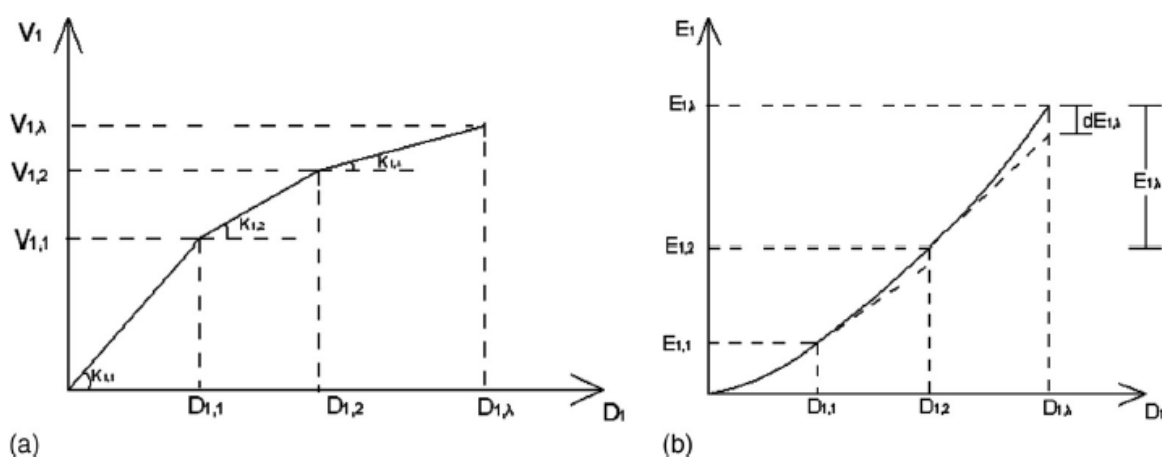


Fig. 8-1. Diagramele forță-deplasare V_1-D_1 și energie-deplasare E_1-D_1 [134]

Metoda energetică a lui Hernandez-Montez [81] este prezentată în continuare (pasul 3, mai jos) prin prisma aplicării acestuia în cadrul metodei de actualizare a forțelor adaptive (SSAP) elaborat de Shakeri și col. [73]. Astfel se poate lua în calcul și schimbarea semnului deplasărilor la fiecare nivel în estimarea solicitărilor aferente sistemului (a actualizării forțelor laterale). Se propune o metodologie de determinare a deplasării-țintă, care este compatibilă cu actualizarea forțelor laterale în metoda adaptivă SSAP (vezi cap. 4.2.2.5.1). Pentru a efectua corect transformarea MDOF-SDOF, autorii propun următorii pași:

1. La fiecare pas al iterației, din distribuția actuală de forțe, se definește o deformată modală echivalentă (DME). Aceasta din urmă este compatibilă cu forțele laterale, dar ia în considerare și contribuția modurilor superioare de vibrație:

$$\{\Phi\}^k = [m]^{-1} \cdot \{f\}^k \quad (8.1.)$$

unde $\{f\}^k$ este vectorul tuturor forțelor în structură la pasul de încărcare "k", $[m]$ matricea maselor, iar $\{\Phi\}^k$ DME la pasul "k"

2. Folosind DME, forța tăietoare a sistemului MDOF este transformată în forța tăietoare de bază echivalentă a sistemului SDOF, folosind relațiile:

$$F^* = S_a \cdot \frac{V_b}{m^*} \quad (8.2.)$$

3. La fiecare pas "k", incrementul deplasării din sistemul SDOF este definit prin suma lucrului mecanic al fiecărei forțe incrementale:

$$\Delta D^{(k)} = \frac{(\sum_{i=1}^n F^{(k-1)} + \frac{1}{2} \cdot dF_i^{(k)}) \cdot \Delta d_i^{(k)}}{\sum_{i=1}^n F^{(k-1)} + \frac{1}{2} \cdot dF_i^{(k)}} \quad (8.3.)$$

$$D^{(k)} = \Delta D^{(k-1)} + \Delta D^{(k)}$$

unde $dF_i^{(k)}$ este forța incrementală la etajul i la pasul k; $\Delta d_i^{(k)}$ deplasarea incrementală la etajul i, la pasul k, $\Delta D^{(k-1)}$ deplasarea incrementală a sistemului echivalent SDOF la pasul k, iar $D^{(k)}$ deplasarea totală a sistemului echivalent SDOF la pasul k.

8.4.3. Aplicarea analizei pushover tridimensionale (3D) la evaluarea performanțelor seismice ale structurilor

Limitările analizei pushover pentru structuri plane (2D) sunt binecunoscute, și sunt aplicabilitatea pentru structurile care vibrează în primul mod de vibrație, incapacitatea de a lua în considerare plastificarea treptată a structurii și influența modurilor superioare de vibrație. Pentru înlăturarea acestor deficiențe au fost elaborate diverse tipuri de distribuții de forțe și modalități de determinare a deplasărilor țintă, care au fost prezentate în Capitolul 4.

Pe lângă limitările comune pe care o are cu analiza pushover 2D, aplicarea analizei pushover pentru structuri tridimensionale (3D) ridică mai multe probleme. Pentru ca rezultatele analizei să fi corecte, pe parcursul analizei pushover 3D, pe lângă interacțiunile dintre modurile de vibrație 3D ("three-dimensional effect"), trebuie surprinsă comportarea asimetrică a structurii, precum și efectele torsiunii datorate nesimetriei în plan.

8.4.3.1. Comportarea seismică a clădirilor multietajate asimetrice

Ecuțiile diferențiale care guvernează răspunsul unei clădiri cu asimetrie pe două direcții x și y, se pot scrie [135] [136]:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_s(\mathbf{u}) = -\mathbf{M}\mathbf{i}_x\ddot{u}_{gx}(t) - \mathbf{M}\mathbf{i}_y\ddot{u}_{gy}(t) \quad (8.4.)$$

în care \mathbf{u} este vectorul deplasărilor laterale ale celor N niveluri în 3 direcții, \mathbf{f}_s vectorul forțelor laterale, \mathbf{M} matricea diagonală a maselor de mărime $3N$ care include 3 submatrici de ordin N , \mathbf{m}_i , \mathbf{m}_j și \mathbf{I}_o . \mathbf{m} este matricea diagonală a maselor $m_{jj}=m_j$ cu masele concentrate în centrul maselor (CM) a diafragmei de la nivelul j . \mathbf{I}_o este matricea diagonală a maselor $I_{jj}=I_{Oj}$, a momentelor de inerție polare față de axa verticală, în jurul axelor verticale ale CM, la fiecare nivel j . Relațiile forță-deplasare între vectorii \mathbf{u} și \mathbf{f}_s sunt neliniare și au caracter histeretic. [135] În ecuația (8.4.) influența vectorilor asociate celor două direcții x și y sunt luate în considerare după cum urmează:

$$\mathbf{i}_x = \begin{Bmatrix} \mathbf{1} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad \mathbf{i}_y = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{1} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad (8.5.)$$

în care fiecare element al vectorului cu mărime $N \times 1$ este egal cu $\mathbf{1}$, respectiv cu $\mathbf{0}$.

În consecință, forțele care caracterizează mișcarea seismică (termenul din stânga a ecuației (8.4.)) pot fi exprimate [136]:

$$\begin{aligned} \mathbf{p}_{eff}(\mathbf{t}) &= -\mathbf{s}_x\ddot{u}_{gx}(t) - \mathbf{s}_y\ddot{u}_{gy}(t) \\ &= -\begin{Bmatrix} \mathbf{m}\mathbf{1} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \ddot{u}_{gx}(t) - \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{m}\mathbf{1} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \ddot{u}_{gy}(t) \end{aligned} \quad (8.6.)$$

în care $\ddot{u}_{gx}(t)$ și $\ddot{u}_{gy}(t)$ este accelerația terenului pe cele două direcții x și y

Distribuția spațială a forțelor seismice \mathbf{S}_x , \mathbf{S}_y poate fi scrisă ca suma forțelor modale de inerție [136]:

$$\mathbf{S}_x = \begin{Bmatrix} \mathbf{m}\mathbf{1} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} = \sum_{n=1}^{3N} \mathbf{s}_{nx} = \sum_{n=1}^{3N} \Gamma_{nx} \mathbf{M} \phi_n \quad (8.7.)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{S}_y &= \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{m}\mathbf{1} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} = \sum_{n=1}^{3N} \mathbf{s}_{ny} = \sum_{n=1}^{3N} \Gamma_{ny} \mathbf{M} \phi_n \\ \mathbf{s}_{nx} &= \Gamma_{nx} \begin{Bmatrix} \mathbf{m}\phi_{xn} \\ \mathbf{m}\phi_{yn} \\ \mathbf{I}_o\phi_{\theta n} \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (8.8.)$$

$$\mathbf{S}_{ny} = \Gamma_{ny} \begin{Bmatrix} \mathbf{m}\phi_{xn} \\ \mathbf{m}\phi_{yn} \\ \mathbf{I}_o\phi_{\theta n} \end{Bmatrix}$$

în care ϕ_{xn} , ϕ_{yn} , $\phi_{\theta n}$ sunt sub-vectorii care definesc translațiile în direcțiile x și y și rotațiile din modul de vibrație n ale celor N etaje în jurul axelor verticale, Γ_{nx} și Γ_{ny} sunt vectorii de participare în direcțiile x și y, și pot fi exprimate ca [115]:

$$\Gamma_{nx} = \frac{L_{nx}}{M_n} \Gamma_{ny} = \frac{L_{ny}}{M_n} \quad (8.9.)$$

$$L_{nx} = \{\phi_{xn}^T \quad \phi_{yn}^T \quad \phi_{\theta n}^T\} \begin{bmatrix} \mathbf{m}\mathbf{1} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} = \phi_{nx}^T \mathbf{m}\mathbf{1} = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{jxn} \quad (8.10.)$$

$$L_{ny} = \{\phi_{xn}^T \quad \phi_{yn}^T \quad \phi_{\theta n}^T\} \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{m}\mathbf{1} \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} = \phi_{yn}^T \mathbf{m}\mathbf{1} = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{jyn} \quad (8.11.)$$

$$M_n = \{\phi_{xn}^T \quad \phi_{yn}^T \quad \phi_{\theta n}^T\} \begin{bmatrix} \mathbf{m} & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{m} & 0 \\ 0 & 0 & \mathbf{I}_o \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_{xn} \\ \phi_{yn} \\ \phi_{\theta n} \end{Bmatrix} \quad (8.12.)$$

$$= \phi_{xn}^T \mathbf{m}\phi_{xn} + \phi_{yn}^T \mathbf{m}\phi_{yn} + r^2 \phi_{\theta n}^2 \mathbf{m}\phi_{\theta n} \\ = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{jxn}^2 + \sum_{j=1}^N m_j \phi_{jyn}^2 + r^2 \sum_{j=1}^N m_j \phi_{j\theta n}^2$$

Din multiplicarea $\mathbf{1}^T$ cu din relațiile (8.7.) se pot obține [115]:

$$\sum_{j=1}^{3N} M_{nx}^* = \sum_{j=1}^{3N} m_j \quad (8.13.) \\ \sum_{j=1}^{3N} M_{ny}^* = \sum_{j=1}^{3N} m_j$$

în care M_{nx}^* și M_{ny}^* sunt masele modale efective în direcțiile X și Y, exprimate prin [115]:

$$M_{nx}^* = \frac{(L_{nx})^2}{M_n} M_{ny}^* = \frac{(L_{ny})^2}{M_n} \quad (8.14.)$$

8.4.3.2. Tendințe în aplicarea analizei pushover la structuri tridimensionale (3D)

În procedeul propus de către Moghadam și Tso (2000) [137], curba de capacitate este obținută prin ”împingerea” structurii cu un set de forțe aplicate în centrul maselor (CM). Curba de capacitate descrie relația dintre forțele tăietoare de bază și deplasarea asociată a CM. În consecință, deplasările datorate torsiunii cauzate de faptul că centrul de rigiditate (CR) nu coincide cu CM sunt incluse indirect prin deplasarea CM. Autorii menționează și faptul că procedeul nu este aplicabil clădirilor la care primul mod este predominant de efectele de torsiune. Pentru surprinderea efectelor

3D se pun în vedere cercetări suplimentare pentru cazul în care structurile analizate ar fi solicitate și asimetrice pe două direcții.

Huang și Gould (2007) [138] prezintă un studiu aplicativ pe un coș de fum înalt de 115 m la care efectele 3D nu pot fi neglijate nici din cauza faptului că la înălțimea de 30 m există un gol. În primul pas, procedeul propus presupune aplicarea unor analize pushover pe două direcții. Pe una dintre direcții se aplică o distribuție de forțe conformă cu primul mod de vibrație, pe cealaltă o distribuție de forțe uniformă, triunghiulară sau combinată prin regula SRSS. Pentru fiecare dintre curbele de capacitate rezultate se determină perioada caracteristică sistemului SDOF echivalent, și se localizează spectrul cerințelor pe diagramele de cerințe ale accelerațiilor. În final, se efectuează o analiză pushover cu forma distribuțiilor de forțe inițial alese și cu magnitudinea forțelor proporționale cu cerințele de accelerații determinate în prealabil. Deplasările țintă se determină prin intersecția curbelor de capacitate cu diagramele de cerințe.

Procedeul a fost validat prin analizele pushover cu distribuțiile de forțe amintite mai sus și comparația acestora cu rezultatele time-history. Deplasările țintă obținute din distribuțiile de forțe tip SRSS și MPA s-au caracterizat prin erori de cca. 10%, iar distribuția de forțe uniformă a subestimat rezultatele cu 30%.

Metoda MPA elaborată de către Chopra [75] pentru structurile plane a fost descrisă în 4.2.2.3. În extensia metodei MPA [135] (2004) pentru structurile 3D asimetrice, în fiecare mod de vibrație "n" se execută două analize pushover pe direcțiile x și y cu distribuțiile de forțe S_{nx} și S_{ny} , definite conform relațiilor (8.8.). Din cele două curbe de capacitate se alege una, de preferabil cea pe direcția modului predominant. Se idealizează curba de capacitate, și se determină deplasarea D_n^* caracteristică sistemului SDOF echivalent în modul de vibrație "n", cu ajutorul metodelor din literatură. Prin înmulțirea cu componenta vectorului propriu la ultimul nivel φ_n și a factorului de participare al maselor Γ_n pentru modul "n" se obține deplasarea laterală a sistemului MDOF. Răspunsul total r se obține prin combinarea răspunsului modal $r_i r_n$ cu cele datorate încărcărilor gravitaționale r_g .

$$r \approx \max \left[r_g \pm \sqrt{\left(\sum_{i=1}^J \sum_{n=1}^J \rho_{in} r_i r_n \right)^2} \right] \quad (8.15.)$$

$$\rho_{in} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_n} (\beta_{in} \xi_i + \xi_n) \beta_{in}^{3/2}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4\xi_i \xi_n \beta_{in} (1 + \beta_{in}^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_n^2) \beta_{in}^2} \quad (8.16.)$$

în care $\beta_{in} = \omega_i / \omega_n$ este raportul dintre frecvențele modurilor "i" și "n", iar ξ_i și ξ_n amortizările asociate

Aplicarea metoda N2 – descrisă în 4.2.3.2.2- a fost extinsă pentru structuri asimetrice în plan (Fajfar și col.(2005) [139]), apoi pentru structuri care iau în considerare efectele modurilor superioare de vibrație atât plan, cât și în elevație (Kreslin și Fajfar, 2012 [140]). Asumpția pe care se bazează metoda este: ”efectele modurilor superioare de vibrație în domeniul inelastic sunt identice cu cele din domeniul elastic”. Procedul se constituie din combinarea deplasării țintă obținute din analiza statică neliniară prin metoda N2, și a celei prin analiza spectrală liniară (ASL) a structurii 3D.

Deplasările suplimentare datorate torsiunii sunt definite ca raportul dintre deplasările ultime de nivel normalizate obținute prin ASL și cele din analiza pushover. Deplasările ultime de nivel normalizate sunt considerate rezultatul dintre raportul deplasării de nivel ale unui punct arbitrar, față de deplasarea centrului maselor.

Factorul de corecție pentru drifturi de nivel datorate efectului modurilor superioare de vibrație este definit ca raportul dintre drifturile de nivel normalizate obținute din ASL, respectiv cele obținute prin analiza pushover.

Ulterior, Bhatt și Bento(2013) [141] au studiat aplicabilitatea metodei N2 extinse pentru structuri asimetrice în plan și elevație. Autorii au arătat faptul că, prin metoda extinsă- pe partea flexibilă a structurii- se pot evidenția foarte precis deplasările datorate torsiunii. A fost arătat și faptul că metoda extinsă nu ia în calcul deamplificarea deplasărilor datorate torsiunii. Din această cauză deplasările pe porțiunea rigidă a structurilor în unele cazuri au fost supraestimate.

Procedul propus de către Pourcha și col. pentru clădiri asimetrice pe una [142] și pe două direcții [136] se bazează pe analize pushover ”modale” consecutive (CMP) de tip MPA. În primă fază se calculează caracteristicile modale ale structurii, apoi cu distribuția de forțe din modul de vibrație ”n” S_{ny} conform relațiilor (8.8.), aplicate pe o direcție ($\phi_{xn} = \mathbf{0}$), se determină deplasarea țintă δ_t pentru diferite etape ale procesului consecutiv. În faza următoare, se aplică încărcările gravitaționale.

În continuare, există trei posibilități de conducere a analizelor pushover până la deplasarea țintă δ_t predeterminată. Se aplică o analiză pushover într-o etapă, în care structura se încarcă cu distribuții de forțe triunghiulare, uniforme, sau modale S_n . Există posibilitatea aplicării analizelor consecutive în două și în trei etape. În cadrul acestora se rulează analize pushover cu ajutorul distribuțiilor de forțe modale S_1 , S_2 și S_3 (relațiile (8.8.)) Răspunsul sistemului structural este considerat maximul dintre analizele cu una și două etape pentru structurile rigide la torsiune, și maximul analizelor cu trei etape pentru structurile flexibile la torsiune.

Rezultatele globale ale analizelor tip CMP au fost raportate ca fiind similare cu cele ale MPA, însă s-a constatat o îmbunătățire substanțială în predicția rotațiilor articulațiilor plastice atât în zonele flexibile, cât și la cele rigide ale structurilor înalte, asimetrice în plan.

Metoda propusă de Manoukas (2011) și col. [143] se bazează pe asumția că răspunsul seismic al sistemului MDOF asimetric solicitat biaxial poate fi descompusă în răspunsul uniaxial ”decuplat” pe câteva moduri de vibrație al unui sistem SDOF echivalent. Față de MPA, se asumă faptul că solicitările seismice biaxiale sunt proporționale una cu cealaltă. Procedeu propus este similar cu cele propuse în literatură pentru ASNL aplicată pe o direcție, cu excepția faptului că proprietățile sistemului echivalent SDOF iau în calcul efectele biaxiale printr-un coeficient κ –cu valoarea uzuală de 30%-, folosit și în codurile de proiectare (relațiile (8.17.)) Masa, rezistența și deplasările sistemului echivalent sunt prezentate în Tab. 8-1.

$$\begin{aligned} \ddot{u}_{gX} + \kappa \ddot{u}_{gY} \\ \ddot{u}_{gX} - \kappa \ddot{u}_{gY} \\ \ddot{u}_{gY} + \kappa \ddot{u}_{gX} \\ \ddot{u}_{gY} - \kappa \ddot{u}_{gX} \end{aligned} \quad (8.17.)$$

Caracteristicile SDOF	Solicitări uniaxiale \ddot{u}_{gX}	Solicitări biaxiale $\ddot{u}_{gX} + \kappa \ddot{u}_{gY}$
Masa	M^*_{Xi}	$M^*_{XYi} = M^*_{Xi} + \kappa(v_{Xi}L_{Yi} + v_{Yi}L_{Xi}) + M^*_{Yi}$
Rezistență	F^*_{Xi}	$F^*_{XYi} = F^*_{Xi} + \kappa F^*_{Yi}$
Deplasarea	$D_i^* = D_i / \Gamma_{Xi} \varphi_{Ni}$	$D_i^* = D_i / (\Gamma_{Xi} + \kappa \Gamma_{Yi}) \varphi_{Ni}$
Amortizare	$2 M^*_{Xi} \omega_i \xi_i$	$2 M^*_{XYi} \omega_i \xi_i$

Tab. 8-1. Proprietățile sistemului SDOF echivalent în cazul solicitărilor biaxiale a sistemului MDOF [143]

în care \ddot{u}_{gX} și \ddot{u}_{gY} este accelerația terenului pe direcția X și Y, (M^*_{Xi} , M^*_{Yi} , M^*_{XYi}), (F^*_{Xi} , F^*_{Yi} , F^*_{XYi}) masele și forțele echivalente ale sistemului SDOF pe direcțiile X, Y și combinate, Γ_{Xi} , Γ_{Yi} factorii participării maselor pe direcțiile X și Y, D_i^* și D_i deplasarea sistemului SDOF, respectiv a celui MDOF, φ_{Ni} componenta vectorului propriu la ultimul nivel, ω_i pulsația, iar ξ_i amortizarea. Cu “i” se notează modul de vibrație curent.

În cadrul lucrării [144], Shakeri și col. au extins metoda de distribuție laterală a forțelor adaptivă SSAP, prezentată anterior în capitolul 4.2.2.5.1. Avantajul major a metodei STA față de metodele pushover ”modale” cu mai multe rulări este capabilitatea de a lua în calcul schimbarea caracteristicilor modale datorate plastificării graduale a structurii. Din punct de vedere conceptual, metoda extinsă este similară cu [73], cu diferența că față de varianta originală a metodei în care este aplicată un set de forțe în plan sunt aplicate forțe pe două direcții și torsiune.

Forțele modale și de torsiune în fiecare mod ”j” la nivelul ”i” se pot scrie:

$$\begin{aligned}
 F_{x_{ij}} &= \Gamma_{yj} \phi_{x_{ij}} m_{x_i} S_{a_{yj}} \\
 F_{y_{ij}} &= \Gamma_{yj} \phi_{y_{ij}} m_{y_i} S_{a_{yj}} \\
 T_{0_{ij}} &= \Gamma_{yj} \phi_{0_{ij}} I_{0i} S_{a_{yj}}
 \end{aligned}
 \tag{8.18.}$$

în care Γ_{yj} este factorul de participare modal în direcția y a nivelului i, $\phi_{x_{ij}}$ vectorul propriu în direcția x pentru nivelul j în modul i, m_{x_i} masa nivelului x pentru nivelul j, $S_{a_{yj}}$ spectrul accelerațiilor în direcția y pentru modul j

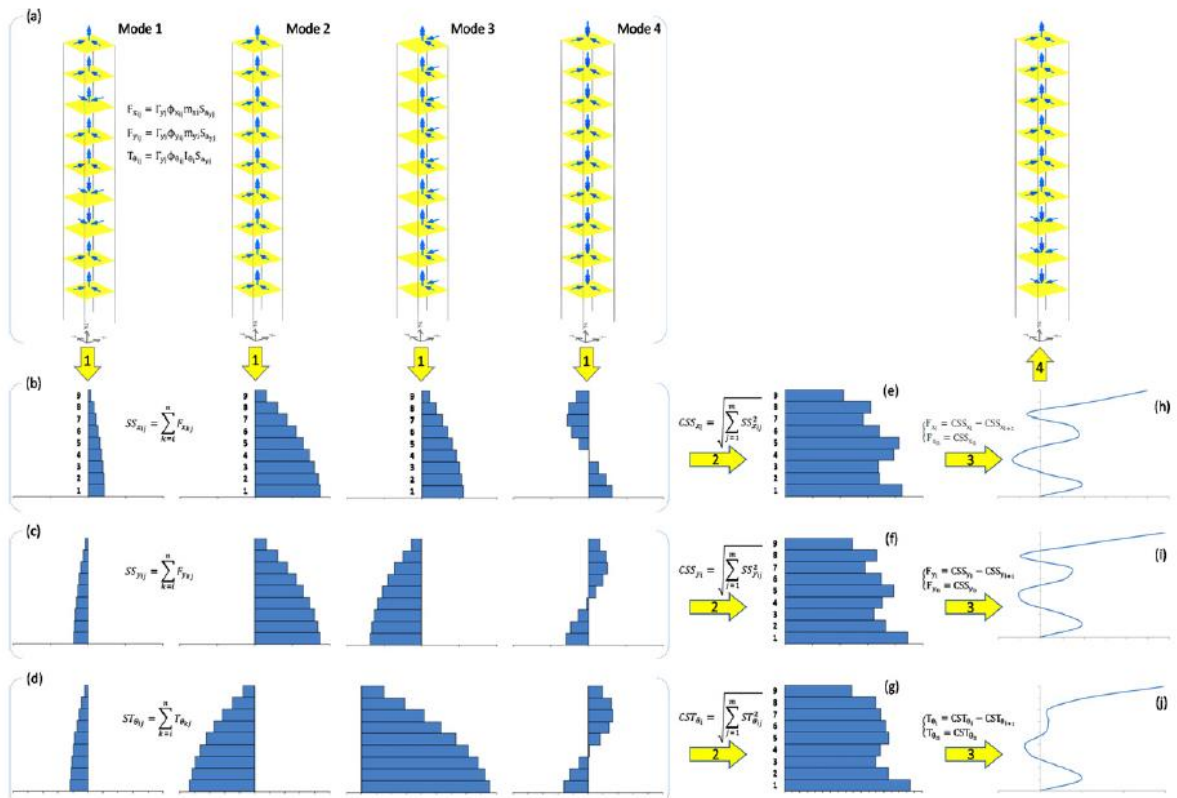


Fig. 8-2. Procedul de determinare a forțelor de nivel incremental-adaptive prin metoda STA [144]

În figura Fig. 8-2 este prezentată procedul de determinare a forțelor de nivel incrementale. Procedul este similar cu varianta ”în plan” a metodei –descriș amplu în capitolul 4.2.2.5.1- cu excepția faptului că este aplicat pe 3 direcții. După determinarea forțelor modale și de torsiune în fiecare mod ”j” la nivelul ”i” (relația (8.18.)) prin combinarea cu ajutorul metodei SRSS se calculează forțele tăietoare de nivel $SS_{x_{ij}}$, $SS_{y_{ij}}$ și de torsiune $ST_{0_{ij}}$. Forțele de nivel F_{x_i} , F_{y_i} și de torsiune T_{0_i} se calculează prin diferența forțelor tăietoare de la nivelurile consecutive. În continuare, distribuția de forțe se normalizează în raport cu suma totală a forțelor, obținându-se distribuția

normalizată a forțelor de nivel $\overline{F_{x_i}}$, $\overline{F_{y_i}}$ și de torsiune $\overline{T_{0_i}}$. Distribuția de forțe incrementală se obține prin înmulțirea forțelor normalizate cu incrementul de încărcare ΔV_{by} . Formulele analitice de calcul sunt prezentate în Fig. 8-2 ,și similare cu cele descrise în capitolul 4.2.2.5.1.

BIBLIOGRAFIE

- [1] Ovidiu Prodan , "Reducerea răspunsului seismic al structurilor metalice multietajate spațiale prin protecție pasivă," Universitatea Tehnică Cluj-Napoca. Facultatea de Construcții, Cluj-Napoca, Teză de doctorat 2011.
- [2] Gabriel Tarța, "Proiectarea seismică a structurilor, stadiul actual, observații critice și propuneri pentru noi abordări," Universitatea Tehnică Cluj-Napoca. Facultatea de Construcții, Cluj-Napoca, Teză de doctorat 2012.
- [3] Cristian Mojolic, "Analiza și optimizarea conceptuală a structurilor cu deschidere mare utilizând soluții de izolare seismică," Universitatea Tehnică Cluj-Napoca. Facultatea de Construcții, Cluj-Napoca, Teză de doctorat 2016.
- [4] Ioana Ladăr, "Răspunsul seismic a al structurilor metalice multietajate. O abordare energetică," Universitatea Tehnică Cluj-Napoca. Facultatea de Construcții, Cluj-Napoca, Teză de doctorat 2013.
- [5] Mihaela Delia Suci, "Structurile metalice multietajate echipate cu masă adăugată. O abordare energetică," Universitatea Tehnică Cluj-Napoca. Facultatea de Construcții, Cluj-Napoca, Teză de doctorat 2014.
- [6] Adina Maria Popescu, "Structuri metalice acționate seismic. Rigiditate laterală vs. amortizare adăugată," Universitatea Tehnică Cluj-Napoca. Facultatea de Construcții, Cluj-Napoca, Teză de doctorat 2015.
- [7] Szabolcs Varga and Cosmin G. Chiorean, "Seismic Assessment of Reinforced Concrete Frameworks Through Advanced Pushover Analysis and Nonlinear Response of A SDOF Oscillator (Accepted for publication)," *Journal Procedia Engineering*, June 2016.
- [8] Szabolcs Varga and Cosmin Gruia Chiorean, "Seismic assessment using pushover analysis and 1 nonlinear response of a SDOF oscillator (revision în preparation)," *Gradevinar*, 2016.
- [9] Szabolcs Varga, "An Alternative Method For The Determination of Inelastic Displacements Using Pushover Analysis and Directly Generated," *Acta Tehnica Napocensis*, vol. 57, no. 1, 2014.
- [10] Charles Scawthorn, "Earthquakes: A Historical Perspective," în *Earthquake Engineering Handbook*. Boca Raton, FL, USA: CRC Press, 2002, ch. 2, pp. 22-88.
- [11] Frank McClure, "Modern Earthquake Codes, History and Development," *Computers and Structures*, 2006.
- [12] "UBC 1927: Uniform building code," Los Angeles, CA, 1927.
- [13] Ronald Hamburger, "Building Code Provisions for Seismic Resistance," în *Earthquake Engineering Handbook*. Boca Raton, FL, USA: CRC Press, 2003, ch. 11, pp. 580-607.
- [14] (2014, ianuarie) Enciclopedia României. [Online]. www.enciclopediaromaniei.ro
- [15] Emil- Sever Georgescu, "Urbanism, arhitectură și construcții în zonele seismice din România de la blocul Carlton la fațadele cortină," *Urbanism. Arhitectură. Construcții*, vol. 1, no. 1, pp. 37-50, 2010.
- [16] Maurice A. Biot, "Theory of elastic systems vibrating under transient impulse, with an application to earthquake-proof buildings," , vol. 19, 1933, pp. 262-268.
- [17] Artur W. Anderson, John A. Blume, Henry J. Degenkolb, and Harold B. Hamill, "Lateral forces of earthquake and wind.," *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, vol. 117, no. 1, pp. 716-754, 1952.
- [18] "SEAOC Blue Book; Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, 6th ed.," Structural Engineering Association of California, Sacramento, CA, 1996.
- [19] Nathan M. Newmark and William J. Hall, ""Procedures and criteria for earthquake-resistant design", "*Selected Papers By Nathan M. Newmark@ sCivil Engineering Classic*, pp. 829-872, 1973.
- [20] "ATC 3-06: Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings," Redwood City , CA, 1978, 1978.
- [21] "UBC 1988: Uniform Building Code," 1988.
- [22] Decebal Anastasescu , "Aspecte ale evoluției reglementărilor privind protecția antiseismică a construcțiilor din municipiul Timișoara," *Buletinul AGIR*, vol. 3, 2012.

- [23] "P13-63: Normativ pentru proiectarea antiseismică a structurilor clădirilor de locuit si social-culturale," București, 1963.
- [24] Dan Crețu and Sorin Demetriu, "Metode pentru calculul răspunsului seismic în codurile de proiectare.Comparații și comentarii," *Revista AICPS*, no. 3, 2006.
- [25] Csaba Kegyes and Lőrincz György, "Földrengésbiztonsági koncepciók a Kárpát-medencében," în *Magyarország földrengésbiztonsága konferencia*, Budapest, 2002.
- [26] "P100-92: Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozootehnice si industriale," București, 1992.
- [27] "P100-1/2012: Cod de proiectare - partea I - prevederi de proiectare pentru clădiri (PROIECT)," 2012.
- [28] "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance," Brussels, 2004.
- [29] "P13-70: Normativ pentru proiectarea antiseismică a structurilor clădirilor de locuit si social-culturale," București, 1970.
- [30] Dinu Florea, "Contribuții la studiul comportării structurilor metalice în cadre multietajate cu noduri semirigide (Teză de doctorat)," Univesitatea Politehnică din Timișoara, Facultatea de Construcții și Arhitectură, Timișoara, Teză de doctorat 2004.
- [31] Radu Văcăreanu, Raluca Rădoi, Caterina Negulescu, and Aldea Alexandru, "Seismic vulnerability Of RC buildings în Bucharest,Romania," în *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, 2004.
- [32] Dan et.al. Lungu, "Seismic Strengthening Of Buildings And Seismic Instrumentation-two priorities for seismic risk reduction în Romania," *Acta Geodactica et Geophysica Hungarica*, vol. 39, no. 2-3, pp. 253-258, 2004.
- [33] Aurel Stratan, *Dinamica structurilor si inginerie seismică*. Timișoara: Editura Orizonturi Universitare, 2007.
- [34] "Preliminary reconnaissance report of the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake," Architectural Institute of Japan, Tokyo, 1995.
- [35] Thomas Paulay and Nigel M.J. Priestley, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonary Buildings*. New York: John Wiley & Sons, 1990.
- [36] Hugo Bachmann, Peter Linde, and Thomas Wenk, "Capacity design and nonlinear dynamic analysis of earthquake-resistant structures.," în *Reprint of the keynote lecture held by the first author at the 10th European Conference on Earthquake Engineering (ECEE)*, Vienna, 1994.
- [37] "SEAOC Vision 2000: Performance based seismic engineering of buildings, vols. I and II: Conceptual framework," Sacramento, CA, 1995.
- [38] Anil K. Chopra, *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, 4th ed.: Prentice Hall/Pearson Education, 2012.
- [39] Beno Gutenberg and Charles Francis Richter, *Seismicity of the earth and associated phenomena*. New York: Hafner, 1965.
- [40] MTCT, "P100-1/2006: Seismic design code, Part I: Design provisions for buildings (in Romanian)," Bucharest, 2006.
- [41] Bertero V. Vitelmo and Popov P. Egor, "On Seismic Behavior of Two R/C Structural Systems for Tall Buildings," *Structural and Geotechnical Mechanics*, 1977.
- [42] Anestis Stavrou Veletsos and Nathan Montimore Newmark, "Effect of inelastic behaviour on the response of simple systems to earthquake motions," pp. 859-912, 1960.
- [43] Iolanda Craifaleanu, *Modele neliniare cu un grad de libertate în ingineria seismică*. București: Editura Marix Rom, 2005.
- [44] Nathan M. Newmark and William J. Hall, "Earthquake spectra and design," *Earth System Dynamics*, vol. 1, 1982.
- [45] Nigel M.J. Priestley, "Performance Based Seismic Design," în *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engeneering*, Auckland, New Zealand, 2004.
- [46] Peter Fajfar, "A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design," *Earthquake Spectra*, vol. 16, pp. 573-592, 2000.
- [47] Helmut Krawinkler and Aladdin A. Nassar, "Seismic design based on ductility and cumulative damage

- demands and capacities," în *Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buildings*. New York: Elsevier Applied Science;, 1992, pp. 32-40.
- [48] Tomaž Vidic, Peter Fajfar, and Matej Fischinger, "Consistent inelastic design spectra: strength and displacement," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 23, pp. 507-21, 1994.
- [49] Eduardo Miranda and Vitelmo V. Bertero, "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design," *Earthquake Spectra*, vol. 10, no. 2, pp. 359-79, 1994.
- [50] Anil K. Chopra and Rakesh K. Goel, "Capacity-Demand-Diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems," Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley (CA), Report no. PEER-1999/02 1999.
- [51] Sashi K. Kunnath, "Performance-Based Seismic Design and Evaluation of Building Structures," în *Earthquake engineering for structural design.*: Taylor & Francis Group, CRC Press, 2006, pp. 193-205.
- [52] "ASCE 7-05: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures," Reston ,VA, 2005.
- [53] Anil K. Chopra, *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, 3rd Edition*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice Hall, 2006.
- [54] "IBC 2006: International Building Code 2006," Country Club Hills, IL, 2006.
- [55] Cauzele seismelor.Zone seismice în România. [Online]. www.inforisx.incerc2004.ro
- [56] "UBC 97: Uniform Building Code, Volume 2, Structural Engineering Design Provisions," Whittier,CA, 1997.
- [57] Nigel M.J. Priestley, "Myths and fallacies în earthquake engineering—conflicts between design and reality," *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, no. 26.3, pp. 329-341, 1993.
- [58] Jack P. Moehle, "Displacement Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes," vol. 8, pp. 403-428, 1992.
- [59] Vitelmo V. Bertero, "Tri-service manual methods, în Vision 2000, Part 2, Appendix J," Sacramento, CA, 1995.
- [60] "ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings," Applied Technology Council, Redwood City, CA, 1996.
- [61] "FEMA 273: NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings," Building Seismic Safety Council, Washington, DC, 1997.
- [62] "Report FEMA 356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings," 2000.
- [63] "Report FEMA 440: Improvement of nonlinear static analysis procedures," Building Seismic Safety Council, Washington, DC, 2005.
- [64] Cosmin G. Chiorean, *Aplicații software pentru analiza neliniară a structurilor din cadre*. Cluj-Napoca, Romania: UT-PRES, 2006, vol. 5.
- [65] Sigmund A. Freeman, "Review of the Development of the Capacity Spectrum Method," *ISET Journal of Earthquake Technology*, vol. 41, no. 1, pp. 1-13, 2004.
- [66] Szabolcs Varga, "Aplicarea analizei pushover pentru evaluarea performantelor seismice a structurilor în cadre metalice," Cluj-Napoca, România, Studii Aprofundate, Lucrare de disertație 2007.
- [67] Helmut Krawinkler and G.D.P.K. Seneviratna, "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation," *Engineering Structures*, vol. 20, no. 4-6, pp. 452-464, 1998.
- [68] Martino A. Russel, "Nonlinear Pushover Analysis Of Reinforced Concrete Structures (Phd Thesis)," Colorado Advanced Software Institute, 1999.
- [69] Mark Aschheim, "Yield Point Spectra: A Simple Alternative to the Capacity Spectrum Method," , Reno, NV, 1999.
- [70] Gregory G. Deierlein, "Overview Of A Comprehensive Framework Forearthquake Performance Assessment," în *Proceedings Of The International Workshop Bled, Slovenia, 28 June – 1 July 2004*, 2004, pp. 15-26.
- [71] Stelios Antoniou and Rui Pinho, "Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 8, no. 5, pp. 497-522, 2004b.
- [72] Mao Jianmeng, Changhai Zhai, and Lili Xie, "An improved modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands of structures," *Earthquake Eneineering and Engineering Vibration*, vol. 7,

- no. 1, pp. 25-31, 2008.
- [73] Kazem Shakeri, Mohsen A. Shayanfar, and Toshimi Kabeyasawa, "A story shear-based adaptive pushover procedure for estimating seismic demands of buildings," *Engineering Structures*, vol. 32, no. 1, pp. 174-183, 2010.
- [74] Terrence F. Paret, Kent K. Sasaki, Daniel H. Eilbeck, and Sigmund A. Freeman, "Approximate inelastic procedures to identify failure mechanism from higher mode effects," in *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, 1996, p. Paper no. 966.
- [75] Anil K. Chopra and Rakesh K. Goel, "A modal pushover analysis procedure for estimating demands for buildings: Theory and Preliminary Evaluation," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, no. 31, pp. 561-582, 2002.
- [76] Balram Gupta and Sashi K Kunnath, "Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures," *Earthquake Spectra*, vol. 16, no. 2, pp. 367-391, 2000.
- [77] Anil K. Chopra, Rakesh K. Goel, and Chatpan Chintanapakdee, "Evaluation of modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands.," *Earthquake Spectra*, vol. 20, no. 3, pp. 757-78, 2004.
- [78] Joseph M. Bracci, Sashi K. Kunnath, and Andrei M. Reinhorn, "Seismic Performance and Retrofit Evaluation of RC Structures," *Journal of Structural Engineering*, no. 123, pp. 3-10, 1997.
- [79] Misael Requena and Gustavo A. Ayala, "Evaluation of a simplified method for the determination of the nonlinear seismic response of RC frames," in *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, 2000.
- [80] Erol Kalkan and Sashi K. Kunnath, "Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures," *Journal of Structural Engineering*, vol. 132, no. 11, pp. 1721-1732, 2006.
- [81] Enrique Hernandez-Montes, Oh- Sung Kwon, and Mark A. Aschheim, "An energy based formulation for first and multiple-mode nonlinear static (Pushover) analyses," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 8, no. 1, pp. 69-88, 2004.
- [82] Erol Kalkan and Sashi K. Kunnath, "Assessment of current nonlinear static procedures for seismic evaluation of buildings," *Engineering Structures*, vol. 29, pp. 305-316, 2007.
- [83] Barbara Ferracuti, Rui Pinho, Marco Savoia, and Roberto Francia, "Verification of displacement-based adaptive pushover through multi-ground pushover analyses," *Engineering Structures*, vol. 8, no. 31, pp. 1789-99, 2009.
- [84] Vassilis K. Papanikolaou, Amr. S. Elnashai, and Juan F. Pareja, "Limits of Applicability of Conventional and Advanced Pushover Analysis for Seismic Response Assessment," Civil and Environmental Engineering Department, Mid America Earthquake Center, University of Illinois at Urbana-Champaign, 2005.
- [85] Sigmund A. Freeman, "Prediction of Response of Concrete Buildings to Severe Earthquake Motion," in *Proceedings of Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete*, Detroit, Michigan, U.S.A., 1978.
- [86] Tudor Postelnicu and Dan Zamfirescu, "Displacement based methods in the design practice of buildings," in *Proceedings of 12th ECEE*, London, 2002.
- [87] Helmut Krawinkler and Eduardo Miranda, "Performance-Based Earthquake Engineering," in *Earthquake engineering: from engineering seismology to performance-based engineering*. Boca Raton, Florida, USA: CRC Press, 2004, pp. 443-502.
- [88] "FEMA 274: NEHRP commentary on the guidelines on the seismic rehabilitation of buildings," Building Seismic Safety Council, Washington, DC, 1997.
- [89] "SR EN 1998-3-2005: Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur, Partea 3: Evaluarea și consolidarea construcțiilor," București, 2005.
- [90] Stelios Antoniou and Rui Pinho, "Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures," *Journal of Earthquake*, vol. 8, no. 4, pp. 497-522, 2004a.
- [91] CEN, "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance," Brussels, 2004.
- [92] Andrei M. Reinhorn, "Inelastic analysis techniques in seismic evaluations," in *Seismic design methodologies for the next generation of codes*, P. Fajfar H. Krawinkler (eds.). Balkema, Rotterdam,

1997, pp. 277-287.

- [93] Bora Genkturk and Amr S. Elanhai , "Development and application of an advanced capacity spectrum method," *Engineering Structures*, vol. 30, pp. 3344-3354, 2008.
- [94] Mark Aschheim and Edgar F. Black, "Yield point spectra for seismic design and rehabilitation," *Earthquake Spectra*, vol. 2000, no. 16.2, pp. 317-336, 2000.
- [95] SeismoSoft. SeismoStruct – A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures (Help file), (online), available from URL: <http://www.seismosoft.com>.
- [96] Antonio A. Correia and Francisco B.E. Virtuoso, "Nonlinear analysis of space frames," în *III European Conference on Computational Mechanics*, Springer Netherlands, 2006, pp. 107-107.
- [97] *user Manual, SeismoStruct, version 6.5*. Pavia, Italy: Sesimo-Soft Inc. Supporting Services, 2013.
- [98] Gregory G. Deierlein, Andrei M.i Reinhorn, and Michael R. Willform, "Nonlinear structural analysis for seismic design," NEHRP Seismic Design Technical Brief No 4, 2010.
- [99] Mahmoud M. Hachem , "BISPEC: Interactive software for the computation of unidirectional and bidirectional nonlinear earthquake spectra," *Structures 2004@ sBuilding on the Past, Securing the Future*. ASCE, pp. 1-12, 2004.
- [100] BISPEC. (2012) Interactive software for the computation of unidirectional and bidirectional nonlinear earthquake spectra, version 2.20(Help Manual).
- [101] ASRO, *SR EN 1991-1-1: Eurocod 1: Actions on structures, Part 1-1: General Actions, Densities, Self-Weight, imposed loads for buildings (in Romanian)*. Bucharest: ASRO, 2004.
- [102] IRS, *STAS 10107/0-90*. Bucharest: IRS, 1990.
- [103] (2010) Etabs Nonlinear Version 9.7.0.; Extended 3D Analisis of Building Systems; Computers and Structures Inc. software.
- [104] "SR EN 1990-2004: Eurocod: Bazele proiectării structurilor," Asociața Română de Standardizare (ASRO), București, 2004.
- [105] "P100-1: Proiectarea seismică a clădirilor. Volumul 2 - B. comentarii și exemple de calcul (Redactarea a I-a)," Universitatea Tehnică De Construcții București. Facultatea De Construcții Civile, Industriale Și Agricole,.
- [106] Seismosoft. (2013) SeismoMatch version 2.0.0 (online). Available at: <http://www.seismosoft.com/Match>.
- [107] Norman A. Abrahamson, "Non stationary spectral matching," *Seismological research letters* , vol. 63.1, no. 30, 1992.
- [108] Jonathan Julian J. Hancock, Peter J. Stafford, and Julian J. Bommer, "Numbers of scaled and matched accelerograms required for inelastic dynamic analyses," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 37, no. 17, pp. 1585-1607, 2008.
- [109] Cosmin Gruia Chiorean, "A computer method for nonlinear inelastic analysis of 3D composite steel-concrete frame structures," *Engineering Structures*, no. 57, pp. 125-152, 2013.
- [110] Cosmin Gruia Chiorean, Zsongor Ferdinand Gobesz, and Szabolcs Varga, "Térbeli tartószerkezetek Hatékony számítási modellezése," în *ÉPKO 2010: XIV. Nemzetközi építéstudományi konferencia*, Șumuleu-Ciuc, Romania, 2010, pp. 57-97.
- [111] Cosmin Gruia Chiorean, "A computer method for rapid design of composite steel-concrete cross-sections," *Open Civil Engineering Journal*, no. 7, 2013.
- [112] Frank C. Vecchio and Michael P. Collins, "The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear," *ACI Journal Proceedings*, vol. 83, no. 2, 1986.
- [113] Mohamad Mansour, Jung-Yoon Lee, and Hsu T.C. Thomas, "Cyclic stress-strain curves of concrete and steel bars în membrane elements," *Journal of Structural Engineering*, vol. 127, no. 23, pp. 1402-1411, 2001.
- [114] Cosmin Gruia Chiorean, "Computerised interaction diagrams and moment capacity contours for composite steel–concrete cross-sections," *Engineering Structures*, vol. 32.11, pp. 3734-3757, 2010.
- [115] Arash Yavari, Sharkani Shahram, and Thomas E. Moyer, "On applications of generalized functions to beam bending problems," *International Journal of Solids and Structures*, vol. 30, no. 70, pp. 5675-5705, 2000.

- [116] Cosmin Gruia Chiorean, "A computer method for nonlinear inelastic analysis of 3D semi-rigid steel frameworks," *Engineering Structures*, no. 31.12, pp. 3016-3033, 2009.
- [117] M A Crisfield, "A fast incremental/iterative solution procedure that handles "snap-through"," *Computers & Structures*, vol. 13, no. 1, pp. 55-62, 1981.
- [118] J. Coleman and Enrico Spacone, "Localization issues in force-based frame elements," *Journal of Structural Engineering*, vol. 127, no. 11, pp. 1257-1265, 2001.
- [119] B. Espion, "Benchmark examples for creep and shrinkage analysis computer programs," in *RILEM PROCEEDINGS. CHAPMAN & HALL*, 1993, pp. 877-877.
- [120] Sebastjan Bratina, Miran Saje, and Igor Planinc, "On materially and geometrically non-linear analysis of reinforced concrete planar frames," *International Journal of Solids and Structures*, vol. 41, no. 21, pp. 7181-7207, 2004.
- [121] CEB-FIP Model Code, "Fib model code for concrete structures 2010," Document Competence Center Siegmund Kästl eK, Germany, 2010.
- [122] Quang Huy Nguyen, Mohammed Hjjaj Brian Uy, and Samy Guezouli, "Analysis of composite beams in the hogging moment regions using a mixed finite element formulation," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 65, no. 3, pp. 737-748.
- [123] Bill L. Gunnin, Franz N. Rad, and Richard W. Furlong, "A general nonlinear analysis of concrete structures and comparison with frame tests," *Computers & Structures*, vol. 7, no. 2, pp. 257-265, 1997.
- [124] Phil M. Ferguson and John E. Breen, "Investigation of the long concrete column in a frame subject to lateral loads," *Special Publication*, vol. 13, pp. 75-119, 1966.
- [125] William Ballantyne Cranston, "Tests on reinforced concrete frames: Pinned portal frames," Cement and Concrete Association, 1965.
- [126] Francesco Marmo and Luciano Rosati, "An improved flexibility-based nonlinear frame element endowed with the fiber-free formulation," in *European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering (ECCOMAS 2012)*, Vienna, Austria, , pp. 1-17.
- [127] Frank Vecchio and Mohamed Basil Emara, "Shear deformations in reinforced concrete frames," *Structural Journal*, pp. 46-56, 1993.
- [128] Frank Vecchio and Michael Collins, "The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear," *ACI J.*, vol. 83, no. 2, pp. 219-231, 1983.
- [129] Eivind Hognestad, "Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members, Bulletin; no. 399," University of Illinois. Engineering Experiment Station. , 399 1951.
- [130] Szabolcs Varga and Cosmin G. Chiorean, "A Computer Method for Advanced Pushover Analysis of Reinforced-Concrete Frameworks," in *Proceedings of the Fifteenth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing*, Praga, 2015.
- [131] Melina Bosco, Aurelio Ghersi, and Marino M. Edoardo, "On the evaluation of seismic response of structures by nonlinear static methods," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 38, no. 13, pp. 1465-1482, 2009.
- [132] Paolo Giorgi and Roberto Scotta, "Validation and improvement of N1 method for pushover analysis," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 55, pp. 140-147, 2013.
- [133] Triantafyllos K. Makarios, "Optimum definition of equivalent non-linear SDF system in pushover procedure of multistory r/c frames," *Engineering structures*, no. 27.5, pp. 814-825, 2005.
- [134] Grigorios Manoukas, Asimina Athanatopoulou, and Ioannis Avramidis, "Static pushover analysis based on an energy-equivalent SDOF system," *Earthquake Spectra* , vol. 27, no. 1, pp. 89-105, 2011.
- [135] Anil K. Chopra and Rakesh K. Goel, "A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 33, no. 8, pp. 903-927, 2004.
- [136] Mehdi Pourcha, Faramarz Khoshnoudian, and A. S. Moghadam, "The extended consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of two-way unsymmetric-plan tall buildings under influence of two horizontal components of ground motions," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 63, pp. 162-173, 2014.
- [137] A. S. Moghadam and W. K. Tso, "3-D pushover analysis for damage assessment of buildings," *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, no. 2.3, pp. 23-31, 2000.

- [138] Wei Huang and Phillip Gould, "3-D pushover analysis of a collapsed reinforced concrete chimney," *Finite Elements in Analysis and Design*, vol. 43, no. 11, pp. 879-887, 2007.
- [139] Peter Fajfar, Kilar Vojko, D. Marusic, I. Perus, and G. Magliulo, "The extension of the N2 method to asymmetric buildings," in *4th European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures*, 2005, p. Proceedings of the.
- [140] Maja Kreslin and Peter Fajfar, "The extended N2 method considering higher mode effects in both plan and elevation," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 10, no. 2, pp. 695-715, 2012.
- [141] Carlos Bhatt and Rita Bento, "Estimating torsional demands in plan irregular buildings using pushover procedures coupled with linear dynamic response spectrum analysis," *Seismic Behaviour and Design of Irregular and Complex Civil Structures*, pp. 219-213, 2013.
- [142] Mehdi Poursha, Faramarz Khoshnoudian, and A. S. Moghadam, "A consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of tall buildings," *Engineering Structures*, no. 31.2, pp. 591-599, 2009.
- [143] Grigorios Manoukas, Asimina Athanatopoulou, and Ioannis Avramidis, "Multimode pushover analysis for asymmetric buildings under biaxial seismic excitation based on a new concept of the equivalent single degree of freedom system," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 38, pp. 88-96, 2012.
- [144] Kazem Shakeri, Karim Tarbali, and Mohtasham Mohebbi, "An adaptive modal pushover procedure for asymmetric-plan buildings," *Engineering Structures*, vol. 36, pp. 160-172, 2012.
- [145] Nigel M.J. Priestley, "Masonry," in *Design of Earthquake Resistant Structures*. Plymouth, U. K.: Pentech Press, 1980.
- [146] Thomas Paulay, Hugo Bachmann, and Konrad Moser, *Proiectarea structurilor de beton armat la acțiuni seismice*. București: Editura Tehnică, 1997.
- [147] Robert Park and Thomas Paulay, *Reinforced Concrete Structures*. New York: John Wiley & Sons, 1975.
- [148] Farzad Naeim, Hussain Bhatia, and Roy M. Lobo, "Performance Based Seismic Engineering," in *Seismic Design Handbook*, 2nd ed.: Kluwer, 2001, pp. 769-781.
- [149] Eduardo Miranda and Sinan Akkar, "Critical Review of Equivalent Linear Methods in ATC-40," in *Fifth National Conference on Earthquake Engineering*, Istanbul, Turkey, 2003, pp. 26-30.
- [150] Nakashima Masayoshi, Mosalam Khalid M. Marino Eduardo M., "Comparison of European and Japanese seismic design of steel building structures," *Engineering Structures*, vol. 27, pp. 827-840, 2005.
- [151] Akshay Gupta and Helmuth Krawinkler, "Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures," The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford, CA, Report No. 132, 1999.
- [152] Tarța Gabriel, "Proiectarea seismică a structurilor, stadiul actual, observații critice și propuneri pentru noi abordări," Cluj-Napoca, 2012.
- [153] Anil K. Chopra, *Dynamics of Structures: A Primer*. Oakland, CA, USA: Earthquake Engineering Research Institute, 1981.
- [154] "P100-81: Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozootehnice și industriale," București, 1981.
- [155] "P100-78: Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozootehnice și industriale," București, 1978.
- [156] "P100-3: Cod de evaluare și proiectare a lucrărilor de consolidare la clădiri existente, vulnerabile seismic, Vol. 1-Evaluare, Redactarea a I-a," București, 2009.
- [157] "NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings (and Other Structures)," Washington, DC, 2000.
- [158] "FEMA 349: Action plan for performance based seismic design," Building Seismic Safety Council, Washington, DC, 2000.
- [159] Michalis Fragiadakis and Manolis Papadrakakis, "Modeling, analysis and reliability of seismically excited structures: computational issues," *International Journal of Computational Methods*, vol. 5, no. 4, pp. 483-511, 2008.

- [160] Satyendra K. Ghosh, "Seismic Design Provisions în U.S. Codes and Standards: A look back and ahead," *PCI Journal*, vol. 47, no. 1, 2002.
- [161] Nigel M.J. Priestley and Gustavo M. Calvi, "Concepts and procedures for direct displacement-based," în *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*. Balkema, Rotterdam, pp. 171-181.
- [162] Szabolcs Varga, "Tendințe actuale în calculul seismic al structurilor din cadre," Cluj-Napoca, România, Raport de cercetare științifică nr.1 2009.
- [163] Szabolcs Varga, "Modalități de actualizare a forțelor incrementale și calcul al depalsării țintă pentru analiza pushover cu distribuție de forțe adaptivă," Cluj-Napoca, România, Raport de cercetarea științifică nr.2 2011.
- [164] Alexandrina Pretorian, *Proiectarea construcțiilor civile*. București: Editura Matrix Rom, 2000, vol. 2, pp. 3-25.
- [165] Farzad Naeim, *The seismic design handbook*.: Kluwer Academic Publishers, 2001, pp. 249-274.
- [166] Paul Ioan and Ștefan Betea, *Structuri metalice multietajate amplasate în zone seismice*. București: Editura MatrixRom, 2002, pp. 33-51.
- [167] Reza et al. Abbasnia, "Evaluation of the Displacement-Based and the Force-Based Adaptive Pushover Methods în Seismic Response Estimation of Irregular Buildings Considering Torsional Effects," *World Academy of Science, Engineering and Technology*, vol. 70, pp. 107-115, 2010.
- [168] Iolanda G. Crăifăleanu, "Studies on response modification factors for Vrancea earthquakes," *Buletinul AICPS*, no. 2, pp. 34-40, 1998.
- [169] M. A. Lopez-Menjivar and Rui Pinho, "A review of existing pushover methods for 2-D reinforced concrete buildings," Rose School, Pavia(Italy), 2004.
- [170] Iolanda G. Crăifăleanu, "Studii asupra spectrelor seismice de răspuns inelastic pentru cutremurele de pământ vrâncene," *Buletinul AICPS*, no. 3, pp. 62-68, 1999.
- [171] Chiara Casarotti and Rui Pinho, "An adaptive capacity spectrum method for assessment of bridges subjected to earthquake action," *Bulletin of Earthquake Engineering*, no. 5.3, pp. 377-390, 2007.
- [172] Sinan D. Akkar, Eduardo Miranda, and Jorge Ruiz-Garcia, "Critical Review of Displacement Modification Factors în FEMA-273/356. Paper No: AE-018," în *Fifth National Conference on Earthquake Engineering*, 2003, pp. 26-30.
- [173] Helena Meireles, Rui Pinto, Rita Benti, and Stelios Antoniou, "Proceedings of first European conference on earthquake engineering and seismology," , Geneva, 2006, p. no.619.
- [174] Eduardo Miranda and Jorge Ruiz-Garcia, "Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands," *Earthquake engineering & structural dynamics*, no. 31.3, pp. 539-560, 2002.
- [175] Sinan Akkar and Asli Metin, "Assessment of improved nonlinear static procedures în FEMA-440," *Journal of Structural Engineering*, no. 133.9, pp. 1237-1246, 2007.
- [176] Yu-Yuan Lin and Eduardo Miranda, "Evaluation of equivalent linear methods for estimating target displacements of existing structures," *Engineering structures* , no. 31.12, p. 2009, 3080-3089.
- [177] Rui Pinho, Chiara Casarotti, and Stelios Antoniou, "A comparison of single-run pushover analysis techniques for seismic assessment of bridges," *Earthquake engineering & structural dynamics*, no. 36.10, pp. 1347-1362, 2007.
- [178] F.R. Rofooeia and col., "Adaptive pushover analysis," *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, no. 8.3, pp. 343-358, 2007.
- [179] Dimitrios Vamvatsikos and Allin C. Cornell, "Incremental dynamic analysis," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, no. 31.3, pp. 491-514, 2002.
- [180] Mitsumasa Midorikawa and col., "Performance-based seismic design code for buildings în Japan," *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, no. 4.1, pp. 15-25, 2003.
- [181] Ardeleanu L. and col., "Probabilistic seismic hazard map for Romania as a basis for a new building code," vol. 5, pp. 679-684, 2005.
- [182] Mehmet Inel and Baytan Ozmen Hayri, "Effects of plastic hinge properties în nonlinear analysis of reinforced concrete buildings," *Engineering structures*, no. 28.11, pp. 1494-1502, 2006.
- [183] Mehmet Inel, Tjhin Tjen, and Mark Aschheim, "The significance of lateral load pattern în pushover

- analysis," in *Proceedings Fifth National Conference on Earthquake Engineering Istanbul*, Turkey, 2003.
- [184] A. J. Kappos, T. S. Paraskeva, and A. G. Sextos, "Modal pushover analysis as a means for the seismic assessment of bridge structures," in *Proceedings of the 4th European Workshop the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures*, Thessaloniki, Greece, 2005.
- [185] Sun-Pil Kim and Yahya C. Kurama, "An alternative pushover analysis procedure to estimate seismic displacement demands," *Engineering structures*, no. 30.12, pp. 3793-3807, 2008.
- [186] Shunshuke Otani, "Seismic vulnerability assessment methods for buildings in Japan," *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, no. 2.2, pp. 47-56, 2000.
- [187] Park Honggun and Eom Taesung, "Direct inelastic earthquake design using secant stiffness," *Journal of Structural Engineering*, no. 131.9, pp. 1355-1362, 2005.
- [188] X-K. Zou and C-M. Chan, "Optimal seismic performance-based design of reinforced concrete buildings using nonlinear pushover analysis," *Engineering structures*, no. 27.8, pp. 1289-1302, 2005.
- [189] Cosmin Gruia Chiorean, "Application of pushover analysis on reinforced concrete bridge model," in *4th European Workshop on the Seismic Behavior of Irregular and Complex Structures*, Thessaloniki, Greece, 2003.
- [190] Emrah Erduran, "Assessment of current nonlinear static procedures on the estimation of torsional effects in low-rise frame buildings," *Engineering Structures*, no. 30.9, pp. 2548-2558, 2008.
- [191] Rakesh K. Goel and Anil K. Chopra, "Evaluation of modal and FEMA pushover analyses: SAC buildings," *Earthquake Spectra*, vol. 20.1, pp. 225-254, 2004.
- [192] Zhihao Lu, Hanbin Ge, and Tsutomu Usami, "Applicability of pushover analysis-based seismic performance," *Engineering structures*, no. 26, pp. 1957-1977, 2004.
- [193] Marco Mezzi and col., "Pseudo-energy response spectra for the evaluation of the seismic response from pushover analysis," in *1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, 2006.
- [194] Boyan Mahaylov, "Analysis of Code Procedures for Seismic Assessment of Existing Buildings: Italian Seismic Code, EC8, ATC-40, FEMA356, FEMA440.," Roseschool, Pavia, Italy, 2006.
- [195] Thomas Paulay, "A simple Seismic Design Strategy Based on Displacement and Ductility Compatibility," *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, no. 1.1, pp. 51-67, 1991.
- [196] Nasim K. Shattarat and col., "Evaluation of nonlinear static analysis methods and software tools for seismic analysis of highway bridges," *Engineering Structures*, no. 30.5, pp. 1335-1345, 2008.
- [197] Mark Aschheim and Enrique Montes-Hernandez, "The representation of P- Δ effects using Yield Point Spectra," *Engineering structures*, no. 25.11, pp. 1387-1396, 2003.
- [198] Armagan Korkmaz, A. Sari, and Akbas Bulent, "An Evaluation of Pushover Analysis for Various Load Distributions," in *5th National Conference on Earthquake Engineering*, Turkey, 2003.
- [199] Barbara Borzi, Rui Pinho, and Helen Crowley, "Simplified pushover-based vulnerability analysis for large-scale assessment of RC buildings," *Engineering Structures*, vol. 30.3, pp. 804-820, 2008.
- [200] Farzad Naeim, "Impact of the 1994 Northridge earthquake on the art and practice of structural engineering," *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, no. 13.5, pp. 373-389, 2004.
- [201] Qiang Xue, "Assessing the accuracy of the damping models used in displacement-based seismic demand evaluation and design of inelastic structures," *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, no. 3.2, pp. 37-45, 2001.
- [202] Hesameddin Aslani and Miranda Eduardo, "Probability-based seismic response analysis," *Engineering Structures*, no. 27.8, pp. 1151-1163, 2005.
- [203] Michel Bruneau and Koji Yoshimura, "Damage to masonry buildings caused by the 1995 Hyogo-ken Nanbu (Kobe, Japan) earthquake," *Canadian Journal of Civil Engineering*, no. 23.3, pp. 797-807, 1996.
- [204] Michel Bruneau, "Performance of masonry structures during the 1994 Northridge (Los Angeles) earthquake.," *Canadian Journal of Civil Engineering*, no. 22.2, pp. 378-402, 1995.
- [205] Robert Tremblay and col., "Performance of steel structures during the 1994 Northridge earthquake.," *Canadian Journal of Civil Engineering*, no. 22.2, pp. 338-360, 1995.

- [206] Dong-Guen Lee and col., "Evaluation of seismic performance of multistory building structures based on the equivalent responses," *Engineering structures*, no. 28.6, pp. 837-856, 2006.
- [207] Huang Wei and Phillip L. Gould, "3-D pushover analysis of a collapsed reinforced concrete chimney.," *Finite Elements in Analysis and Design*, no. 43.11, pp. 879-887, 2007.
- [208] Nathan M. Newmark and William J. Hall, "Seismic design criteria for nuclear reactor facilities," in *Proceedings 4th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile, 1969.
- [209] Stavrou Anestis Veletsos, Nathan Montimore Newmark, and V. C. Chelapati, "Deformation spectra for elastic and elastoplastic systems subjected to ground shock and earthquake motions.," in *Proceedings of the 3rd world conference on earthquake engineering*, 1965.
- [210] I. Yüksel and Z. Polat, "Yield state investigation of reinforced concrete frames from a new point of view.," *Engineering structures*, no. 27.1, pp. 119-127, 2005.
- [211] Xin Zhang, Kevin KF Wong, and Yi Wang, "Performance assessment of moment resisting frames during earthquakes based on the force analogy method," *Engineering structures*, no. 29.10, pp. 2792-2802, 2007.
- [212] Erol Kalkan and Anil K. Chopra, "Modal-pushover-based ground-motion scaling procedure," *Journal of Structural Engineering*, no. 137.3, pp. 298-310, 2010.
- [213] Barbara Borzi and col., "Inelastic spectra for displacement-based seismic design," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, no. 21.1, pp. 47-61, 2001.
- [214] Athol J. Carr, "The generation of in-elastic response spectra for earthquake acceleration records," , Christchurch, New Zealand, 2003.
- [215] Yi Jiang, Gang Li, and Yang Dixiong, "A modified approach of energy balance concept based multimode pushover analysis to estimate seismic demands for buildings," *Engineering Structures*, no. 32.5, pp. 1272-1283, 2010.
- [216] Nikos D. Lagaros and Michalis Fragiadakis, "Evaluation of ASCE-41, ATC-40 and N2 static pushover methods based on optimally designed buildings," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, no. 31.1, pp. 77-90, 2011.
- [217] Yong Lu and Jianwu Wei, "Damage-based inelastic response spectra for seismic design incorporating performance considerations," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, no. 28.7, pp. 536-549.
- [218] Shri Pal, S. S. Dasaka, and A. K. Jain, "Inelastic response spectra," *Computers & structures*, no. 25.3, pp. 335-344, 1987.
- [219] Edgar F. Black and Mark Aschheim, "Seismic design and evaluation of multistory buildings using yield point spectra," Civil and Environmental Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois, 2000.
- [220] M. O. Makmalbaf, Nav F. Mohajeri, and Zabihi M. Samani, "Assessment of the Adaptive Pushover Analysis Using Displacement-based Loading in Prediction the Seismic Behaviour of the Unsymmetric-Plan Buildings," *World Academy of Science, Engineering and Technology*, no. 75, p. 2011, 377-383.
- [221] Mehmed Causevic and Sasa Mitrovic, "Comparison between non-linear dynamic and static seismic analysis of structures according to European and US provisions," *Bulletin of earthquake engineering*, no. 9.2, pp. 467-489, 2011.
- [222] Erol Kalkan and Anil K. Chopra, "Evaluation of modal pushover-based scaling of one component of ground motion: tall buildings," *Earthquake Spectra*, no. 28.4, pp. 1469-1493, 2012.
- [223] Ramin Tabatabaei and Mohammad Ershad Rahmanian, "Application of the Yield Point Spectra (YPS) Method in Performance Design of Steel and Reinforced Concrete Frames," *Journal of Civil Engineering Research*, no. 2.4, pp. 18-24, 2012.
- [224] Mladen Ćosić and Stanko Brčić, "Iterative displacement coefficient method: mathematical formulation and numerical analyses," *Građevinar*, no. 65.03., pp. 199-211, 2013.
- [225] Dan Lungu and col., "Probabilistic seismic hazard analysis for inelastic structures on soft soils," in *Proceedings of Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, 1996.
- [226] Eduardo Miranda, "Site-dependent strength-reduction factors," *Journal of Structural Engineering*, no. 119.12, pp. 3503-3519, 1993.
- [227] Mehrdad Seifi and col., "Enhancements in idealized capacity curve generation for reinforced concrete regular framed structures subjected to seismic loading," *Journal of Civil Engineering and*

- Management*, no. 14.4, pp. 251-262, 2008.
- [228] Mark Ascheim, "Seismic design based on the yield displacement," *Earthquake Spectra*, no. 18.4, pp. 581-600, 2002.
- [229] Barbara Borzi and Amr S. Elnashai, "Refined force reduction factors for seismic design," *Engineering Structures*, no. 22.10, pp. 1244-1260, 2000.
- [230] Dan Lungu and col., "Frequency bandwidth of Vrancea earthquakes and the 1991 edition of seismic code în Romania," în *Earthquake Engineering, Tenth World Conference*, p. 1992.
- [231] CSI. (2010) SAP2000: Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures 14.0. software.
- [232] CSI. (2010) Computer Program ETABS Nonlinear v9.7.2. software.
- [233] Grăia Cosmin Chiorean, Zsongor Ferdinand Gobesz, and Szabolcs Varga, "Térbeli tartószerkezetek hatékony számítási példája," în *ÉPKO 2010: XIV. Nemzetközi Építéstudományi Konferencia*, Şumuleu-Ciuc, Romania, 2010, pp. 65-70.
- [234] Mehdi Porucha , Faramarz Khoshnoudian, and A. S. Moghadam, "A consecutive modal pushover procedure for nonlinear static analysis of one-way unsymmetric-plan tall buildings," *Engineering structures*, vol. 33, pp. 2417-2434, 2011.
- [235] Florin Lucian Perde, "Abordarea energetică a răspunsului seismic al structurilor metalice cu brațe rigide," Universitatea Tehnică Cluj-Napoca. Facultatea de Construcții, Cluj-Napoca, Teză de doctorat 2014.

ANEXA A. REZULTATELE VARIANTEI GRAFICE A METODEI PROPUSE DE DETERMINARE A DEPLASĂRILOR ȚINTĂ (CAP.6)

În continuare sunt prezentate rezultatele aplicării metodei de determinare a deplasărilor inelastice cu ajutorul reprezentării grafice.

Au fost determinate deplasările inelastice prin considerarea următoarelor variante:

- trei tipuri de structuri cu înălțimea de 4, 9 și 15 etaje
- distribuție forțe triunghiulară fixă, respectiv distribuție de forțe adaptivă
- opt accelerograme înregistrate în zona Vrancea în anii 1977 și 1986 scalate pentru două intensități seismice
- patru modele histeretice

Prin luarea în considerare a variabilelor sus-menționate au fost determinate deplasările inelastice în $3 \times 2 \times 8 \times 2 \times 4 = 384$ de cazuri distincte, arătate în figurile 8.1 – 8.24. Cele 384 de cazuri sunt reprezentate alternativ în format $S_a^* - T^*$, respectiv $D^* - T^*$, rezultând în total 192 de figuri.

Pe fiecare pagină sunt reprezentate rezultatele pentru unul dintre cele 3 tipuri de structuri, cu digrama de capacitate biliniară trasată cu ajutorul unei analize pushover cu distribuție de forțe fixă sau adaptivă și pentru cele patru modele histeretice considerate: BE - biliniar elastic, CL - "Clough" cu degradare a rigidității, MCL – "Clough" modificat, și BP - biliniar plastic. Pentru detaliile aplicării metodei cititorul este îndrumat spre capitolele 6.3 și 6.4. Rezultatele numerice în materie de deplasări sunt prezentate în Tab. 6-20 - Tab. 6-31. Rezultatele în deplasări globale calculate pe cale analitică și pe cale grafică sunt identice.

Figurile (paginile) prezentate în Anexa A, se vor citi conform explicațiilor din Tab. A-1

CERINȚA	INCERC 77 N-S	INCERC 77 E-W
	INCERC 86 N-S	INCERC 86 E-W
	OTOPENI 86 N-S	OTOPENI 86 E-W
	TITULESCU 86 N-S	TITULESCU 86 E-W

Fig. x. – x. Date referitoare la structura, distribuția de forțe, nivel de solicitare

Tab. A-1 Tabel explicativ al figurilor din Anexa A

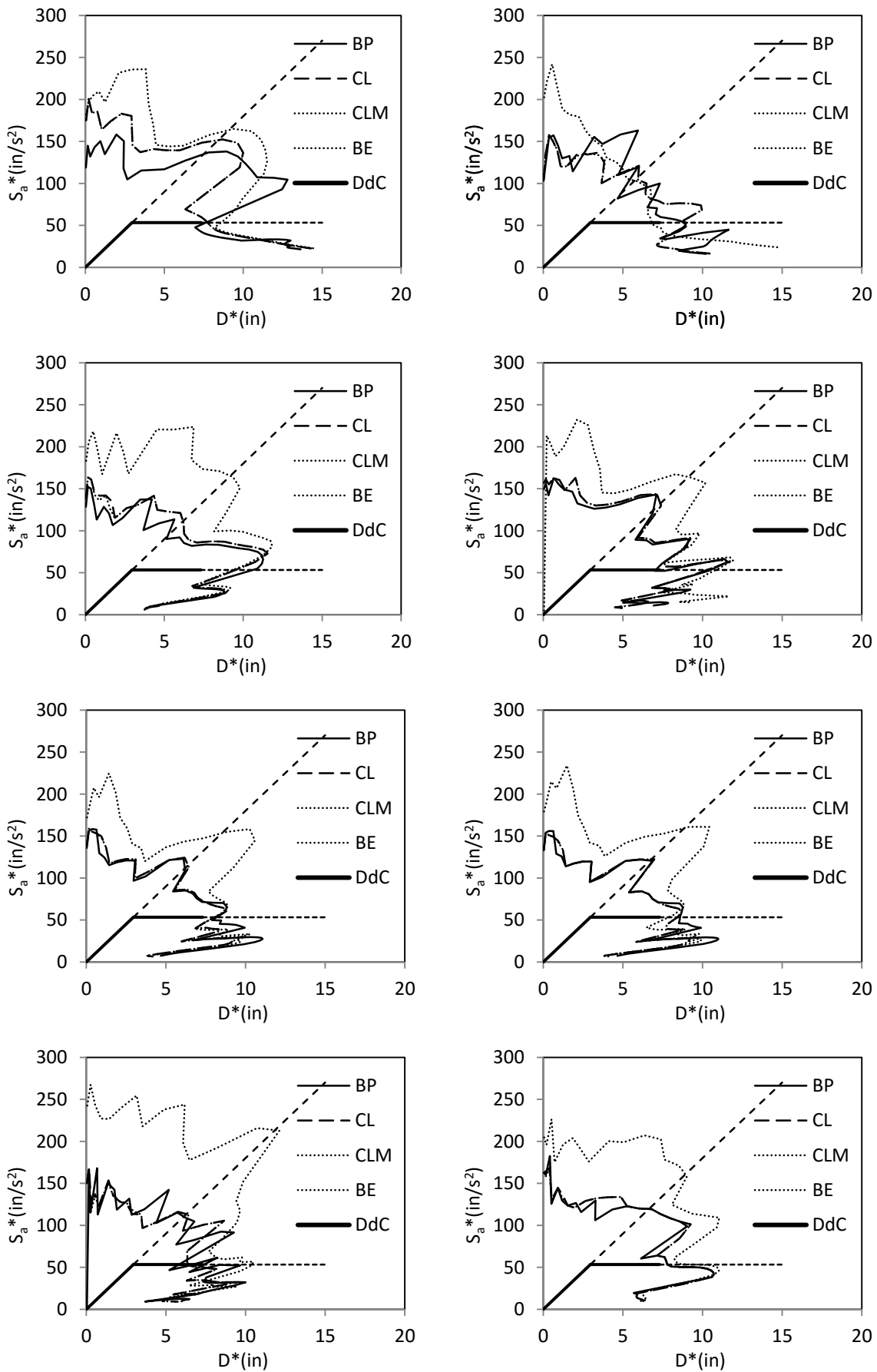


Fig. A-1. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format S_a - D^* pentru structura 1, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,12g

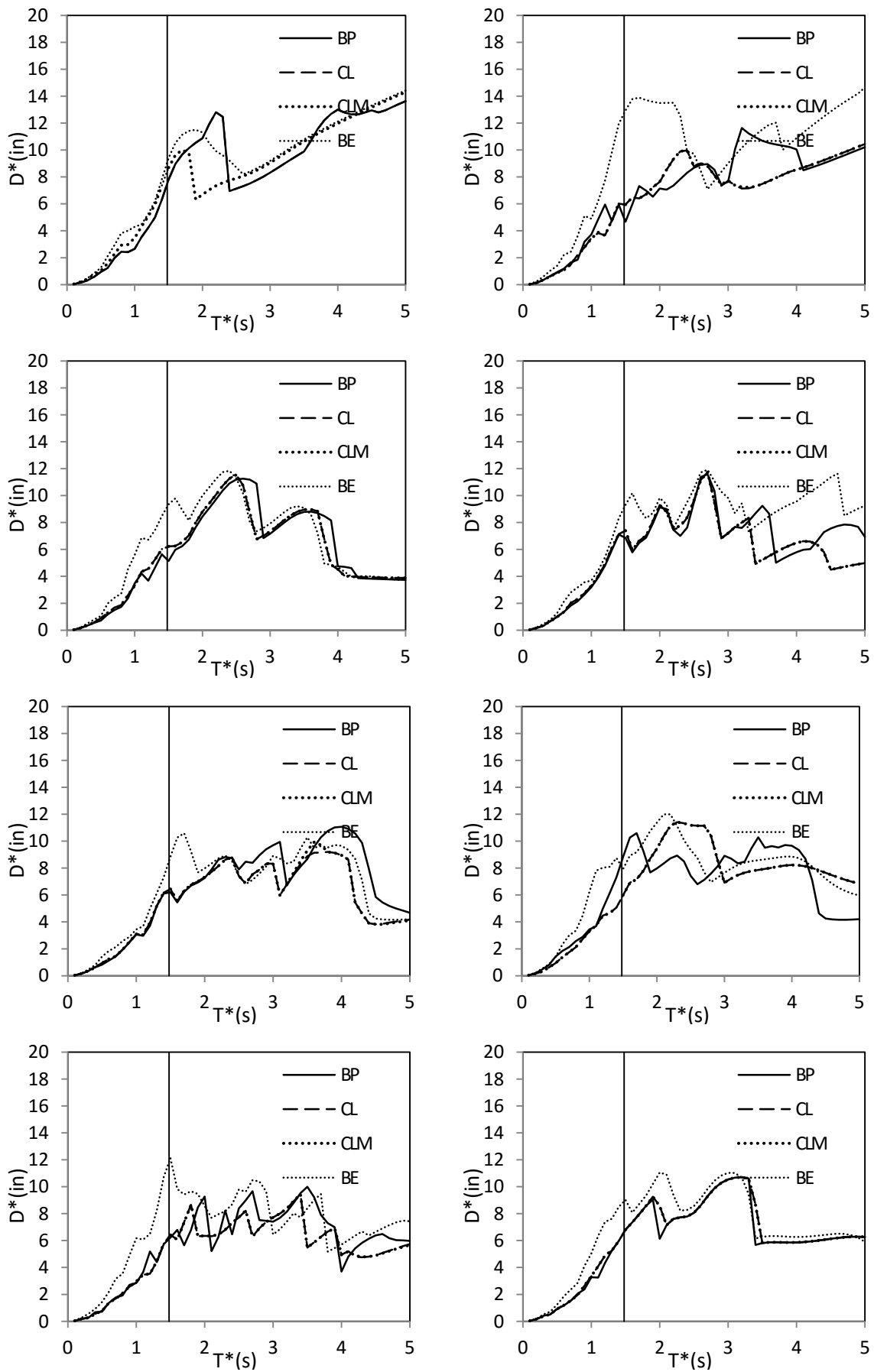


Fig. A-2. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format D^*-T^* pentru structura 1, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,12g

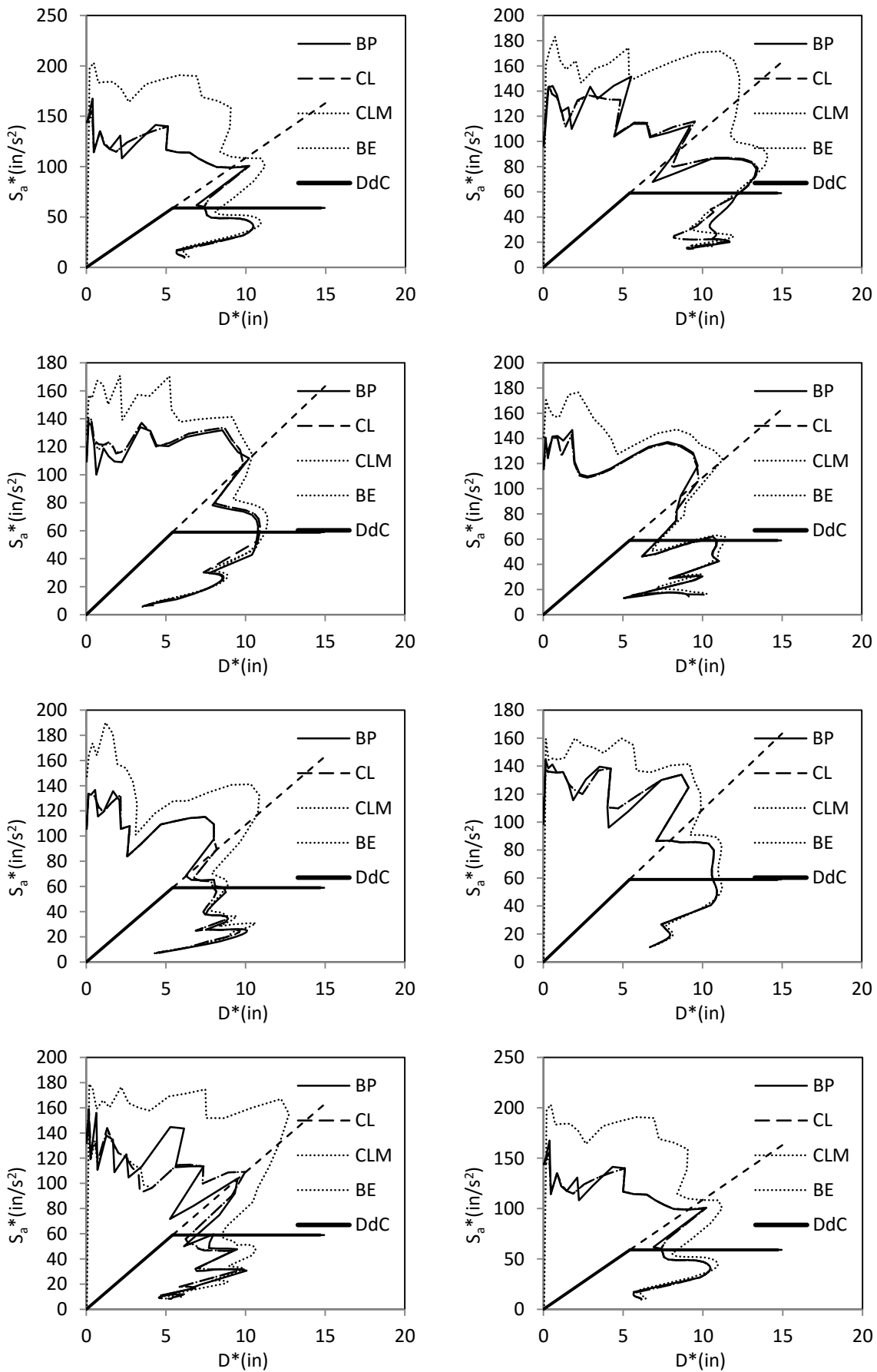


Fig. A-3. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format S_a - D^* pentru structura 2, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,12g

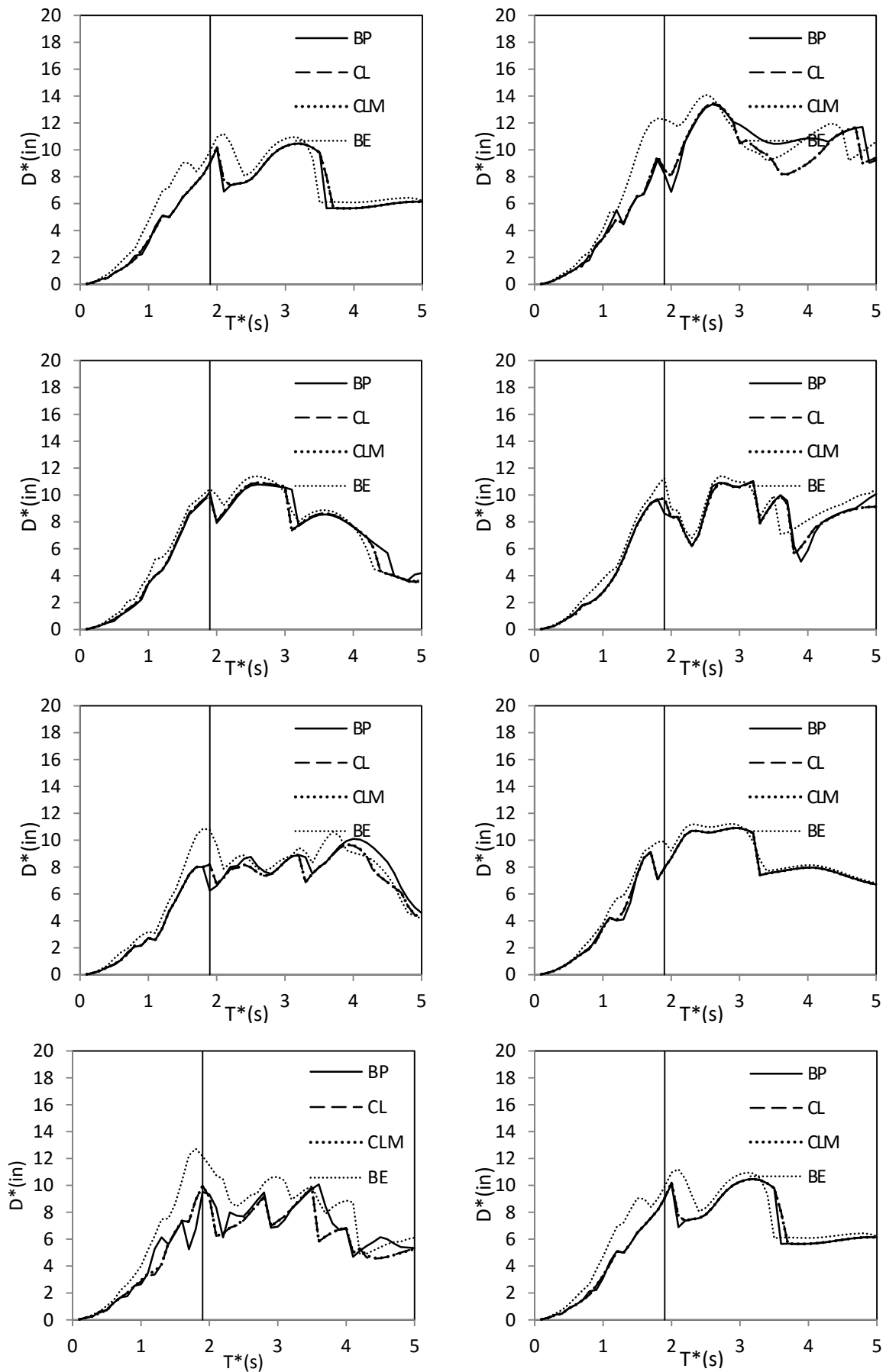


Fig. A-4. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format D^*-T^* pentru structura 2, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,12g

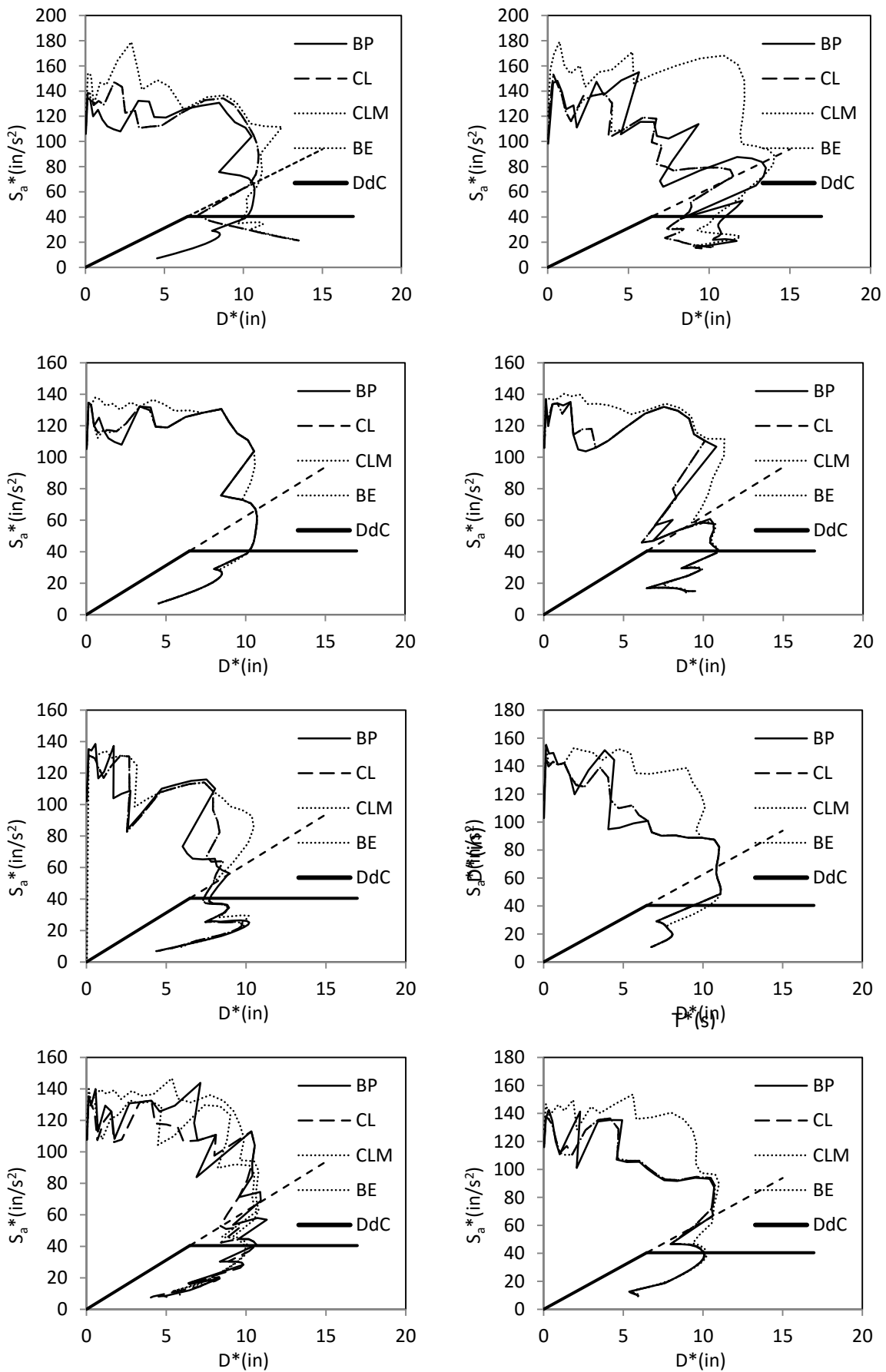


Fig. A-5. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format S_a - D^* pentru structura 3, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,12g

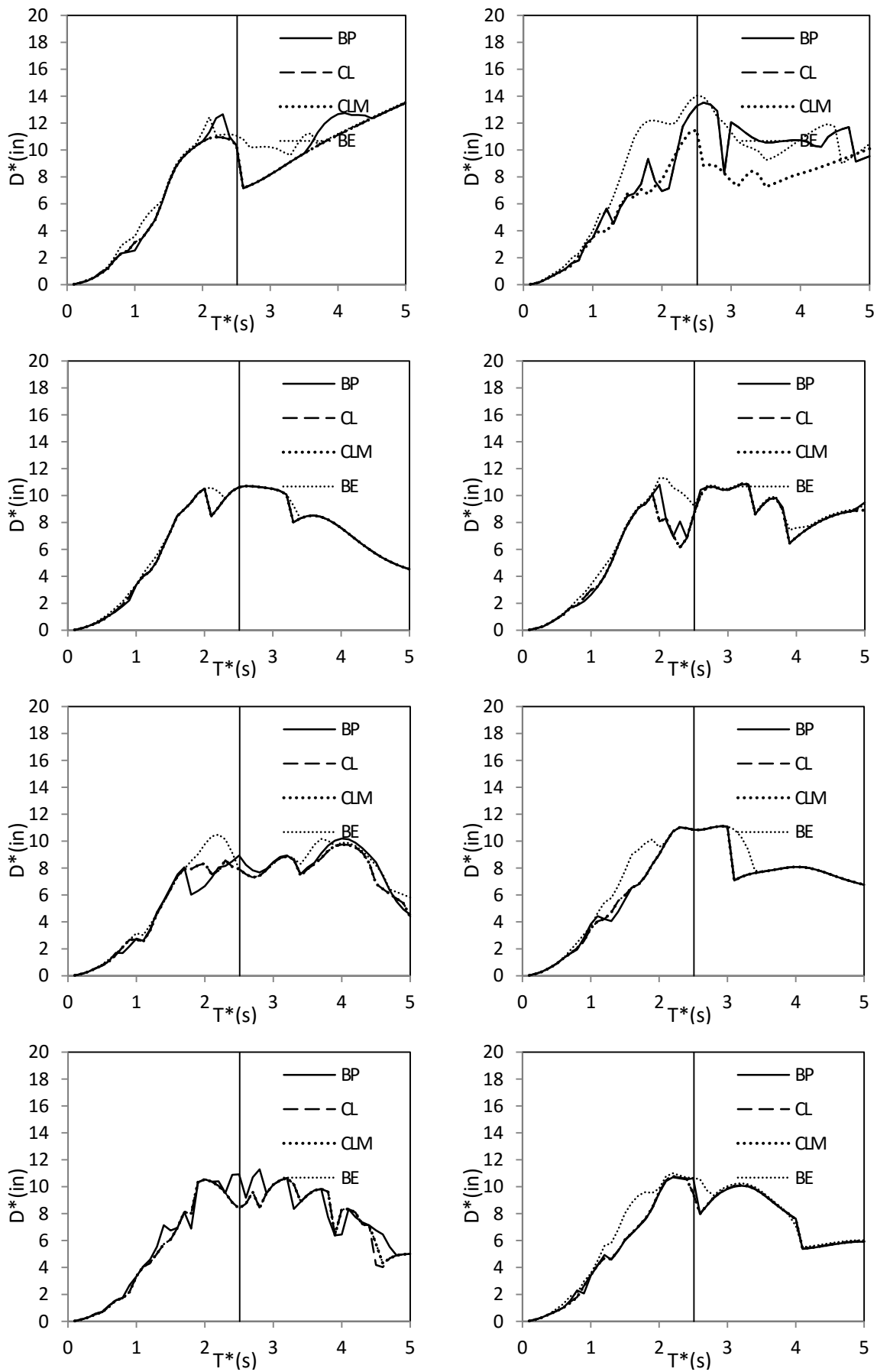


Fig. A-6. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format D^*-T^* pentru structura 3, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,12g

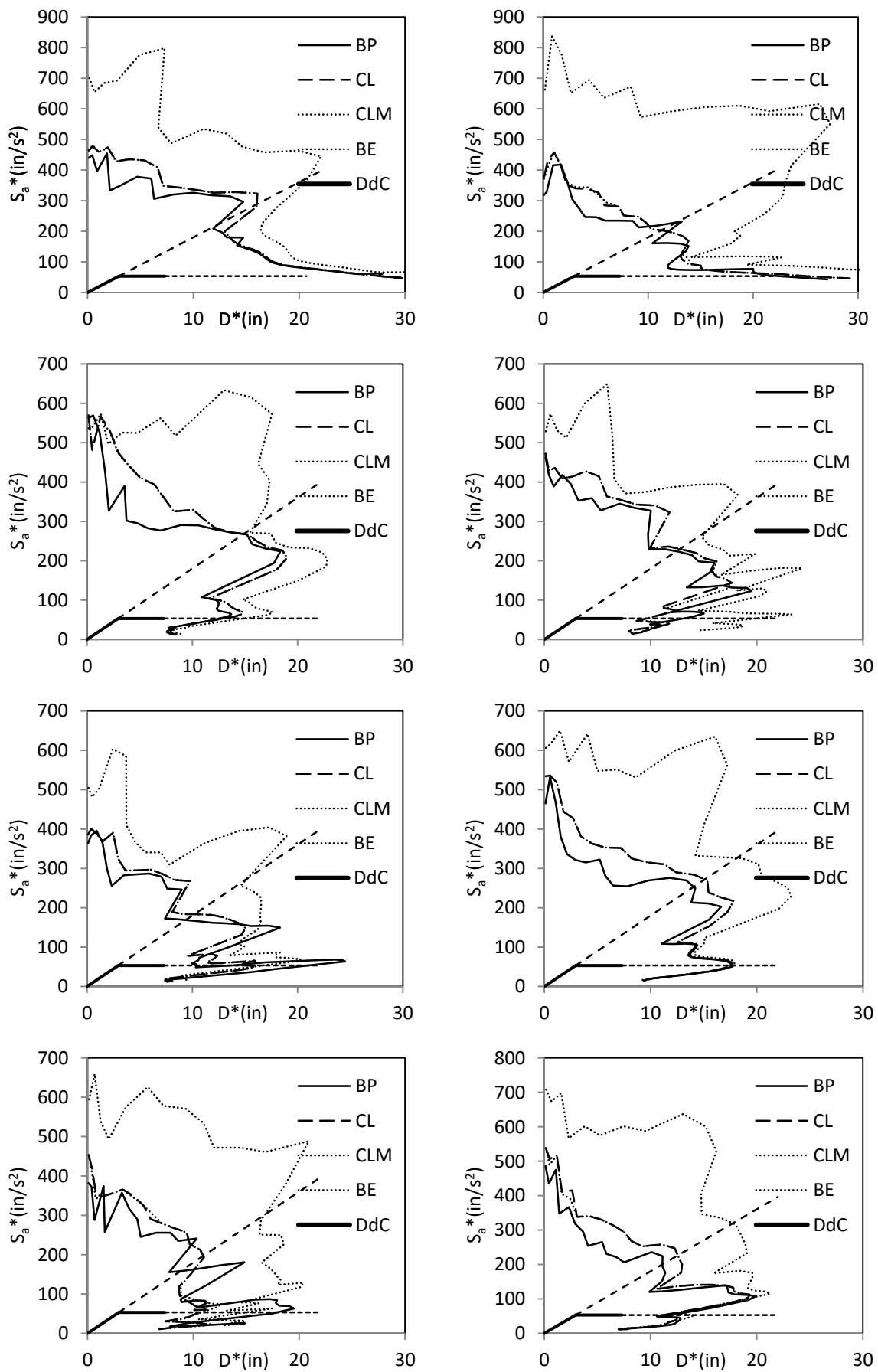


Fig. A-7. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format S_a - D^* pentru structura 1, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,24g

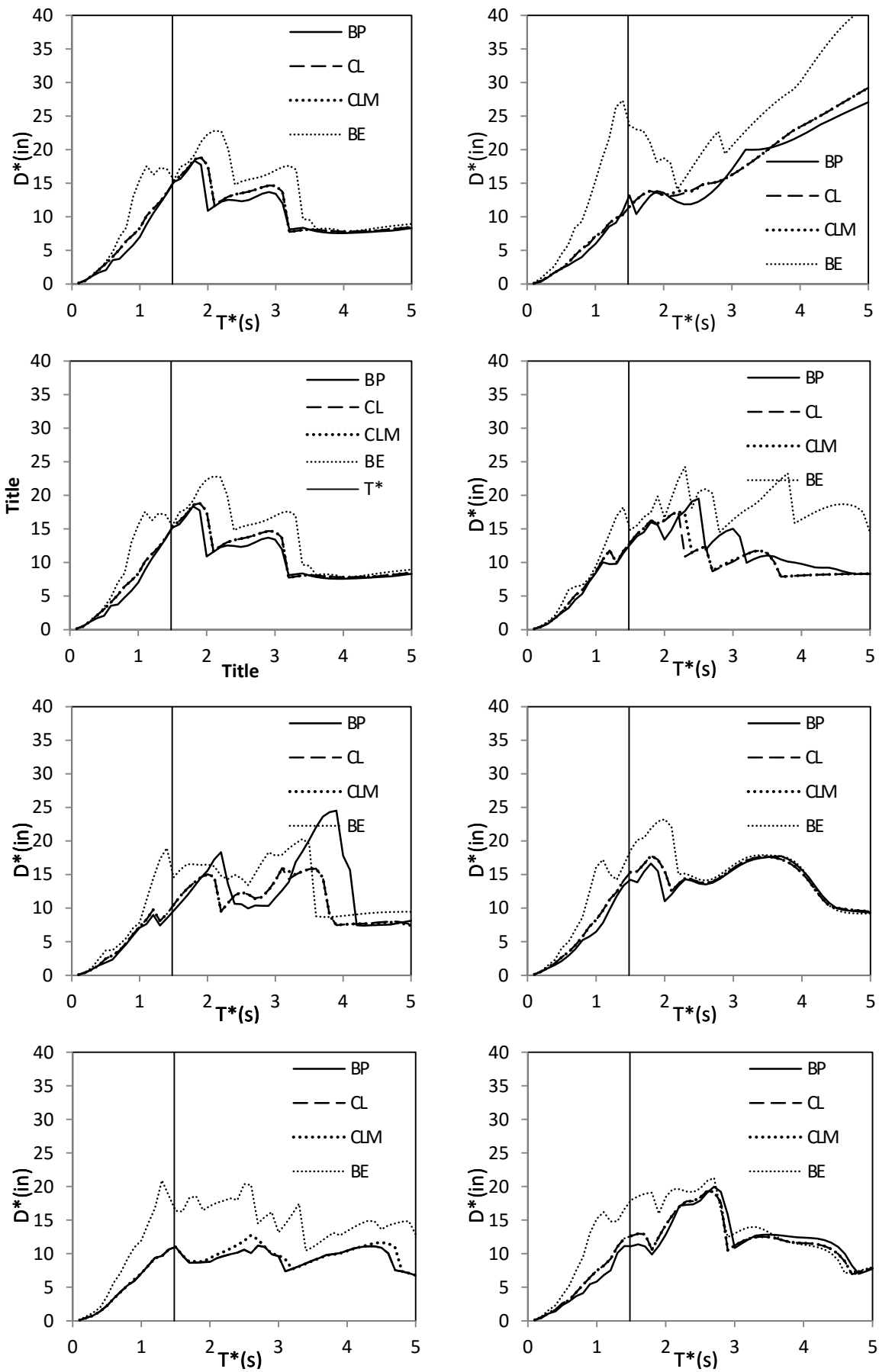


Fig. A-8. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format D^* - T^* pentru structura 1, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,24g

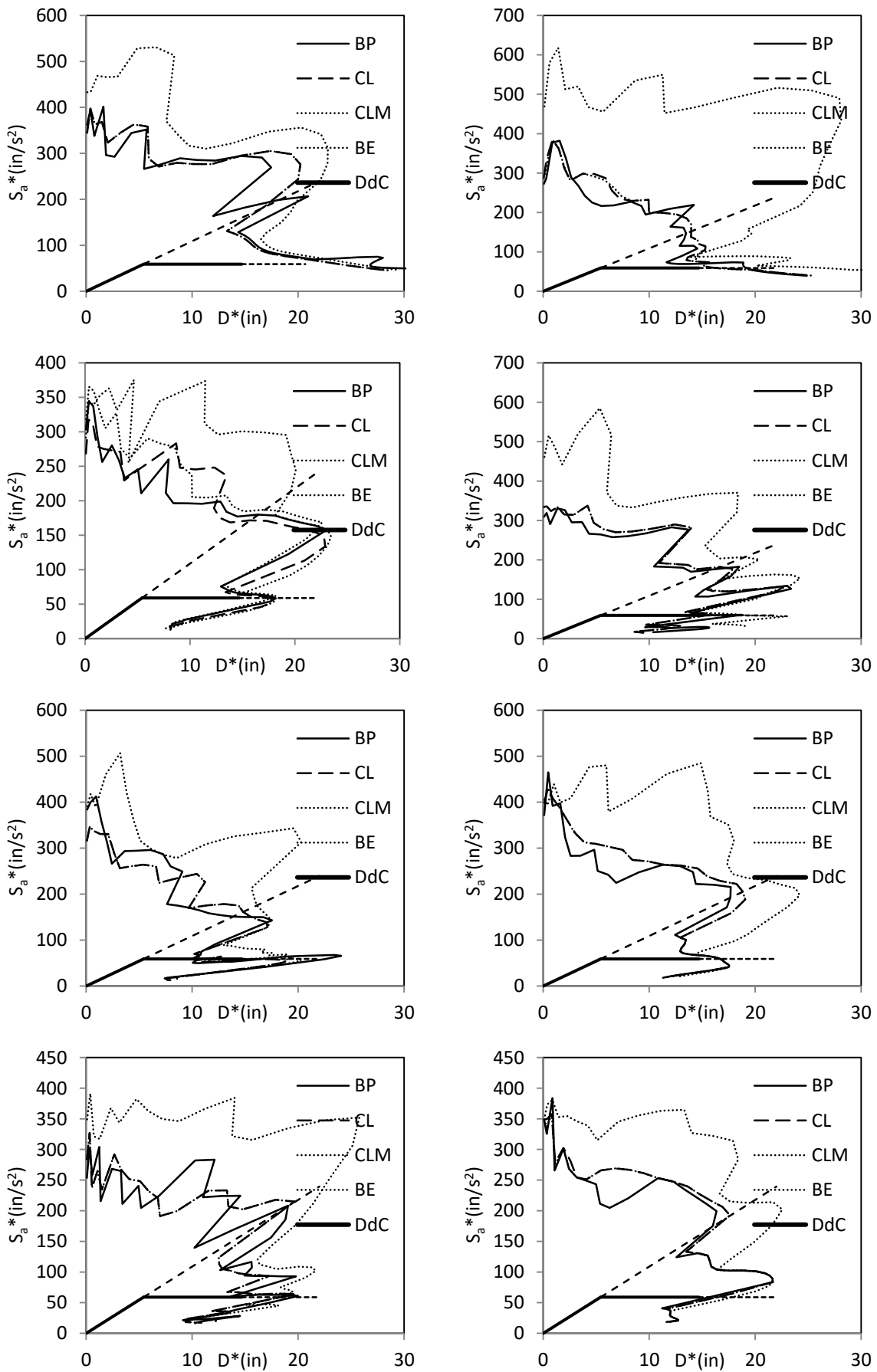


Fig. A-9. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format S_a - D^* pentru structura 2, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,24g

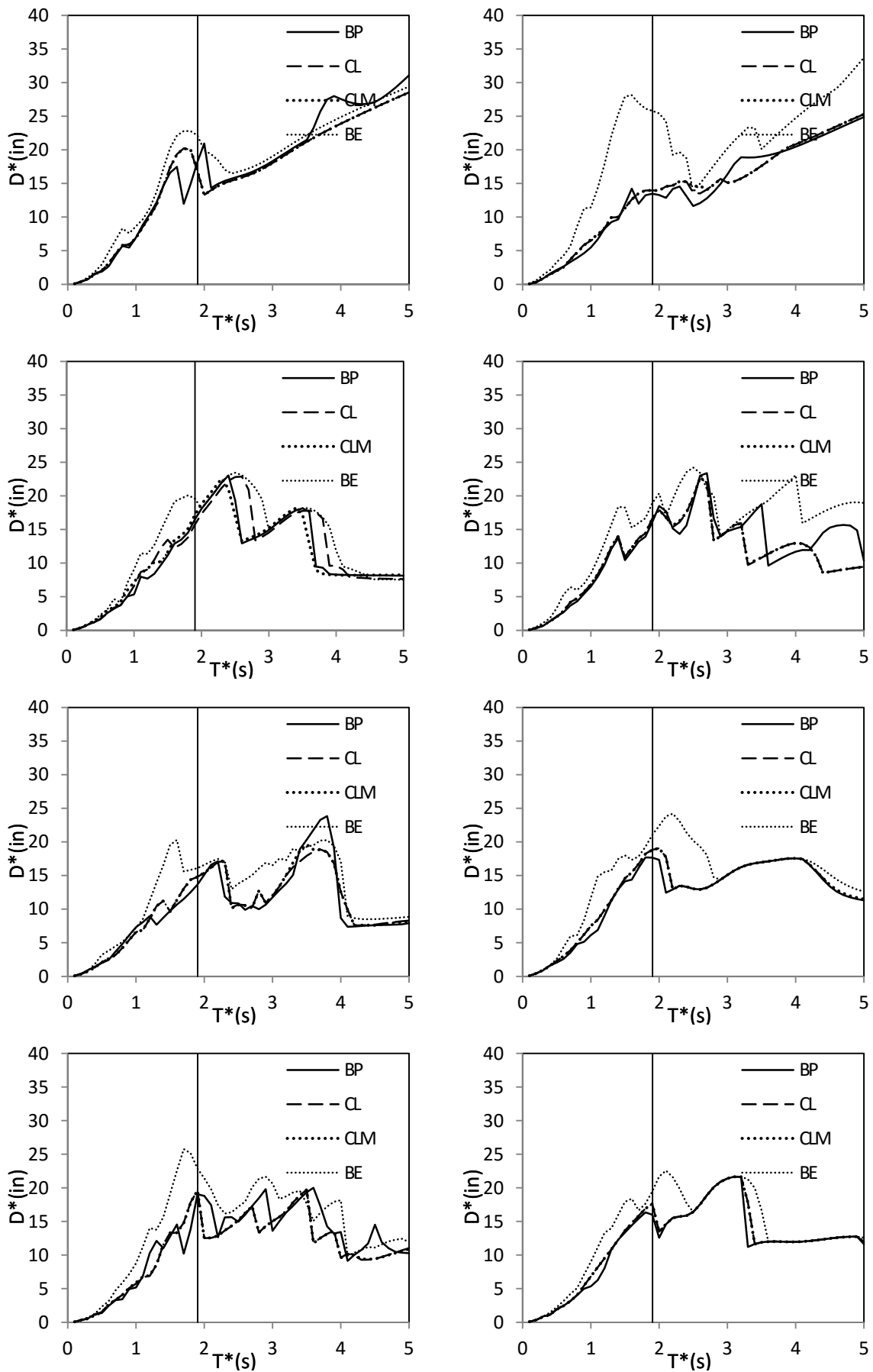


Fig. A-10. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format D^*-T^* pentru structura 2,cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,24g

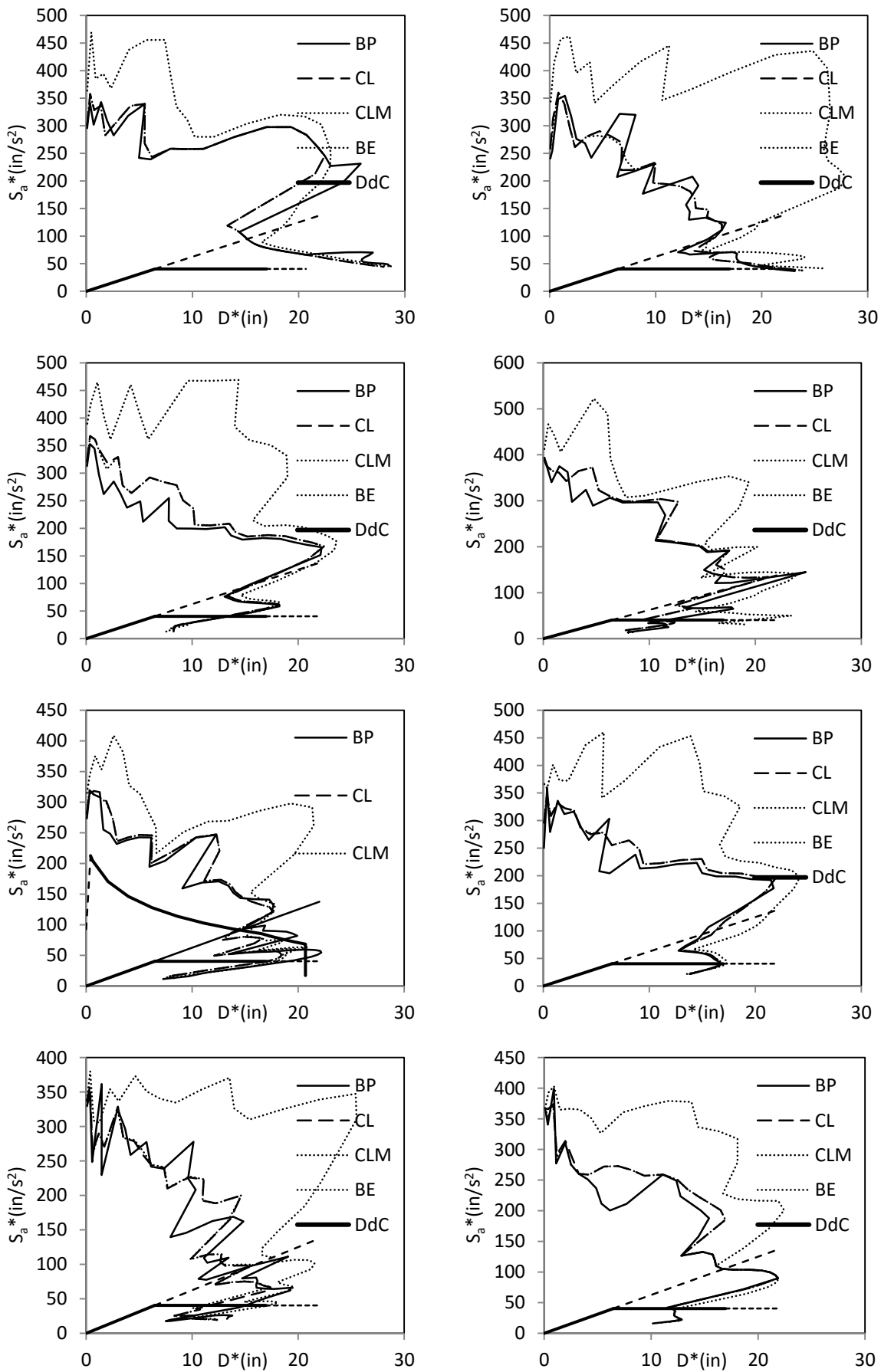


Fig. A-11. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format S_a - D^* pentru structura 3, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,24g

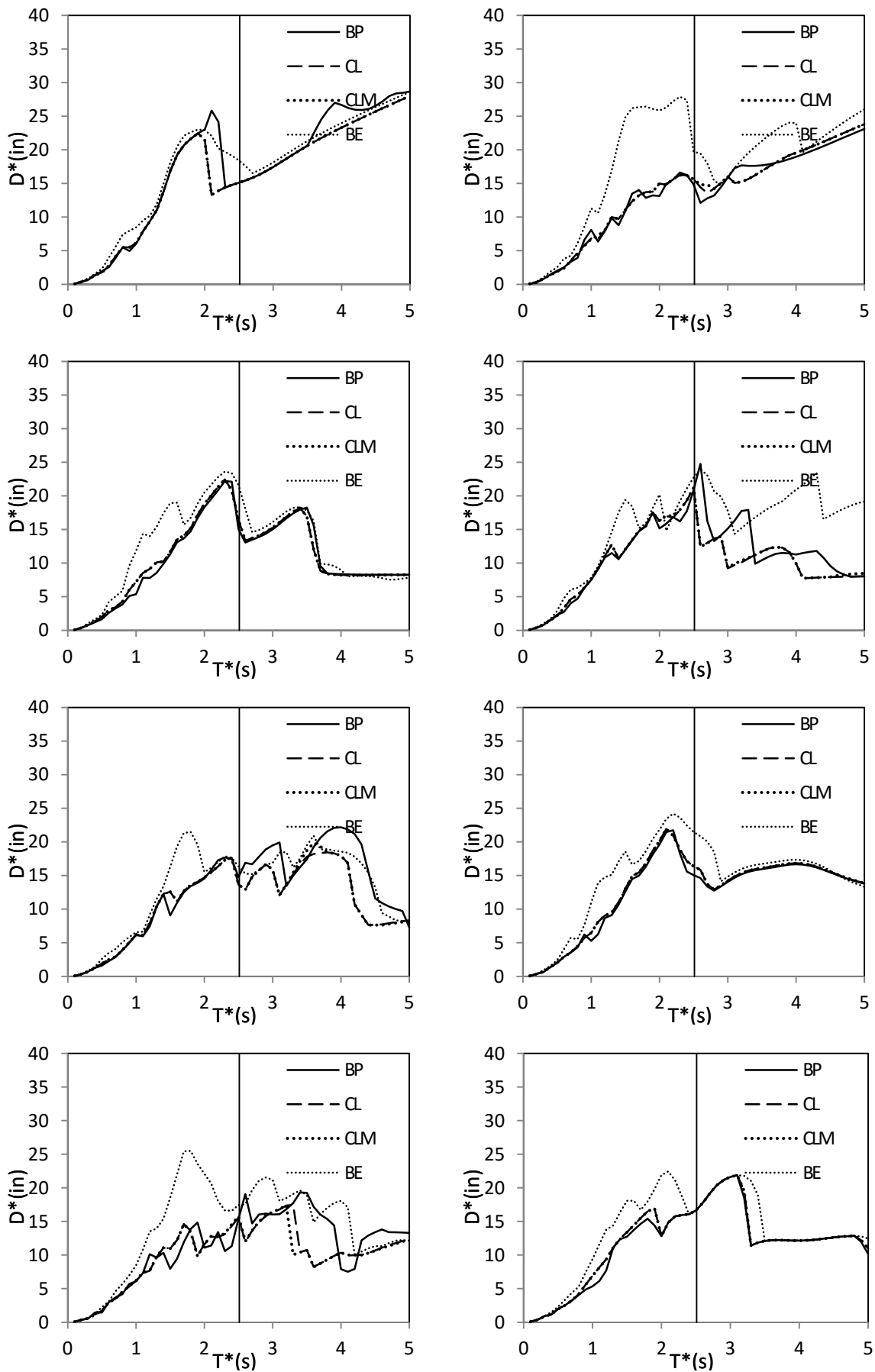


Fig. A-12. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format D^*-T^* pentru structura 3, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,24g

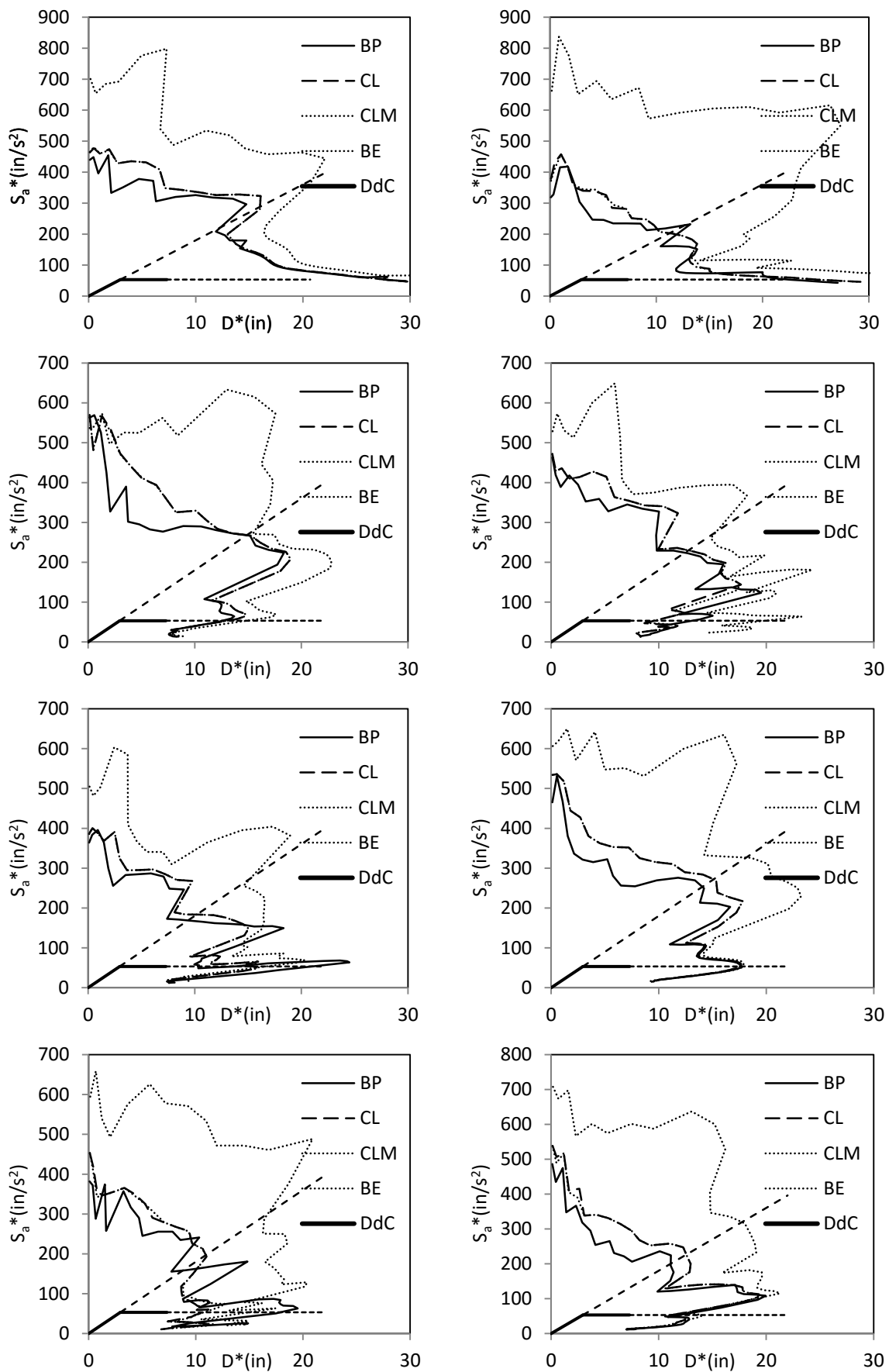


Fig. A-13. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format S_a - D^* pentru structura 1, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,24g

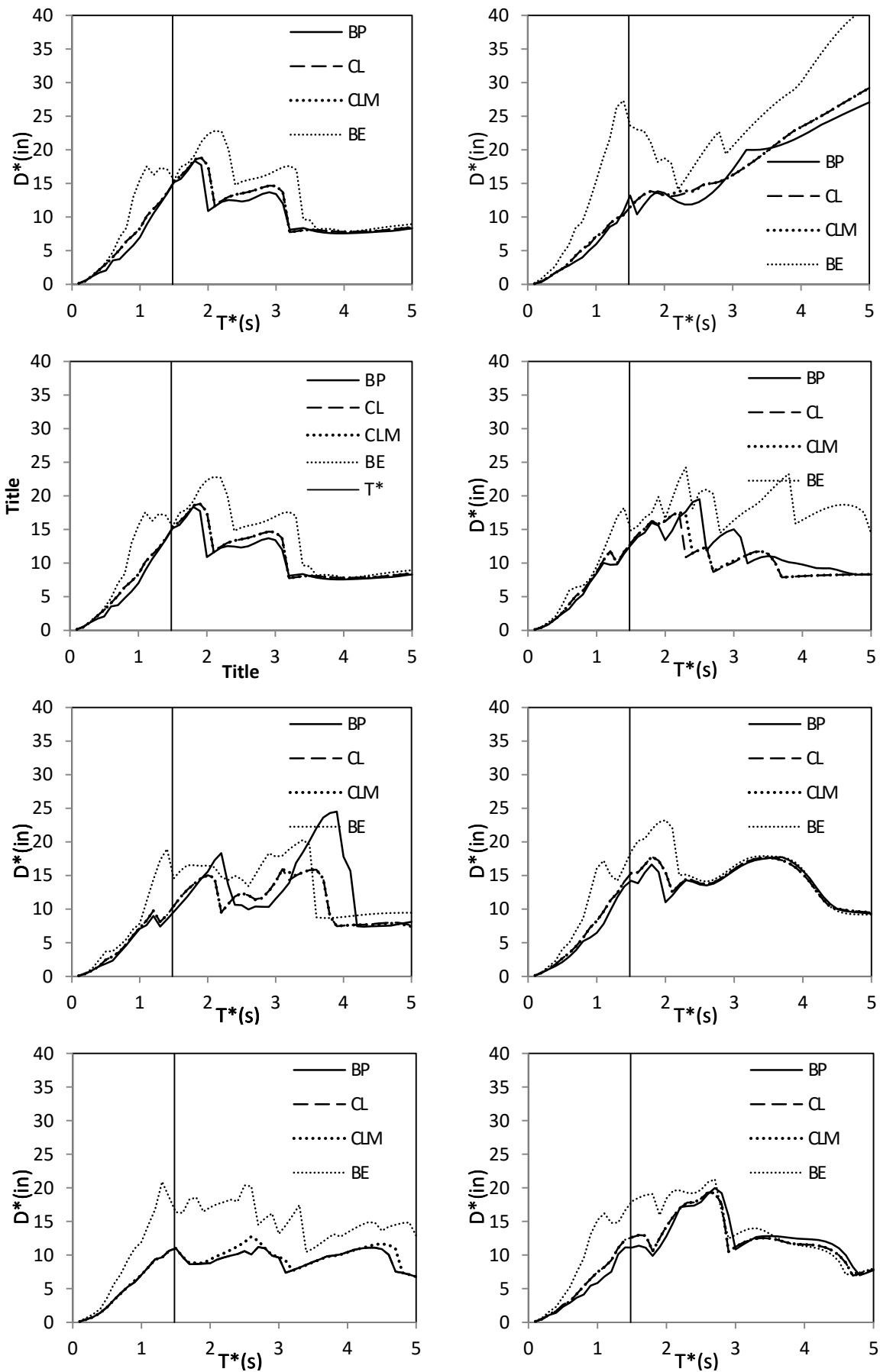


Fig. A-14. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format D^*-T^* pentru structura 1, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,24g

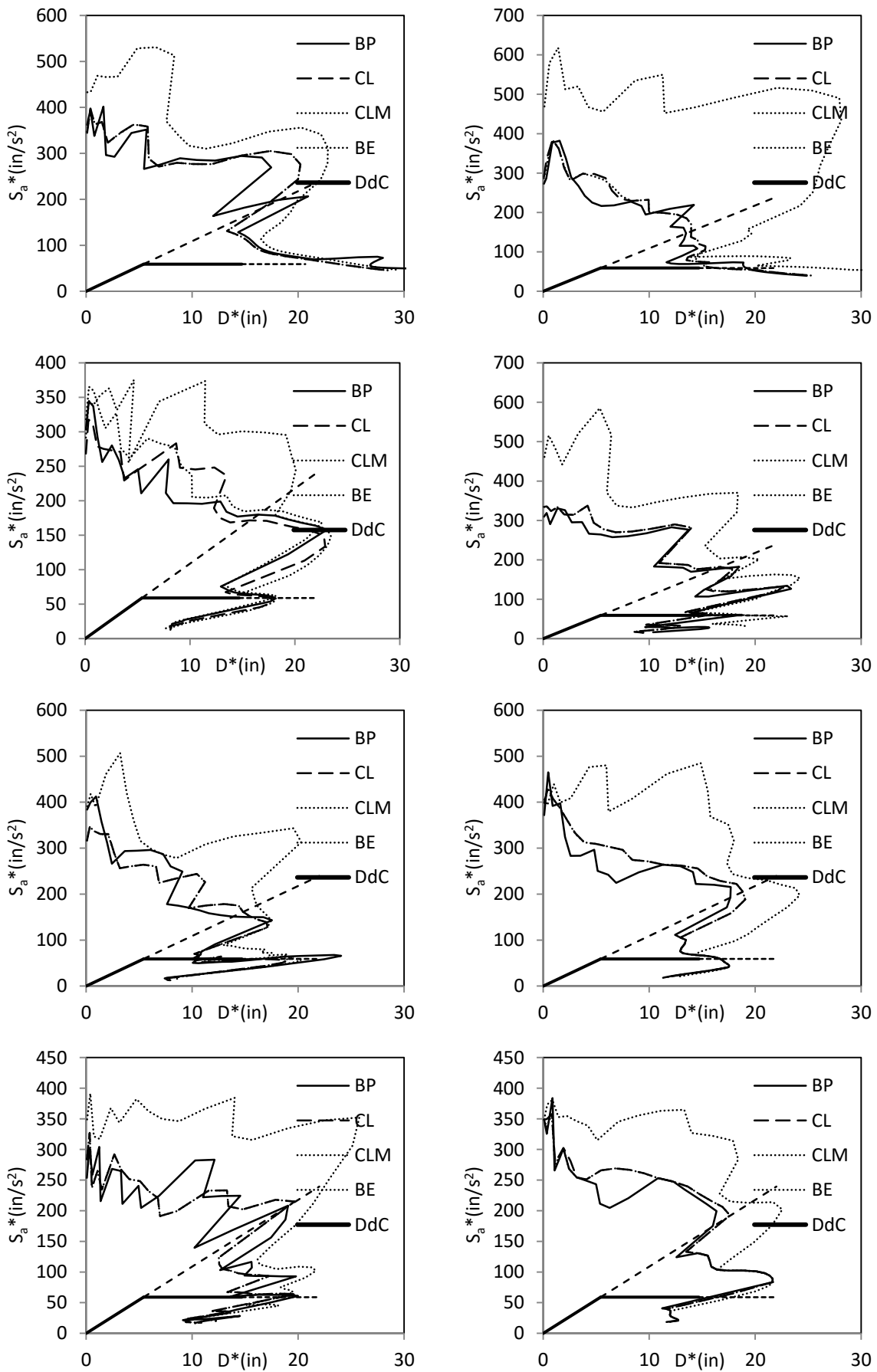


Fig. A-15. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format S_a - D^* pentru structura 2, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,24g

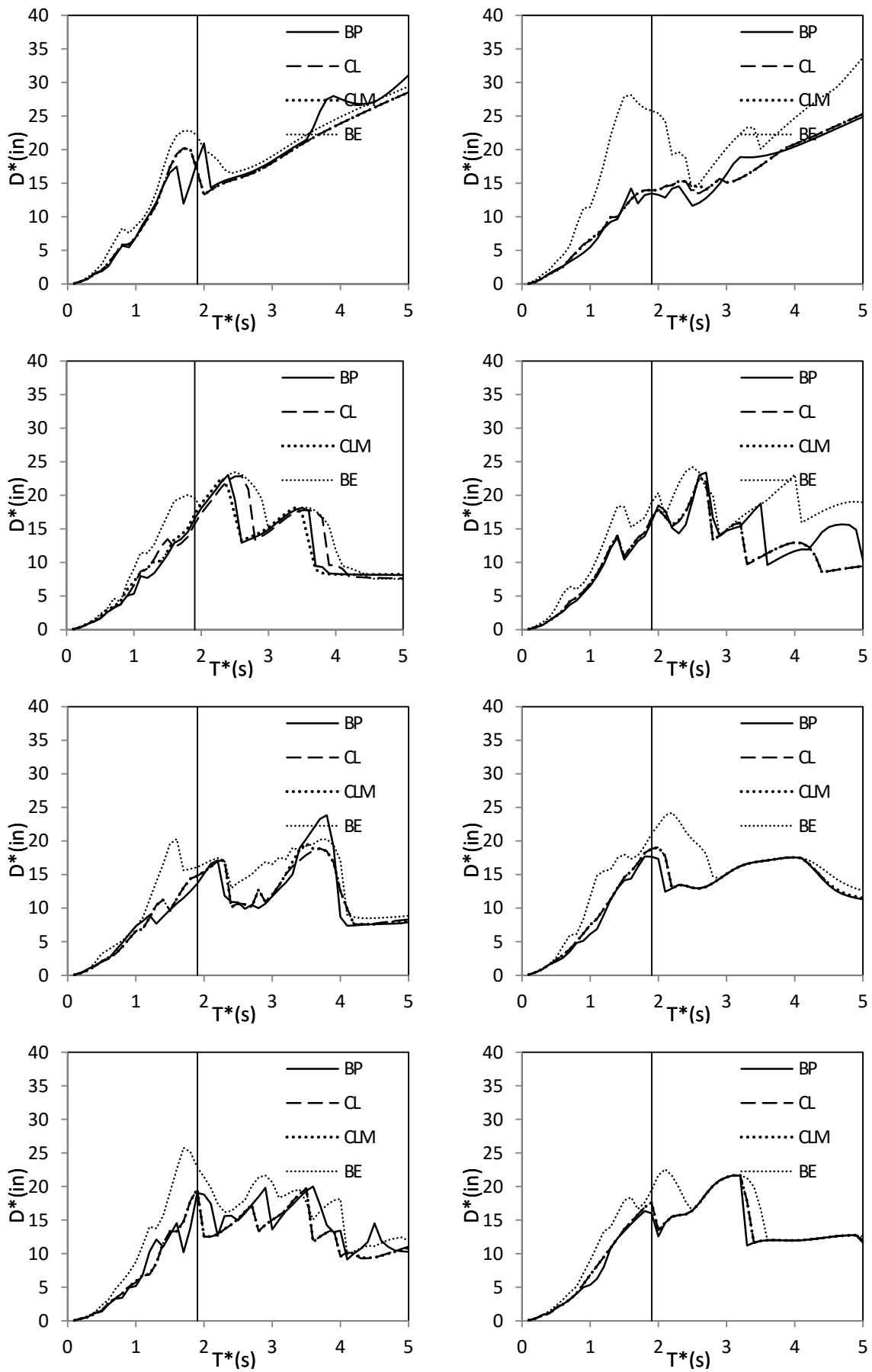


Fig. A-16. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format D^*-T^* pentru structura 2, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,24g

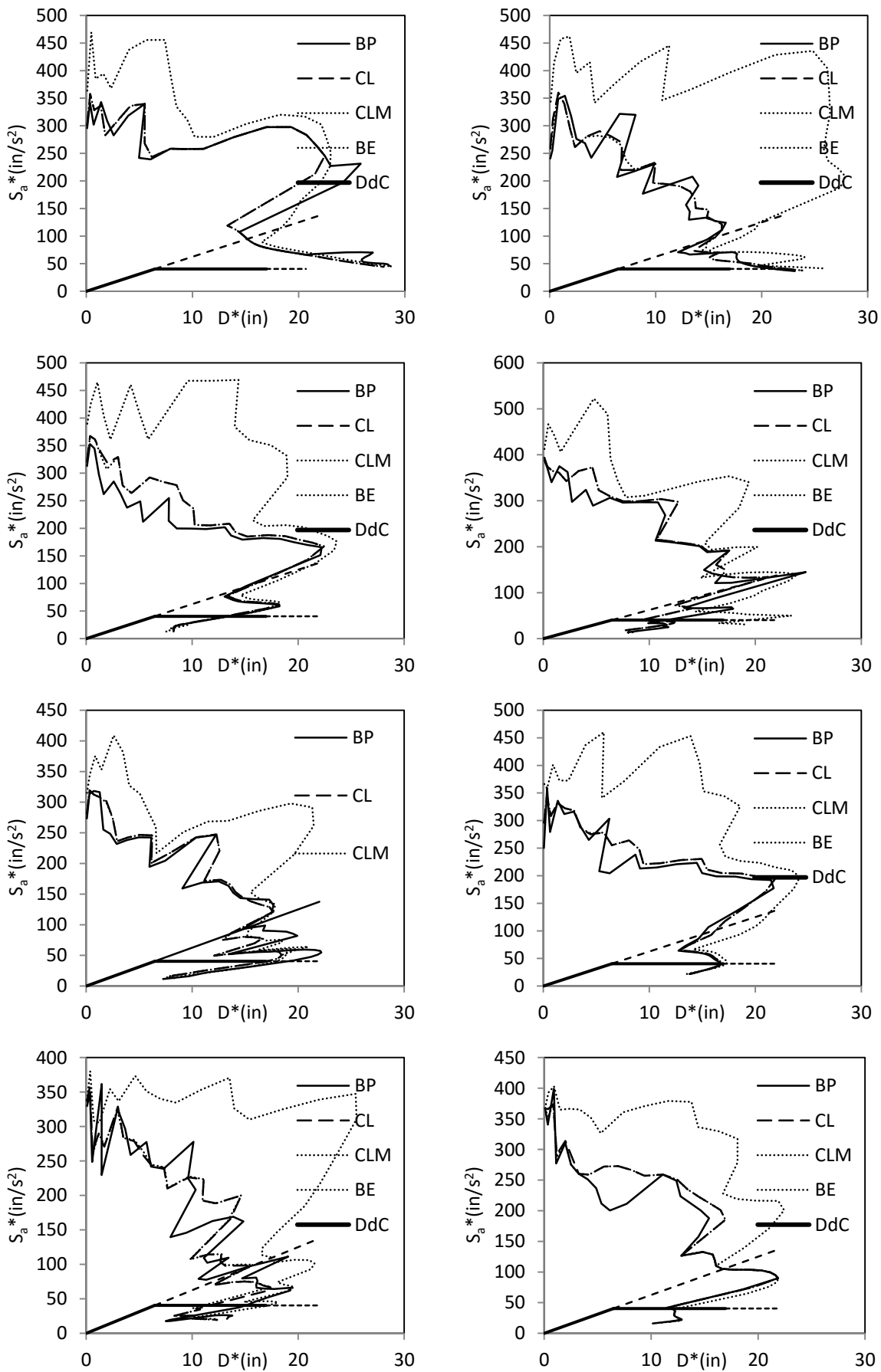


Fig. A-17. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format $S_a^*-D^*$ pentru structura 3, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,24g

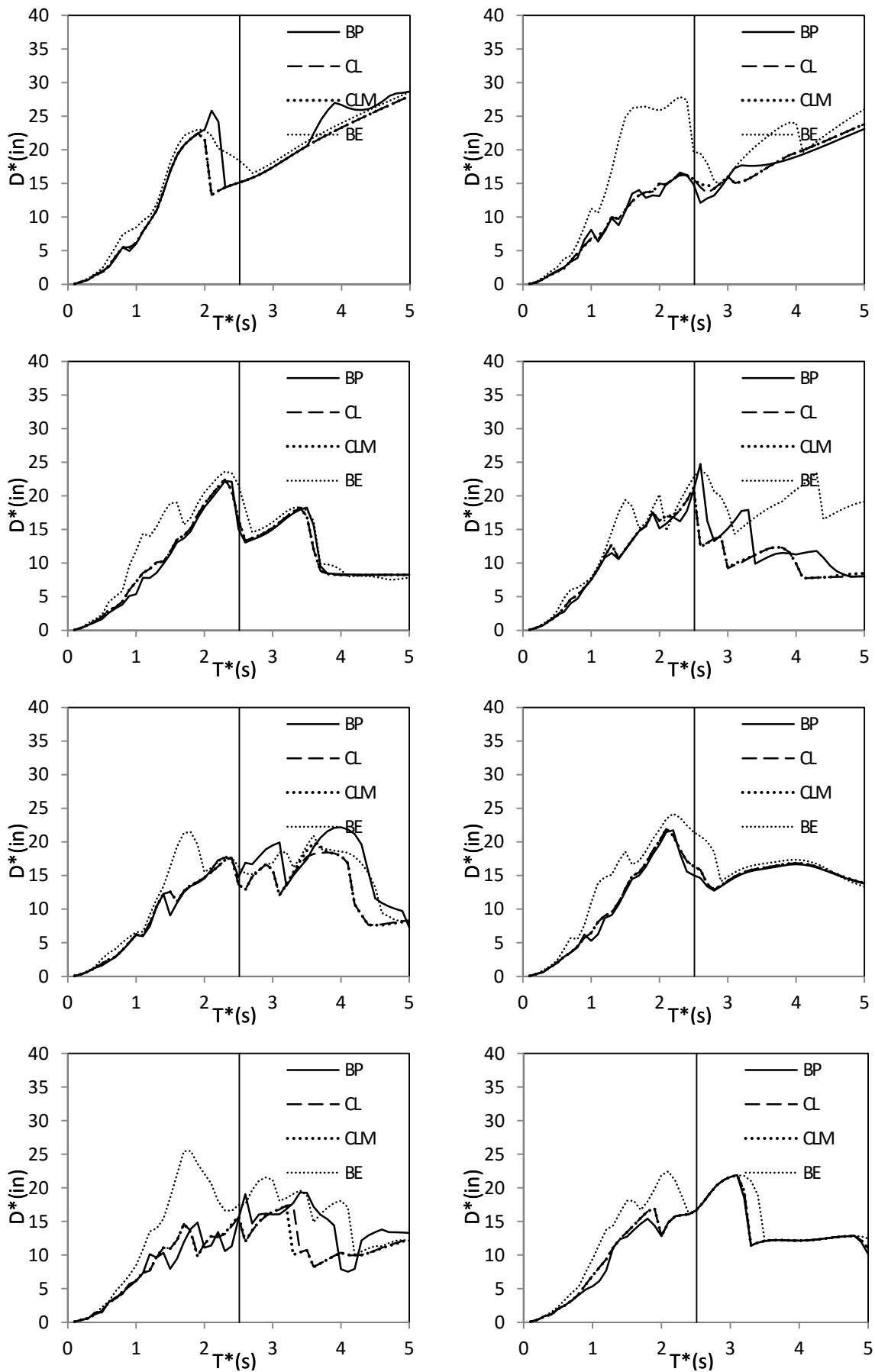


Fig. A-18. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format D^*-T^* pentru structura 3, cu distribuție de forțe invariabilă – accelerația de vârf 0,24g

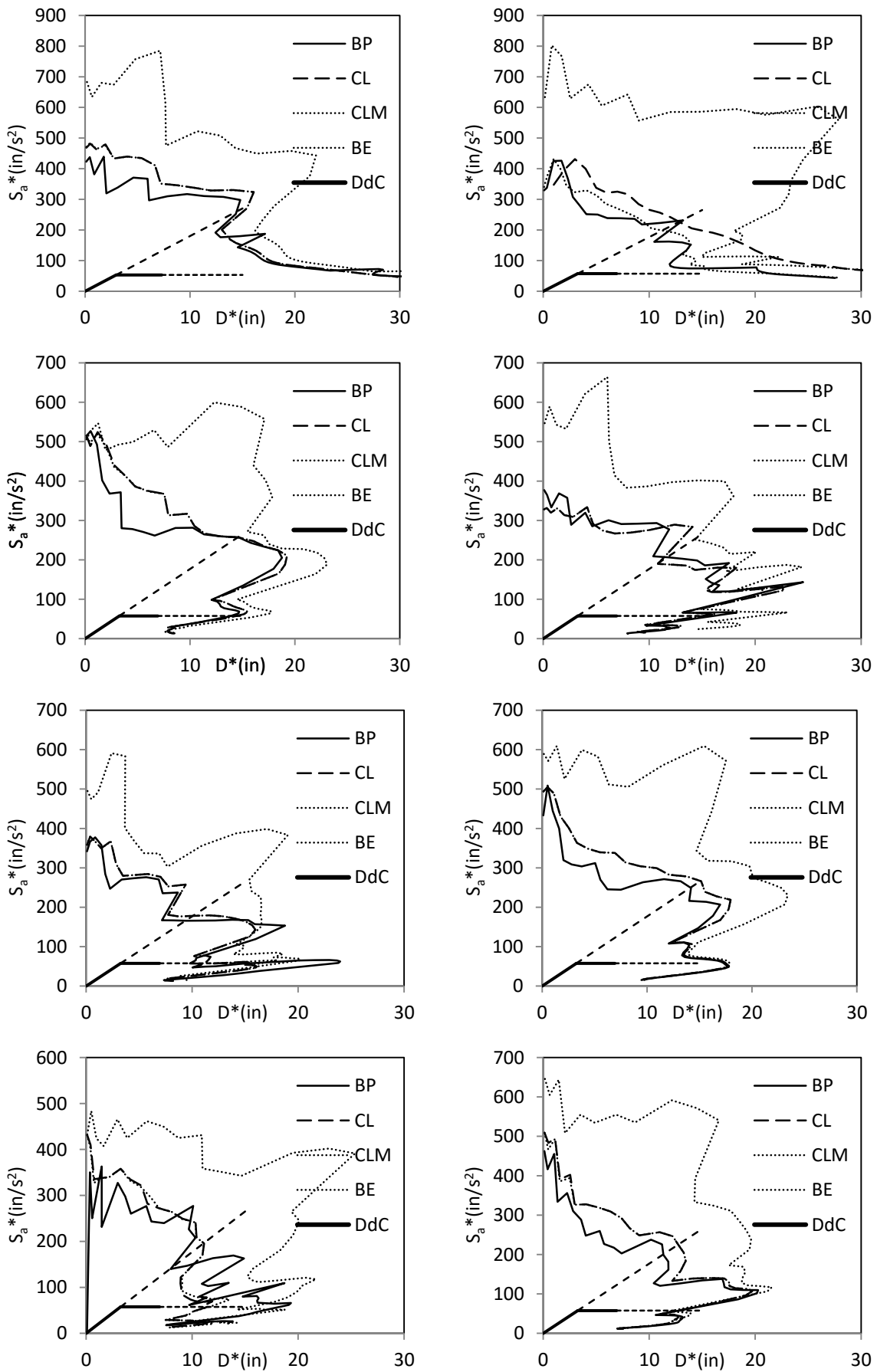


Fig. A-19. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format Sa-D* pentru structura 1, cu distribuție de forțe adaptivă – accelerația de vârf 0,24g

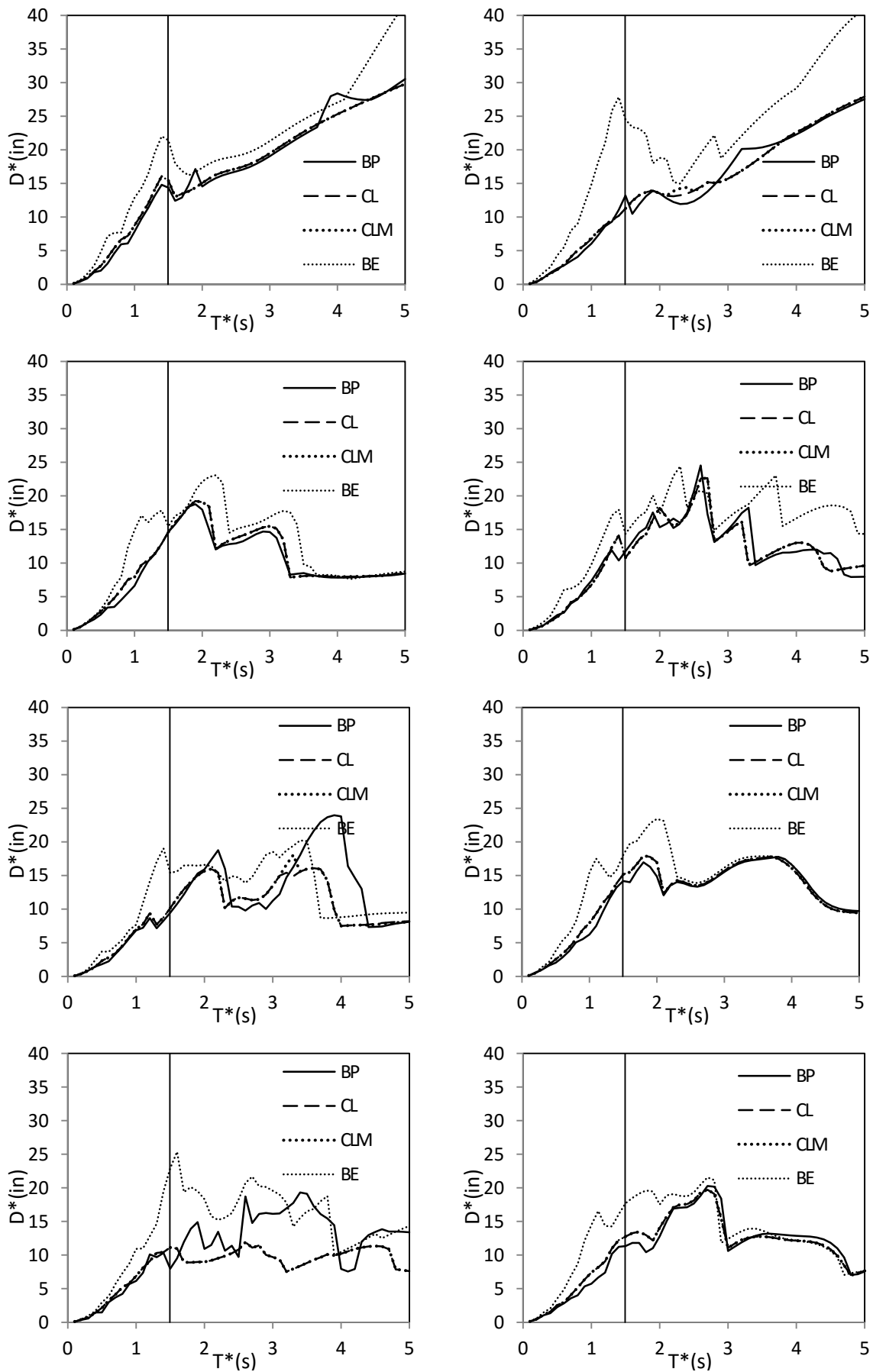


Fig. A-20. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format D^*-T^* pentru structura 1, cu distribuție de forțe adaptivă – accelerația de vârf 0,24g

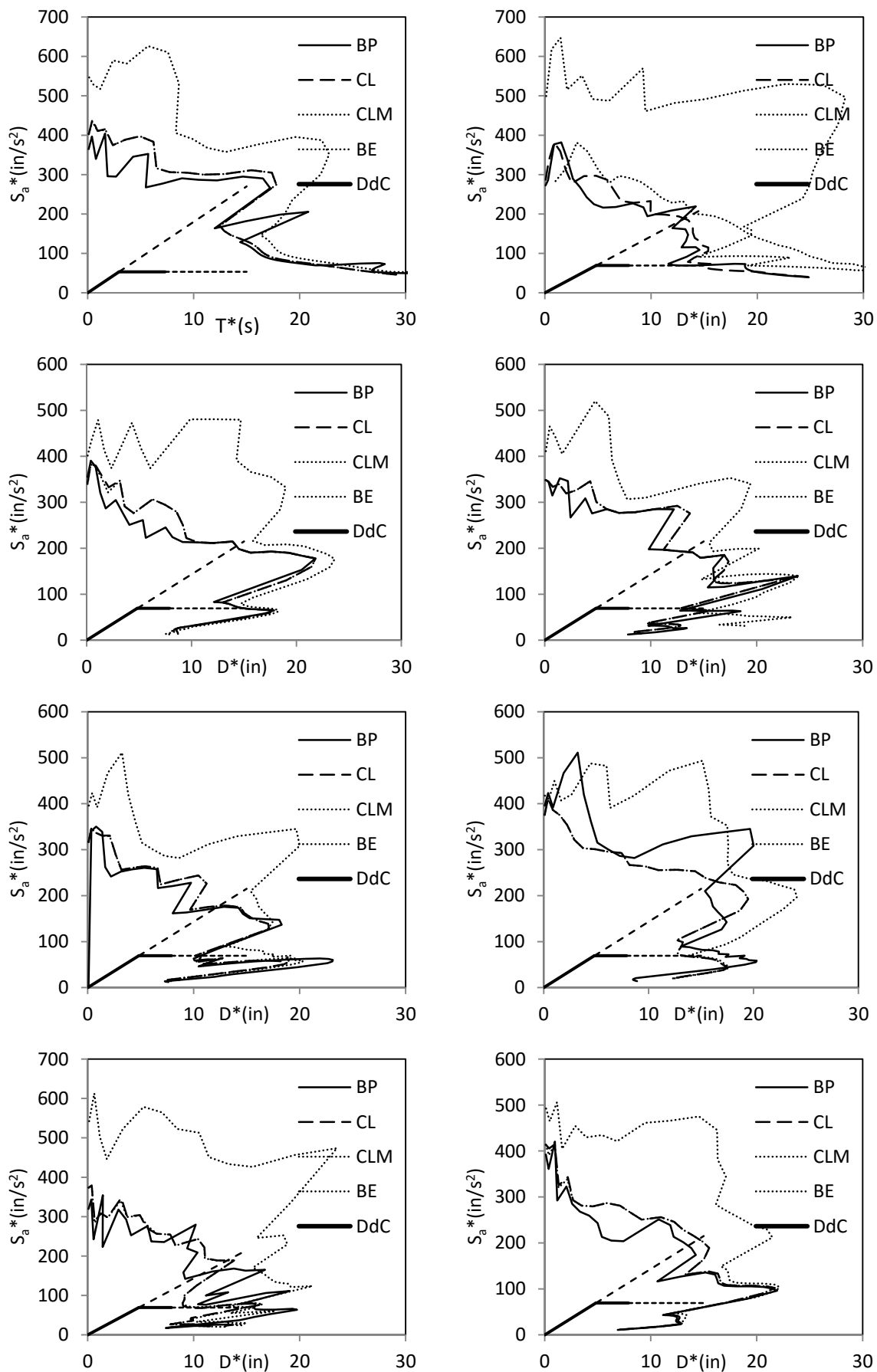


Fig. A-21. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format S_a - D^* pentru structura 2, cu distribuție de forțe adaptivă – accelerația de vârf 0,24g

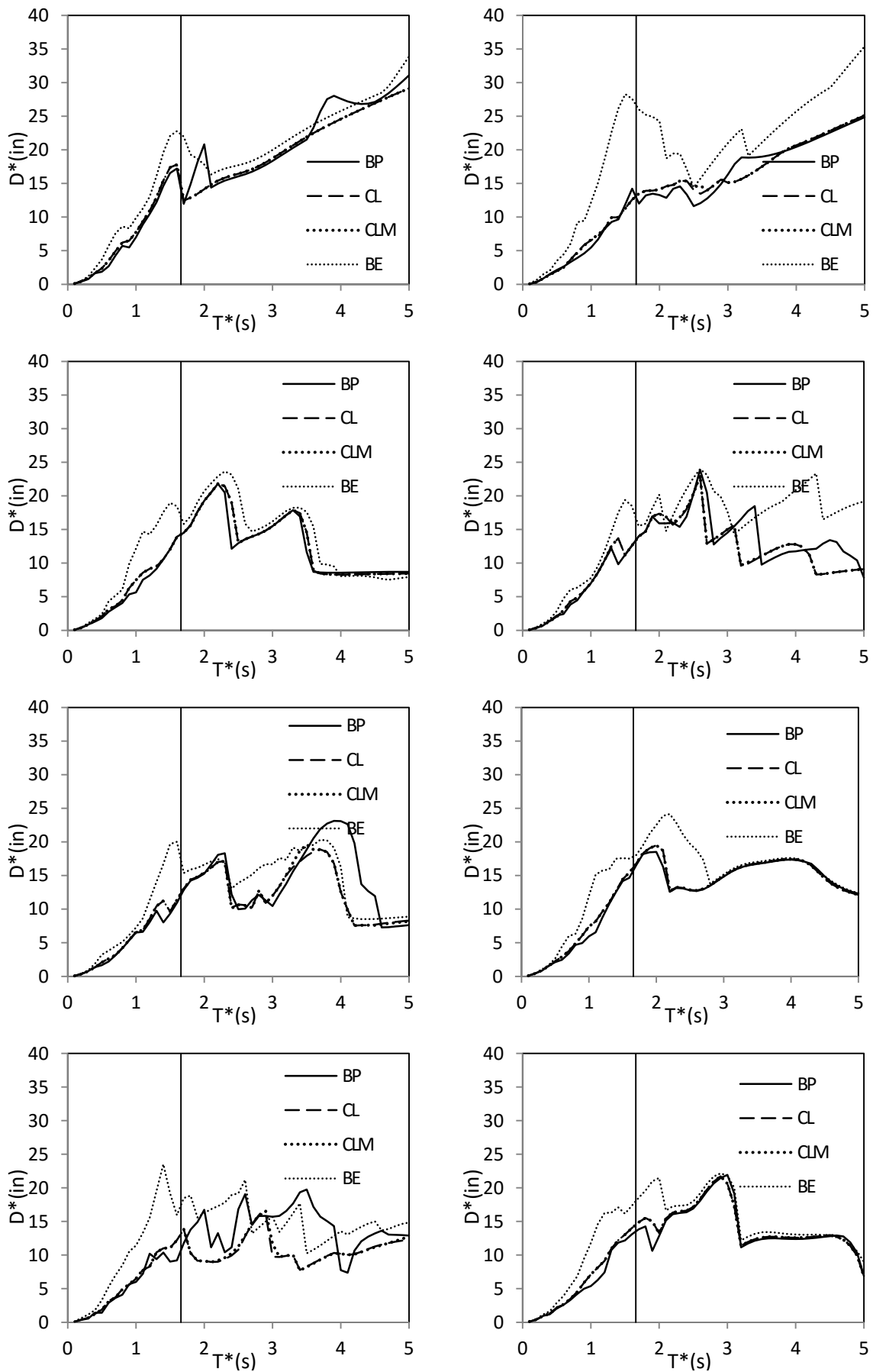


Fig. A-22. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format D^* - T^* pentru structura 2, cu distribuție de forțe adaptivă – accelerația de vârf 0,24g

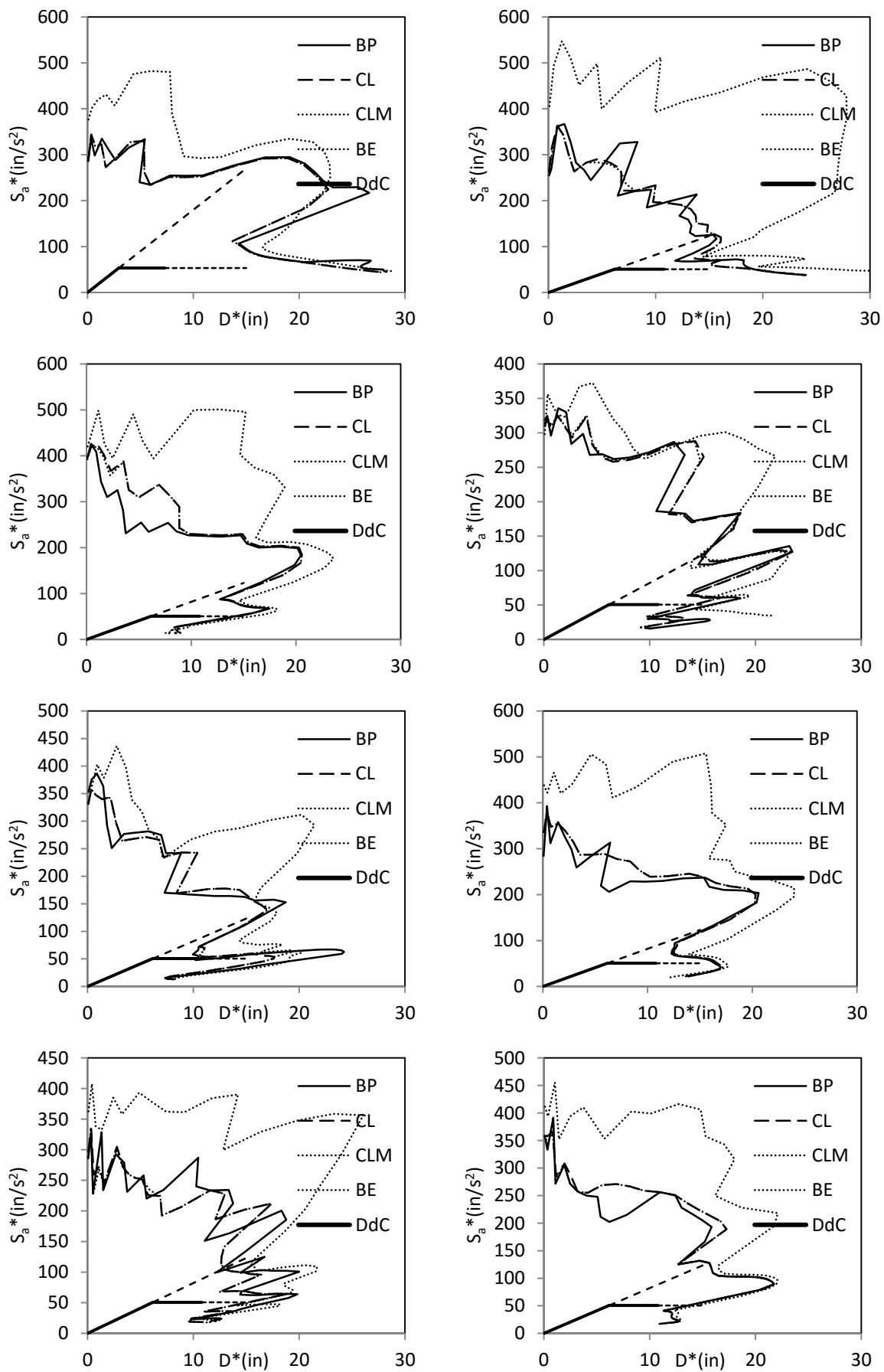


Fig. A-23. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format S_a - D^* pentru structura 3, cu distribuție de forțe adaptivă – accelerația de vârf 0,24g

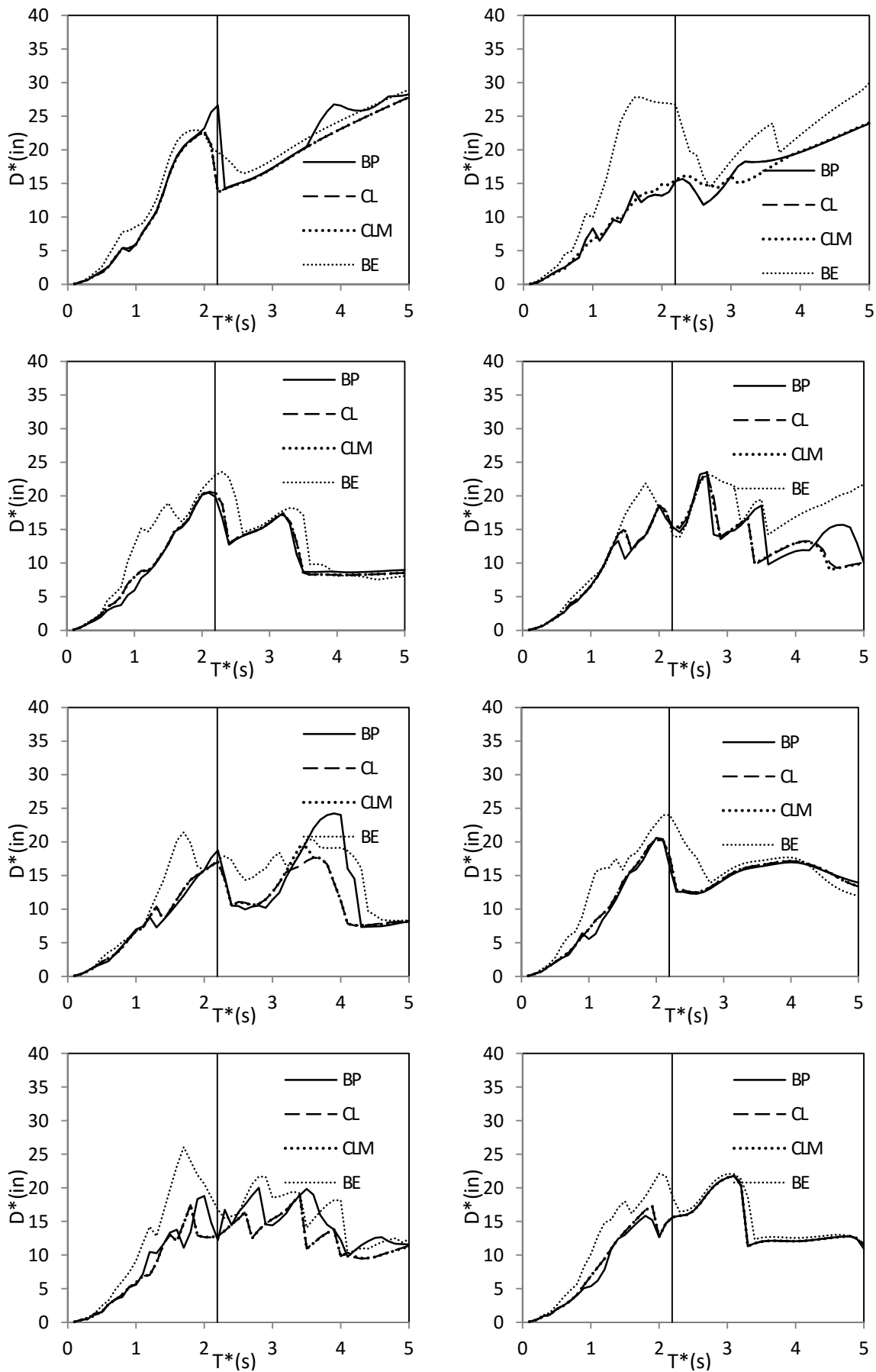


Fig. A-24. Determinarea deplasării-țintă prin metoda grafică în format D^* - T^* pentru structura 3, cu distribuție de forțe adaptivă – accelerația de vârf 0,24g