



UNIUNEA EUROPEANĂ



GUVERNUL ROMÂNIEI



Fondul Social European
POSDRU 2007-2013



Instrumente Structurale
2007-2013



MINISTERUL
EDUCAȚIEI
NAȚIONALE
OIPOSDRU



Investește în oameni!

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

Titlul proiectului: „Parteneriat interuniversitar pentru excelența în inginerie - PARTING”

Cod Contract: POSDRU/159/1.5/S/137516

Ing. Mircea Daniel BOTEZ

TEZĂ DE DOCTORAT

**ACURATEȚE ȘI EFICIENȚĂ ÎN ANALIZA LA
COLAPS PROGRESIV A STRUCTURILOR
MULTIETAJATE DIN BETON ARMAT**

Conducător științific

Prof. Dr. Ing. Adrian Mircea IOANI

**UNIVERSITATEA TEHNICĂ DIN CLUJ-NAPOCA
FACULTATEA DE CONSTRUCȚII**

2014

PAGINĂ ALBĂ

CUPRINS	
Lista Figurilor	vi
Lista Tabelelor	xi
Notații principale și abrevieri	xii
Cap. 1 Fenomenul de colaps progresiv - generalități.....	1
1.1 Definirea fenomenului de colaps progresiv	1
1.2 Colaps progresiv: exemple.....	2
1.3 Metode de proiectare împotriva colapsului progresiv.....	6
1.3.1 Metode directe de proiectare	6
1.3.1.1 Metoda Elementelor “Cheie” (Key Element Design Method).....	6
1.3.1.2 Metoda Căii Alternative (Alternative Path Design Method)	6
1.3.2 Metode indirecte de proiectare	7
1.3.2.1 Metoda Forțelor de Legătură (Tie Forces Method)	7
1.4 Integritate structurală: evoluția prevederilor de proiectare	8
1.4.1 Anglia	8
1.4.2 S.U.A.	8
1.4.3 Canada	10
1.4.4 Australia/Noua Zeelandă	10
1.4.5 Uniunea Europeană (Eurocode).....	10
1.4.6 România.....	11
1.5 Stadiul actual al cercetărilor în domeniu. Consecințe asupra obiectivelor tezei.....	12
1.6 Necesitatea și oportunitatea temei.....	23
1.7 Obiectivele tezei de doctorat.....	24
1.8 Conținutul tezei de doctorat	25
Cap. 2 Metode și instrumente de analiză a structurilor la colaps progresiv	28
2.1 Principalele ghiduri de proiectare împotriva colapsului progresiv	28
2.1.1 GSA(2003).....	28
2.1.1.1 Cazuri de avarie	29
2.1.1.2 Ipoteze de încărcare	30
2.1.1.3 Limitarea extinderii avariei.....	30

2.1.1.4	Criterii de acceptare	31
2.1.2	DoD(2009).....	32
2.1.2.1	Cazuri de avarie	34
2.1.2.2	Ipoteze de încărcare	34
2.1.2.3	Limitarea extinderii avariei.....	36
2.1.2.4	Criterii de acceptare	37
2.2	Metode de analiză	39
2.2.1	Analiza statică liniară (LSA)	39
2.2.2	Analiza statică neliniară (NSA).....	39
2.2.3	Analiza dinamică neliniară (NDA).....	40
2.3	Instrumente de analiză utilizate în cadrul tezei.....	40
2.3.1	Metoda Elementelor Finite (SAP2000, Abaqus).....	41
2.3.1.1	SAP2000	42
2.3.1.2	Abaqus	45
2.3.2	Metoda Elementelor Aplicate (ELS).....	48
2.3.2.1	Extreme Loading for Structures - ELS	49
Cap. 3	Calibrarea modelelor numerice.....	53
3.1	Caracteristicile modelului experimental	53
3.2	Analiza numerică a planșei din beton armat: MEF.....	57
3.2.1	Modelarea planșei din beton armat.....	57
3.2.2	Rezultatele analizei	62
3.2.3	Concluzii.....	65
3.3	Analiza numerică a planșei din beton armat: MEA	65
3.3.1	Modelarea planșei din beton armat.....	65
3.3.2	Rezultatele analizei.....	68
3.3.3	Concluzii.....	70
Cap. 4	Modele structurale analizate la colaps progresiv	72
4.1	Proiectarea sistemelor structurale	73
4.1.1	Alegerea materialelor	73
4.1.2	Evaluarea încărcărilor	74
4.1.3	Predimensionarea elementelor.....	75
4.1.4	Calculul static	77

4.1.5	Dimensionarea elementelor	78
4.2	Structură trei niveluri (P+2E).....	79
4.3	Structură șase niveluri (P+5E)	82
4.4	Structură nouă niveluri (P+8E)	85
4.5	Parametrii utilizați în cadrul analizelor neliniare	88
4.5.1	Curbe de material.....	88
4.5.2	Discretizarea elementelor structurale	89
4.5.3	Modalitatea de suprimare a stâlpului.....	90
4.5.4	Alți parametrii.....	92
Cap. 5	Rezultatele analizelor la colaps progresiv.....	94
5.1	Influența considerării modelelor structurale reduse asupra acurateței și a eficienței rezultatelor - Obiectiv 1	94
5.1.1	Structură P+2E.....	95
5.1.1.1	Caz avarie: C ₁	95
5.1.1.2	Caz avarie: C ₂	96
5.1.1.3	Caz avarie: C ₃	98
5.1.1.4	Caz avarie: C ₄	99
5.1.2	Structură P+5E și P+8E	100
5.1.2.1	Caz avarie: C ₁	101
5.1.3	Sinteza rezultatelor. Concluzii.....	104
5.2	Plasticare concentrată vs. plasticare distribuită în analiza la colaps progresiv a structurilor din beton armat - Obiectiv 2	106
5.2.1	Plasticare concentrată.....	106
5.2.1.1	Articulație plastică (A.P.) de tip M ₃	107
5.2.1.1.1	Structură P+2E	107
5.2.1.1.2	Structură P+5E	109
5.2.1.1.3	Structură P+8E	109
5.2.1.2	Articulație plastică (A.P.) de tip fibră P-M ₂ -M ₃	110
5.2.1.2.1	Structură P+2E	111
5.2.1.2.2	Structură P+5E	111
5.2.1.2.3	Structură P+8E	113
5.2.2	Plasticare distribuită	113

5.2.2.1	Structură P+2E	114
5.2.2.2	Structură P+5E	115
5.2.2.3	Structură P+8E	115
5.2.3	Sinteza rezultatelor. Concluzii.....	117
5.3	Influența considerării plăcii în analiza la colaps progresiv a structurilor din beton armat - Obiectiv 3.....	120
5.3.1	Structură de tip cadru - grinzi dreptunghiulare.....	121
5.3.1.1	Structură P+2E	121
5.3.1.2	Structură P+8E	122
5.3.2	Structură de tip cadru - grinzi T/L.....	123
5.3.2.1	Structură P+2E	124
5.3.2.2	Structură P+8E	124
5.3.3	Structură de tip cadru - cu placă	125
5.3.3.1	Structură P+2E	125
5.3.3.2	Structură P+8E	126
5.3.4	Sinteza rezultatelor. Concluzii.....	127
5.4	Evaluarea gradului de robustețe al structurilor din beton armat în funcție de ghidul de proiectare adoptat: GSA(2003) vs. DoD(2009) - Obiectiv 4	130
5.4.1	Cazul eliminării stâlpului de colț - parter (C_3^p)	131
5.4.1.1	Evaluarea indicelui de robustețe: GSA(2003) vs. DoD(2009)-NDA ..	131
5.4.1.2	Evaluarea indicelui de robustețe: GSA(2003) vs. DoD(2009)-NSA ...	133
5.4.2	Cazul eliminării stâlpului de colț - etaj intermediar (C_3^i)	136
5.4.3	Cazul eliminării stâlpului de colț - ultimul etaj (C_3^t)	137
5.4.4	Sinteza rezultatelor. Concluzii.....	138
Cap. 6 Acuratețea și eficiența analizelor la colaps progresiv:		
Metoda Elementelor Finite (MEF) vs. Metoda Elementelor Aplicate (MEA).. 142		
6.1	MEF vs. MEA	144
6.1.1	Structură P+2E.....	144
6.1.2	Structură P+8E.....	146
6.1.3	Sinteza rezultatelor. Concluzii.....	149
6.2	MEA - cazuri speciale de avarie	152
6.2.1	Structură P+2E.....	152

6.2.1.1	Avarierea stâlpilor de la niveluri diferite	152
6.2.1.2	Scenarii complexe de avarie: 2 stâlpi.....	153
6.2.2	Structură P+8E.....	158
6.2.2.1	Avarierea stâlpilor de la niveluri diferite	158
6.2.2.2	Scenarii complexe de avarie: 2 stâlpi.....	159
6.2.2.3	Scenarii complexe de avarie: 3 stâlpi.....	160
6.2.3	Sinteza rezultatelor. Concluzii.....	163
Cap. 7	Concluzii generale, contribuții personale, direcții viitoare de cercetare	164
7.1	Concluzii generale și recomandări	164
7.2	Contribuții personale.....	169
7.3	Valorificarea rezultatelor	170
7.4	Direcții viitoare de cercetare	172
Bibliografie	173
Anexa A:	Influența considerării modelelor structurale reduse asupra acurateții	
	și a eficienței rezultatelor - Obiectiv 1	183
A.1.	Structură P+5E	183
A.1.1.	Caz avarie: C ₁	183
A.1.2.	Caz avarie: C ₂	184
A.1.3.	Caz avarie: C ₃	185
A.1.4.	Caz avarie: C ₄	186
A.2.	Structură P+8E	187
A.2.1.	Caz avarie: C ₁	187
A.2.2.	Caz avarie: C ₂	188
A.2.3.	Caz avarie: C ₃	189
A.2.4.	Caz avarie: C ₄	190
Anexa B:	Plastificare concentrată vs. plastificare distribuită în analiza la	
	colaps progresiv a structurilor din beton armat - Obiectiv 2.....	191
B.1.	Structură P+2E	191
B.2.	Structură P+5E	192
B.3.	Structură P+8E	193

Lista Figurilor

Fig. 1.1. Clădirea de apartamente Ronan Point, Canning Town, Anglia	2
Fig. 1.2. Clădirea Skyline Plaza, Virginia, S.U.A.	3
Fig. 1.3. Clădirea Federală Alfred P. Murrah, Oklahoma, S.U.A.	3
Fig. 1.4. World Trade Center, 9/11-2001, New-York, S.U.A.	4
Fig. 1.5. Sintează rezultate corespunzătoare diferitor tipuri de analiză	13
Fig. 1.6. Evoluția factorului de amplificare dinamică (DIF) în cazul structurilor: a) din beton armat, b) din oțel	14
Fig. 1.7. Distribuția momentelor încovoietoare, caz avarie 1B	18
Fig. 1.8. Model structural investigat - DHS	18
Fig. 1.9. a) Configurația substructurii b) distribuția deplasărilor verticale	19
Fig. 1.10. Mecanisme de rezistență la colaps progresiv	20
Fig. 1.11. Curbe încărcare - deplasare: a) structură 5 niveluri, b) structură 8 niveluri	21
Fig. 1.12. Curbe timp - deplasare, structură: a) 3 niveluri, b) 6 niveluri, c) 15 niveluri	22
Fig. 2.1. Cazurile de avarie aferente elementelor verticale, conform GSA(2003)	30
Fig. 2.2. Determinarea rotirii conform GSA(2003)	32
Fig. 2.3. Determinarea rotirii totale - metoda coardei	38
Fig. 2.4. Curba tensiune - deformație specifică (σ - ϵ), tip Simple	43
Fig. 2.5. Curba tensiune - deformație specifică (σ - ϵ) corespunzătoare solicitărilor axiale	43
Fig. 2.6. Curbe tensiune - deformație specifică (σ - ϵ) în cazul solicitărilor uniaxiale de: a) întindere, b) compresiune	46
Fig. 2.7. Exemplificare elemente finite: C3D20R, T3D2	48
Fig. 2.8. Cuplarea elementelor prin intermediul resorturilor	49
Fig. 2.9. Curbe tensiune - deformație (σ - ϵ și τ - γ) pentru solicitări: a) uniaxiale b) de forfecare	50
Fig. 2.10. Comportarea betonului odată cu atingerea stadiului de fisurare	51
Fig. 2.11. Curbă tensiune - deformație specifică (σ - ϵ) pentru solicitări axiale	51
Fig. 2.12. Grade de libertate, element aplicat (MEA)	52
Fig. 3.1. Planșeu testat experimental: vedere în plan și secțiune transversală	54
Fig. 3.2. Detalii armare elemente structurale: placă, stâlpi, grinzi	55
Fig. 3.3. Oțel bare longitudinale placă: curbă tensiune-deformație specifică (σ - ϵ)	56

Fig. 3.4. Oțel bare longitudinale grindă: curbă tensiune-deformație specifică (σ - ϵ)	56
Fig. 3.5. Oțel bare etrieri: curbă tensiune-deformație specifică (σ - ϵ)	57
Fig. 3.6. Reducerea modelului structural, prin impunerea condițiilor de simetrie.....	58
Fig. 3.7. Curba tensiune - deformație specifică (σ - ϵ) a betonului.....	59
Fig. 3.8. Elemente finite folosite: a) tridimensionale, b) unidimensionale	61
Fig. 3.9. Aplicarea sarcinilor uniform distribuite asupra ochiurilor de placă	61
Fig. 3.10. Curbă forță (încărcare) - deplasare, nod central - placă colț.....	62
Fig. 3.11. Curbă forță (încărcare) - deplasare, nod central - placă centrală	63
Fig. 3.12. Curbă forță (încărcare) - deplasare, nod central - placă marginală.....	64
Fig. 3.13. Curbe forță (încărcare) - deplasare, nod central - grinda: A, B, C, D.....	64
Fig. 3.14. Reducerea modelului structural, prin impunerea condițiilor de simetrie.....	66
Fig. 3.15. Elemente folosite: a) tridimensionale, b) unidimensionale.....	67
Fig. 3.16. Aplicarea sarcinilor uniform distribuite asupra ochiurilor de placă	67
Fig. 3.17. Curbă forță (încărcare) - deplasare, nod central - placă colț.....	68
Fig. 3.18. Curbă forță (încărcare) - deplasare, nod central - placă centrală	69
Fig. 3.19. Curbă forță (încărcare) - deplasare, nod central - placă marginală.....	69
Fig. 3.20. Curbe forță (încărcare) - deplasare, nod central - grinda: A, B, C, D.....	70
Fig. 3.21. Dezvoltarea fisurilor la partea inferioară a plăcii - a) experiment vs. distribuția deformațiilor plastice - b) Abaqus, c) ELS.....	71
Fig. 4.1. Zonarea teritoriului României în funcție de valoarea de vârf a accelerației terenului de proiectare a_g	72
Fig. 4.2. Schemă logică: proiectarea structurilor	73
Fig. 4.3. Spectrul de răspuns elastic, aferent zonei de hazard seismic considerate	78
Fig. 4.4. Structură 3 niveluri (P+2E).....	79
Fig. 4.5. Structură P+2E: plan armare grindă longitudinală/transversală b.a.....	80
Fig. 4.6. Structură P+2E: plan armare stâlp b.a.....	80
Fig. 4.7. Structură P+2E: plan armare placă b.a.....	81
Fig. 4.8. Structură 6 niveluri (P+5E).....	82
Fig. 4.9. Structură P+5E: plan armare grindă longitudinală/transversală b.a.....	83
Fig. 4.10. Structură P+5E: plan armare stâlp b.a.....	83
Fig. 4.11. Structură P+5E: plan armare placă b.a.....	84
Fig. 4.12. Structură 9 niveluri (P+8E).....	85
Fig. 4.13. Structură P+8E: plan armare grindă longitudinală/transversală b.a.....	86

Fig. 4.14. Structură P+8E: plan armare stâlp b.a.....	86
Fig. 4.15. Structură P+8E: plan armare placă b.a.....	87
Fig. 4.16. Curbe tensiune - deformație specifică (σ - ϵ), beton clasa C25/30, oțel tip S500.....	88
Fig. 4.17. Stabilirea variantei de discretizare a elementelor structurale: structură P+2E - Abaqus.....	89
Fig. 4.18. Stabilirea variantei de discretizare a elementelor structurale: structură P+2E - ELS.....	90
Fig. 4.19. Influența modalității de eliminare a elementelor asupra deplasării verticale	91
Fig. 4.20. Influența duratei de eliminare a elementelor asupra deplasării verticale	92
Fig. 4.21. Influența dimensiunii incrementului asupra deplasării verticale	93
Fig. 5.1. a) Restricții - direcția tramelor eliminate, b) caracteristici geometrice - elemente structurale.....	94
Fig. 5.2. Reducerea modelului structural: structură 3 niveluri (P+2E) - caz avarie C ₁	95
Fig. 5.3. Curbe timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C ₁	95
Fig. 5.4. Reducerea modelului structural: structură 3 niveluri (P+2E) - caz avarie C ₂	96
Fig. 5.5. Curbe timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C ₂	97
Fig. 5.6. Reducerea modelului structural: structură 3 niveluri (P+2E) - caz avarie C ₃	98
Fig. 5.7. Curbe timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C ₃	98
Fig. 5.8. Reducerea modelului structural: structură 3 niveluri (P+2E) - caz avarie C ₄	99
Fig. 5.9. Curbe timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C ₄	100
Fig. 5.10. Reducerea modelului structural: structură 6 niveluri (P+5E) - caz avarie C ₁	101
Fig. 5.11. Curbe timp-deplasare verticală, structură 6 niveluri - caz avarie C ₁	102
Fig. 5.12. Reducerea modelului structural: structură 9 niveluri (P+8E) - caz avarie C ₁	102
Fig. 5.13. Curbe timp-deplasare verticală: structură 9 niveluri - caz avarie C ₁	103
Fig. 5.14. Comportare A.P. de tip M3 conform DoD(2009)	107
Fig. 5.15. Distribuția articulațiilor plastice - caz avarie C ₁ (t = 3 secunde)	108
Fig. 5.16. Curbă timp-deplasare: structură 3 niveluri - A.P. de tip M ₃	108
Fig. 5.17. Curbă timp-deplasare: structură 6 niveluri - A.P. de tip M ₃	109
Fig. 5.18. Curbă timp-deplasare: structură 9 niveluri - A.P. de tip M ₃	110
Fig. 5.19. Divizare secțiune transversală în fibre longitudinale, modele structurale SAP2000	111
Fig. 5.20. Curbă timp-deplasare: structură 3 niveluri - A.P. de tip P-M ₂ -M ₃	112
Fig. 5.21. Curbă timp-deplasare: structură 6 niveluri - A.P. de tip P-M ₂ -M ₃	112
Fig. 5.22. Curbă timp-deplasare: structură 9 niveluri - A.P. de tip P-M ₂ -M ₃	113

Fig. 5.23. Curbă timp-deplasare: structură 3 niveluri - zone plastice	114
Fig. 5.24. Distribuția deformațiilor specifice plastice echivalente la întindere, structură 3 niveluri	115
Fig. 5.25. Curbă timp-deplasare: structură 6 niveluri - zone plastice	116
Fig. 5.26. Curbă timp-deplasare: structură 9 niveluri - zone plastice	116
Fig. 5.27. Curbe timp-deplasare: structură 3 niveluri - A.P.(M ₃) vs. A.P. (P-M ₂ -M ₃) vs. Z.P.....	117
Fig. 5.28. Curbe timp-deplasare: structură 6 niveluri - A.P.(M ₃) vs. A.P. (P-M ₂ -M ₃) vs. Z.P.....	118
Fig. 5.29. Curbe timp-deplasare: structură 9 niveluri - A.P.(M ₃) vs. A.P. (P-M ₂ -M ₃) vs. Z.P.....	118
Fig. 5.30. Specimene testate experimental: a) grinzi + placă, b) grinzi	121
Fig. 5.31. Curbă timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - gr.[]	122
Fig. 5.32. Curbă timp-deplasare verticală: structură 9 niveluri - gr.[]	122
Fig. 5.33. Stabilirea lățimii active de placă, conform ACI318 -11	123
Fig. 5.34. Curbă timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - gr.⌈⌋	124
Fig. 5.35. Curbă timp-deplasare verticală: structură 9 niveluri - gr.⌈⌋	125
Fig. 5.36. Curbă timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - placă.....	126
Fig. 5.37. Curbă timp-deplasare verticală: structură 9 niveluri - placă.....	126
Fig. 5.38. Curbe timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - gr. [] vs. gr.⌈⌋ vs. placă.....	127
Fig. 5.39. Curbe timp-deplasare verticală: structură 9 niveluri - gr. [] vs. gr.⌈⌋ vs. placă.....	128
Fig. 5.40. Curbe timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C ₃ ^P (NDA).....	132
Fig. 5.41. Curbe timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C ₃ ^P (NDA).....	133
Fig. 5.42. Curbă încărcare - deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C ₃ ^P (NSA).....	134
Fig. 5.43. Curbă încărcare - deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C ₃ ^P (NSA)	135
Fig. 5.44. Curbe timp - deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C ₃ ⁱ (NDA).....	136
Fig. 5.45. Curbe timp - deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C ₃ ^t (NDA).....	137
Fig. 5.46. Evoluția factorului de amplificare dinamică (DIF) în funcție de raportul Θ_{pra} / Θ_y	139
Fig. 5.47. Curbe timp - deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie: C ₃ ^P , C ₃ ⁱ , C ₃ ^t (NDA).....	140
Fig. 6.1. Curba încărcare - deplasare: experiment vs. modelare numerică (MEF și MEA)...	142
Fig. 6.2. Modele structurale investigate: P+2E, P+8E	143

Fig. 6.3. Curbă timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C_4	144
Fig. 6.4. Distribuția deformațiilor plastice la întindere: a) vedere de sus, b) vedere de jos...	145
Fig. 6.5. Curbă timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C_4	145
Fig. 6.6. Distribuția deformațiilor plastice (a) și a fisurilor (b), structură 3 niveluri	146
Fig. 6.7. Curbă timp-deplasare verticală: structură 9 niveluri - caz avarie C_4	147
Fig. 6.8. Distribuția deformațiilor plastice la întindere: a) vedere de sus, b) vedere de jos...	147
Fig. 6.9. Curbă timp-deplasare verticală: structură 9 niveluri - caz avarie C_4	148
Fig. 6.10. Distribuția deformațiilor plastice (a) și a fisurilor (b), structură 9 niveluri	148
Fig. 6.11. Curbe timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C_4	149
Fig. 6.12. Curbe timp-deplasare verticală: structură 9 niveluri - caz avarie C_4	150
Fig. 6.13. Curbe timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C_4^P vs. C_4^i vs. C_4^t	153
Fig. 6.14. Scenarii complexe de avarie: 2 stâlpi.....	153
Fig. 6.15. Curbă timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C_4^P plus C_4^P adiacent.....	154
Fig. 6.16. Distribuția deformațiilor plastice, caz avarie: C_4^P plus C_4^P adiacent.....	154
Fig. 6.17. Curbă timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C_2^P plus C_2^P adiacent	155
Fig. 6.18. Cedare progresivă: structură 3 niveluri - caz avariere C_2^P plus C_2^P adiacent	156
Fig. 6.19. Curbă timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C_1^P plus C_3^P	157
Fig. 6.20. Cedare progresivă: structură 3 niveluri - caz avariere C_1^P plus C_3^P	157
Fig. 6.21. Curbe timp-deplasare verticală: structură 9 niveluri - caz avarie C_4^P vs. C_4^i vs. C_4^t	158
Fig. 6.22. Curbe timp-deplasare verticală: structură 9 niveluri - scenarii avarie: 2 stâlpi	159
Fig. 6.23. Scenarii complexe de avarie: 3 stâlpi.....	160
Fig. 6.24. Curbe timp-deplasare verticală: structură 9 niveluri - scenarii avarie 3 stâlpi	161
Fig. 6.25. Cedare progresivă: structură 9 niveluri - caz avariere C_1^P plus C_3^P plus C_4^P	161
Fig. 6.26. Cedare progresivă: structură 9 niveluri - caz avariere C_1^P plus C_3^P plus C_2^P adiacent.....	162
Fig. 6.27. Cedare progresivă: structură 9 niveluri - caz avariere C_2^P plus C_3^P plus C_2^P adiacent.....	162

Lista Tabelelor

Tabel 2.1. Clasificarea solicitărilor conform DoD(2009)	33
Tabel 2.2. Factorul de amplificare al încărcărilor, conform DoD(2009)	35
Tabel 2.3. Factorul de amplificare dinamică, Ω_N , conform DoD(2009)	36
Tabel 2.4. Tipuri de elemente finite	41
Tabel 3.1. Caracteristicile mecanice ale betonului	57
Tabel 3.2. Valori ale parametrilor pentru modelul de plasticitate CDP	60
Tabel 3.3. Valori ale principalilor parametri necesari pentru definirea betonului	66
Tabel 4.1. Valori normate corespunzătoare sarcinilor considerate	74
Tabel 4.2. Valori ale încărcărilor, considerate la nivelul terasei.....	76
Tabel 4.3. Valori ale încărcărilor, considerate la nivelul etajului curent	76
Tabel 5.1. Centralizator rezultate Obiectiv 1	104
Tabel 5.2. Centralizator rezultate Obiectiv 4	140
Tabel 6.1. Caracteristici principale ale sistemelor de calcul	143

Notății principale și abrevieri

Litere latine mari

A	Acțiuni accidentale
A_c	Aria secțiunii transversale de beton
A_E	Acțiuni seismice
A_{EK}	Valoarea caracteristică a acțiunii seismice
D	Încărcare permanentă (dead load)
DL	Încărcare permanentă (dead load)
E	Modul de elasticitate longitudinal
E	Modul de elasticitate longitudinal, degradat - Abaqus
E_c	Modul de elasticitate longitudinal
E_0	Modul de elasticitate longitudinal inițial, nedegradat
E_{cm}	Modul de elasticitate secant al betonului
G	Acțiuni permanente
G	Sarcini verticale aplicate tramelor ce nu sunt adiacente elementului avariat, în cazul solicitărilor controlate de deformații/forțe
G	Modul de elasticitate transversal
$G_{k,j}$	Efectul pe structură al acțiunii permanente "j", luată cu valoarea sa caracteristică
G_{LD}	Sarcini verticale aplicate tramelor situate deasupra elementului avariat în cazul solicitărilor controlate de deformații - LSA
G_{LF}	Sarcini verticale aplicate tramelor situate deasupra elementului avariat în cazul solicitărilor controlate de forțe - LSA
G_N	Sarcini verticale aplicate tramelor situate deasupra elementului avariat în cazul solicitărilor controlate de deformații/forțe - NSA
G_{ND}	Sarcini verticale aplicate tramelor situate deasupra elementului avariat în cazul solicitărilor controlate de deformații/forțe - NDA
I_g	Moment de inerție axial al secțiunii transversale a grinzii
L	Încărcare utilă (live load)
LL	Încărcare utilă (live load)
M	Moment încovoietor
M_y	Momentul încovoietor corespunzător intrării în curgere a secțiunii de b.a.
N	Forță axială
N_{Ed}	Valoarea de calcul a forței axiale
P	Încărcare permanentă
P_{cedare}	Sarcina gravitațională corespunzătoare cedării structurii
$P_{nominal}$	Sarcina gravitațională nominală
Q	Acțiuni variabile
Q_{CE}	Capacitatea de rezistență ultimă (așteptată) a secțiunii

Q_{CL}	Capacitatea de rezistență specifică a secțiunii
$Q_{k,1}$	Efectul pe structură al acțiunii variabile predominante, luată cu valoarea caracteristică
$Q_{k,i}$	Efectul pe structură al acțiunii variabile “i”, luată cu valoarea sa caracteristică
Q_{UD}	Solicitarea (efect al acțiunii) corespunzătoare elementului structural - conform GSA(2003)
Q_{UD}	Solicitarea (efect al acțiunii) controlată de deformații - conform DoD(2009)
Q_{UF}	Solicitarea (efect al acțiunii) controlată de forțe
Q_i	Solicitarea în element, datorată încărcărilor aplicate
R_n	Valoarea rezistenței nominale
S	Încărcarea din zăpadă
T	Forța tăietoare
$T_{B, C, D}$	Perioade de control (colț) ale spectrului de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale mișcării seismice
U	Încărcare utilă

Litere latine mici

a_g	Accelerația terenului pentru proiectare (pentru componenta orizontală a mișcării terenului)
b_c	Lățimea totală a secțiunii transversale a stâlpului
b_{eff}	Lățimea efectivă a tălpii superioare a grinzilor în formă de T sau L
b_{gl}	Lățimea totală a inimii grinzii
b_{st}	Lățimea totală a secțiunii transversale a stâlpului
d	Factor de degradare al materialului
f	Efortul unitar de compresiune/întindere în oțel
f_{b0}	Tensiunea de compresiune biaxială aferentă curgerii inițiale
f_c	Rezistența la compresiune a betonului
f_{c0}	Tensiunea de compresiune uniaxială aferentă curgerii inițiale
f_{cd}	Valoarea de calcul a rezistenței la compresiune a betonului
f_{ck}	Valoarea caracteristică a rezistenței la compresiune a betonului, măsurată pe cilindrii la 28 zile
f_{cm}	Valoarea medie a rezistenței la compresiune a betonului, măsurată pe cilindrii
f_{ctd}	Valoarea de calcul a rezistenței la întindere a betonului
$f_{ctk,0.05}$	Rezistența caracteristică la întindere directă a betonului, cu fractilul de 5%
f_{ctm}	Valoarea medie a rezistenței la întindere directă a betonului
f_u	Efortul unitar corespunzător atingerii capacității ultime de rezistență a armăturilor
f_y	Limita de curgere a armăturilor (oțel) pentru beton armat
f_{yd}	Limita de curgere de calcul a armăturilor pentru beton armat
f_{yk}	Limita de curgere caracteristică a armăturilor pentru beton armat
h_{gl}	Înălțimea totală a secțiunii transversale a grinzii
h_{pl}	Înălțimea totală a secțiunii transversale a plăcii
h_{st}	Înălțimea totală a secțiunii transversale a stâlpului

k	Raportul între al doilea invariant al tensiunii, ce aparține meridianului corespunzător întinderii, și cel ce aparține meridianului corespunzător compresiunii, aferent curgerii inițiale a materialului
l_1, l_2	Dimensiunile în plan ale plăcii, după cele două direcții principale
$l_{A.P.}$	Lungimea articulației plastice (A.P.)
m	Factor ce ține cont de ductilitatea elementului
m_{LIF}	Valoare minimă a factorului “m” aferent oricărei grinzi principale adiacente stâlpilor amplasați deasupra elementului structural avariat
q	Coeficientul de comportare

Simboluri grecești

Θ	Rotirea elementului sub încărcarea aplicată
Θ_a	Rotirea limită admisă, corespunzătoare nivelului de performanță de prevenire a colapsului (CP)
Θ_{pra}	Rotirea limită admisă, corespunzătoare nivelului de performanță de prevenire a colapsului (CP), conform DoD(2009)
Θ_y	Rotirea corespunzătoare atingerii stadiului de curgere a elementului
Ω	Indice de robustețe al structurii
Ω_{LD}	Factor de amplificare al încărcărilor - solicitări controlate de deformații
Ω_{LF}	Factor de amplificare al încărcărilor - solicitări controlate de forță
Ω_N	Factor de amplificare dinamică a încărcărilor
α_1	Factorul de multiplicare a forței seismice orizontale corespunzător formării primei articulații plastice în sistem
α_{cc}	Coeficient ce ia în considerare efectele de lungă durată
α_{ct}	Coeficient ce ia în considerare efectele defavorabile rezultate din modul de aplicare al încărcărilor
α_u	Factorul de multiplicare a forței seismice orizontale corespunzător formării mecanismului cinematic global
β_0	Factor de amplificare dinamică maximă a accelerației orizontale
γ	Greutate specifică
γ_1	Coeficient de importanță al construcției
γ_c	Coeficient parțial de siguranță pentru beton
γ_i	Coeficient de încărcare
γ_s	Coeficient parțial de siguranță pentru oțel
ε	Deformația specifică a materialului
ε_c	Deformația specifică la compresiune a betonului
ε_{cl}	Deformația specifică la compresiune a betonului, aferentă efortului unitar maxim
ε_s	Deformația specifică de separare
ε_{sh}	Deformația specifică corespunzătoare inițierii fenomenului de consolidare a oțelului
ε_u	Deformația specifică corespunzătoare atingerii capacității ultime de rezistență a oțelului.
ε^{el}	Deformația specifică elastică a materialului

ε^{pl}	Deformația specifică plastică a materialului
μ	Vâscozitate
v_d	Forța axială normalizată de proiectare a stâlpului
σ	Efort unitar
σ_c	Efort unitar de compresiune în beton
σ_t	Efort unitar de întindere în beton
φ	Coeficient de reducere a rezistenței
ψ	Unghi de dilatare
$\psi_{0,i}$	Factor de simultaneitate al efectelor acțiunilor variabile pe structură
$\psi_{2,i}$	Coeficient pentru determinarea valorii cvasipermanente a acțiunii variabile, pentru acțiuni din zăpadă și acțiuni datorate exploatării

Abrevieri

ACI	American Concrete Institute
ANSI	American National Standards Institute
AP	Articulație plastică
AS/NZS	Australian/New Zealand Standard
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASI	Applied Science International
BOCA	Building Officials and Code Administrators
CDP	Concrete Damage Plasticity
CSI	Computers and Structures, Inc.
DCR	Demand Capacity Ratio
DIF	Factor de amplificare dinamică
DoD	Department of Defence
ELS	Extreme Loading for Structures
FPH	Fiber plastic hinge)
GA	Gruparea accidentală
GF	Gruparea fundamentală
GS	Gruparea seismică
GSA	General Services Administration
ISC	Interagency Security Committee
LIF	Factor de amplificare al încărcărilor
LRFD	Load and Resistance Factor Design
LSA	Analiză statică liniară
MEA	Metoda Elementelor Aplicate
MEF	Metoda Elementelor Finite
MPH	Moment plastic hinge
NBS	National Bureau of Standards
NDA	Analiză dinamică neliniară
NSA	Analiză statică neliniară

NYC-BC	New York City Building Code
SLS	Starea limită de serviciu (exploatare)
SLU	Starea limită ultimă
SUA	Statele Unite ale Americii
UFC	Unified Facilities Criteria
WTC	World Trade Center
ZP	Zone plastice

PAGINĂ ALBĂ

Cap. 1 Fenomenul de colaps progresiv - generalități

1.1 Definirea fenomenului de colaps progresiv

Clasificarea acțiunilor, în funcție de variația în timp a parametrilor specifici acestora, se realizează conform prevederilor codurilor de proiectare în vigoare [1] prin gruparea acestora în patru mari categorii: acțiuni permanente (G), acțiuni variabile (Q), acțiuni accidentale (A), respectiv acțiuni seismice (A_E). Întrucât valorile de proiectare ale efectelor acestora sunt determinate prin combinarea valorilor corespunzătoare acțiunilor ce se consideră că pot acționa simultan, sunt definite trei tipuri distincte de grupări: gruparea fundamentală (GF), gruparea accidentală (GA) precum și gruparea seismică (GS).

În majoritatea situațiilor ce implică proiectarea structurilor amplasate pe teritoriul țării noastre, acțiunile accidentale (A) - *“acțiuni de durată scurtă dar de intensitate semnificativă, pentru care există o probabilitate redusă de a se exercita asupra structurii în timpul duratei sale de viață proiectate”* [1] - și implicit gruparea din care acestea fac parte (GA), sunt neglijate. Datorită acestor practici, coroborate cu lipsa prevederilor specifice evitării efectelor unor astfel de acțiuni, în nenumărate rânduri, integritatea structurilor a fost afectată ca urmare a unor situații excepționale de solicitare a elementelor structurale: explozii, impact, atacuri teroriste, etc. Odată inițiată o astfel de acțiune, consecințele acesteia asupra structurii pot fi devastatoare, ajungându-se în unele cazuri până la colapsul unei părți semnificative din structură sau chiar a întregii structuri.

Acest fenomen, ce poate fi declanșat de cedarea unuia sau a mai multor elemente structurale verticale (stâlpi, pereți structurali) sau orizontale (grinzi, placă b.a.) poartă numele de *colaps progresiv* și a devenit un subiect de actualitate pentru inginerii constructori spre sfârșitul anilor 1960, ca urmare a unui eveniment nefast ce s-a petrecut în Anglia. Ulterior acestuia, preocupările oamenilor de știință legate de acest fenomen s-au accentuat, în special datorită atacurilor teroriste care au avut loc în ultima perioadă de timp.

Potrivit ghidului de proiectare GSA(2003) [2], colapsul progresiv reprezintă *“o situație în care cedarea locală a unui element structural principal duce la cedarea elementelor structurale adiacente care, la rândul lor, conduc la cedarea întregii structuri sau a unei părți însemnate din aceasta”*.

O definiție similară, conform căreia fenomenul de colaps progresiv semnifică *“răspândirea unei avarii locale de la element la element, ajungându-se astfel la colapsul întregii structuri sau a unei părți importante din aceasta”*, este prevăzută și în cadrul secțiunii de comentarii a standardului ASCE 7-05 [3].

Agarwal & England [4] definesc la rândul lor fenomenul de colaps disproporționat ca reprezentând *“cedarea unei părți relativ importante din structură ca urmare a unei mici avarii sau a unui incident minor asupra elementelor de rezistență ale acesteia”*.

1.2 Colaps progresiv: exemple

Așa cum s-a menționat anterior, un prim val de interes asupra fenomenului de colaps progresiv a fost declanșat odată cu evenimentul petrecut în anul 1968, asupra clădirii Ronan Point, din Canning Town, Anglia. Datorită unei deflagrații cauzate de o scăpare de gaz, produsă la etajul 18 din cele 22 existente ale clădirii, elementele structurale (panouri prefabricate din beton armat) au cedat, lăsând elementele de la partea superioară a structurii fără susținere. Drept urmare, întregul colț sud-estic al clădirii s-a prăbușit (fig. 1.1), patru oameni fiind uciși [5].



Fig. 1.1. Clădirea de apartamente Ronan Point, Canning Town, Anglia [6]

În anul 1973, în timpul construcției clădirii Skyline Plaza din Virginia, SUA, 14 muncitori și-au pierdut viața, iar pagubele materiale înregistrate ca urmare a fenomenului de colaps progresiv au fost majore. Placa de beton proaspăt turnată de la etajul 24 s-a prăbușit peste planșeul de la nivelul inferior, în acest fel declanșându-se o reacție în lanț care a dus la prăbușirea structurii până la nivelul fundației. Astfel, partea centrală a structurii a dispărut, iar extremitățile acesteia au rămas în picioare ca două turnuri independente (fig. 1.2). Potrivit rapoartelor ulterioare, redactate de către NBS (National Bureau of Standards), cauza probabilă care a dus la colapsul părții centrale a structurii a fost de natură umană: elementele verticale de susținere a planșeului au fost îndepărtate după o perioadă de timp insuficientă pentru ca betonul să-și atingă rezistența portantă [7].

Începând cu anul 1995, un al doilea val de interes asupra fenomenului de colaps progresiv s-a declanșat ca urmare a atentatelor ce s-au înregistrat asupra Clădirii Federale Alfred P. Murrah din Oklahoma, SUA. Un camion capcană, plin cu explozibil (aproximativ



Fig. 1.2. Clădirea Skyline Plaza, Virginia, S.U.A. [7]

180 kg TNT, potrivit estimărilor ulterioare), a fost amplasat la circa 10 metri distanță de intrarea principală. Explozia cauzată de acesta a spulberat patru stâlpi de rezistență de la primul nivel, dispuși pe latura nordică a structurii. Ca urmare a lipsei elementelor de susținere verticale, grinzile de la nivelurile superioare au cedat iar aproximativ jumătate din structura din beton armat, cu o înălțime de nouă niveluri, s-a prăbușit (fig. 1.3). Numărul victimelor s-a ridicat la 167 de persoane ucise, respectiv la 782 de persoane rănite [8].



Fig. 1.3. Clădirea Federală Alfred P. Murrah, Oklahoma, S.U.A. [9]

Deși evenimentele anterior amintite au generat atât pierderi de vieți omenești cât și importante pagube materiale, totul a culminat în anul 2001 odată cu evenimentele catastrofice de la WTC din New York, SUA când un număr de 2978 de persoane și-au pierdut viața. Turnurile gemene, WTC 1 și WTC 2, au fost supuse unui atac terorist în care avioane de linie

de mare capacitate au fost deturnate și conduse direct înspre acestea (fig. 1.4). Colapsul structurilor din oțel s-a datorat unui cumul de trei factori în cazul ambelor turnuri: impactul inițial, propagarea incendiului în interior la mai multe etaje precum și cedarea progresivă a elementelor structurale. Se estimează că în cazul primului turn au fost distruși între 31-36 de stâlpi, iar în cazul celui de-al doilea au fost distruși între 27-32 de stâlpi. Chiar și așa, datorită proiectării minuțioase și considerării diferitor scenarii excepționale, clădirile nu au cedat imediat după impact, având o capacitate de redistribuire a eforturilor considerabilă. Colapsul total a avut loc după 1 oră și 43 de minute în cazul primului turn, respectiv după 56 de minute în cazul celui de-al doilea [10].



Fig. 1.4. World Trade Center, 9/11-2001, New-York, S.U.A. [11]

Ca urmare a acestei catastrofe, în interiorul comunității științifice interesul pentru efectele acțiunilor accidentale a crescut, iar preocupările legate de găsirea unor noi metode de îmbunătățire a comportării structurilor supuse acestora s-au înmulțit.

Deși cazurile anterior menționate sunt des amintite în literatura de specialitate, din nefericire, acestea nu sunt singurele. O enumerare cronologică a unor astfel de evenimente este prezentată în cele ce urmează [12]:

- în anul 1902, turnul de 98.6 metri al unei biserici din Veneția, Italia, s-a prăbușit după ce zidul său nordic de sprijin a început să se deplaseze în raport cu structura principală. Cauzele acestei prăbușiri se presupune că sunt evenimentele anterioare care s-au petrecut asupra structurii (incendii, cutremure, secetă majoră);
- în anul 1966, clădirea Universității din Aberdeen, Scoția, care avea șapte niveluri, s-a prăbușit în totalitate în timpul construcției. Colapsul acesteia a fost atribuit calității inferioare a oțelului folosit care a dus la slăbirea sudurilor;
- în anul 1968, colțul sud-estic al clădirii Ronan Point din Anglia s-a prăbușit ca urmare a unei deflagrații; acest caz a fost prezentat anterior în lucrare;

- în anul 1973, partea centrală a structurii Skyline Plaza de 26 de etaje s-a prăbușit; acest caz a fost prezentat anterior în lucrare;
- în anul 1985, clădirea cunoscută astăzi sub numele de Wedbush Building a fost afectată parțial de fenomenul de colaps progresiv. Acesta s-a petrecut datorită neglijenței muncitorilor care au depozitat grinzile necesare continuării construcției pe planșeul de la etajul cinci, ce fusese proaspăt terminat. Planșeul a cedat iar structura de la partea inferioară a cedat la rândul ei până la nivelul garajului, amplasat la parter;
- în anul 1986, hotelul New World din Singapore, s-a prăbușit din cauza unei erori umane. Proiectantul acesteia a omis considerarea greutății proprii a structurii când au fost efectuate calculele de rezistență. Din această cauză, întreaga structură metalică cu o înălțime de șase etaje s-a prăbușit;
- în anul 1987, clădirea L' Ambiance Plaza din Connecticut, SUA, s-a prăbușit în timpul construcției datorită soluțiilor neadecvate de susținere ale elementelor structurale folosite;
- în anul 1993, structura metalică de patru etaje Kader Toy Factory din Tailanda s-a prăbușit după ce un incendiu a fost declanșat la primul nivel al acesteia;
- în anul 1995, datorită unui deflagrații cauzate de amplasarea unei bombe de către un grup terorist, o parte importantă a clădirii Alfred P. Murrah din Oklahoma, SUA s-a prăbușit; acest caz a fost prezentat anterior în lucrare;
- în anul 1995, o altă structură a fost afectată de fenomenul de colaps progresiv din cauza codurilor neadecvate după care aceasta a fost proiectată. Clădirea avea cinci niveluri și era amplasată în Seul, Coreea;
- în anul 2001, în New York, SUA, turnurile gemene ale WTC s-au prăbușit ca urmare a unui atac terorist; acest caz a fost prezentat anterior în lucrare;
- în anul 2005, ultimele 11 etaje ale structurii de 28 de niveluri Windsor Tower din Madrid, Spania, s-au prăbușit ca urmare a unui incendiu declanșat la nivelul 21. Cauza, în acest caz, pare a fi pierderea rezistenței elementelor structurale din oțel după un interval de cinci ore în care focul a acționat asupra lor;
- în anul 2013, centrul comercial Rana Plaza din Bangladesh amplasat într-o clădire cu opt niveluri din beton armat s-a prăbușit, bilanțul evenimentului fiind unul catastrofic. Potrivit autorităților, principala cauză pentru producerea colapsului structurii este nerespectarea legislației, respectiv suplimentarea numărului de niveluri fără autorizație.

1.3 Metode de proiectare împotriva colapsului progresiv

1.3.1 Metode directe de proiectare

Metodele de proiectare directă, ce se bazează în mare măsură pe efectuarea de analize numerice, au ca principal avantaj posibilitatea utilizării analizelor cu un nivel ridicat de complexitate ce sunt capabile să surprindă cât mai exact posibil comportamentul structurilor supuse acțiunilor accidentale: analize neliniare și/sau analize dinamice. Două abordări utilizate frecvent, ce se încadrează în această categorie a metodelor directe de proiectare, sunt reprezentate de proiectarea bazată pe Metoda Elementelor “Cheie” (Key Element Design Method), care implică conformarea unor anumite elemente astfel încât acestea să fie capabile să reziste eventualelor acțiuni accidentale, respectiv de proiectarea bazată pe Metoda Căii Alternative (Alternative Path Design Method), ce implică detalierea structurii astfel încât aceasta să fie capabilă să reziste avarierii elementelor structurale verticale [13].

1.3.1.1 Metoda Elementelor “Cheie” (Key Element Design Method)

Abordarea aferentă acestei prime metode constă, așa cum s-a menționat anterior, în proiectarea elementelor structurale principale (stâlpi, grinzi, pereți structurali, etc.) ținându-se cont de efectele ce pot surveni în urma diferitelor acțiuni accidentale: explozii, impact, incendii, etc. În consecință, odată cu aplicarea acestei metode, structura dobândește o capacitate de rezistență suplimentară în zonele ce sunt considerate vulnerabile - predispuse acțiunilor accidentale (ex.: impact asupra stâlpilor exteriori, amplasați la nivelul solului). Elementele în cauză, trebuie să fie capabile să-și dezvolte întreaga capacitate de rezistență astfel încât, sub efectul sarcinilor accidentale, acestea să nu fie scoase din uz, iar elementele/nodurile adiacente să nu fie afectate. Potrivit Eurocode 1 [14], un astfel de element “cheie” trebuie proiectat pentru a fi capabil să reziste unei sarcini uniform distribuite cu intensitatea de 34 kPa, aplicată asupra lui din orice direcție.

Dezavantajul major al acestui tip de abordare îl constituie incapacitatea de a prezice viitoarele fenomene, respectiv viitoarele acțiuni excepționale la care vor fi supuse elementele. Din acest motiv, Metoda Elementelor “Cheie” este recomandată numai când aceasta reprezintă singura alternativă viabilă de calcul [13].

1.3.1.2 Metoda Căii Alternative (Alternative Path Design Method)

Recomandată inițial în decursul anilor 1970, Metoda Căii Alternative vine cu o abordare diferită, interesul acesteia focusându-se asupra comportamentului întregii structuri. Scopul metodei îl reprezintă asigurarea unei căi alternative de transmitere a încărcărilor, în clipa imediat următoare avarierii unuia sau mai multor elemente structurale principale (ex.: stâlp, perete structural).

Procedura presupune eliminarea unuia sau a mai multor elemente de rezistență principale și efectuarea analizei asupra noii configurații a structurii. Această abordare

încurajează proiectarea structurilor astfel încât acestea să aibă o capacitate cât mai mare de a disipa energie, această calitate fiind dezirabilă în cazul acțiunilor accidentale, care pot iniția fenomenul de colaps progresiv, fără a ține cont de cauza/activitatea specifică care duce la avarierea elementului respectiv. Un avantaj al acestei metode îl constituie faptul că analiza este “independentă” față de cauza producerii avariei și nu se mai mizează deloc pe elementele avariate. Prin urmare, nu mai este nevoie de predicția încărcărilor excepționale care pot apărea, acest lucru constituind un avantaj față de metoda precedentă [13].

Ambele ghiduri de proiectare din S.U.A. cu referire directă la fenomenul de colaps progresiv, GSA(2003) [2] respectiv DoD(2009) [15] recomandă această metodă de calcul, atât în cazul analizelor cu o complexitate redusă (LSA) cât și în cazul analizelor cu un nivel superior de complexitate (NSA/NDA).

1.3.2 Metode indirecte de proiectare

Utilizarea metodelor indirecte de proiectare, implică respectarea prescripțiilor specificate în normative și au ca scop îmbunătățirea nivelului de robustețe structurală (*capacitatea unei structuri sau componente structurale de a rezista avariilor cauzate de acțiuni accidentale (explozii, incendii, etc.) fără a experimenta cedarea prematură și/sau bruscă* [2]). Principalul avantaj al acestora, față de metodele directe amintite anterior, este că pot fi puse în practică fără efectuarea suplimentară a unor analize. Din această cauză, aceste metode sunt cuprinse în majoritatea ghidurilor de proiectare (GSA(2003) [2], DoD(2009) [15]), sub forma unor prescripții referitoare la rezistența minimă a nodurilor, la continuitatea între elemente, respectiv la modul de conectare al acestora.

Deoarece aceste metode nu iau în considerare pierderea unui element structural principal, cum se întâmplă în cazul metodelor directe, sunt recomandate numai în cazul sistemelor cu o configurație structurală standard [13].

1.3.2.1 Metoda Forțelor de Legătură (Tie Forces Method)

Scopul principal al Metodei Forțelor de Legătură constă în asigurarea integrității structurale prin intermediul stabilirii de „legături” între elementele structurale existente. În acest fel se urmărește sporirea continuității, a ductilității precum și a capacității structurii de a dezvolta căi alternative de transmitere a încărcărilor. Legăturile între elemente se dezvoltă prin intermediul forțelor axiale, fără a fi nevoie de un proces dedicat de proiectare al acestora [15].

Astfel, la nivelul planșeului se poate discuta despre legături orizontale, legături care la rândul lor se împart în trei categorii: legături longitudinale, legături transversale, respectiv legături perimetrice.

Odată cu trecerea în categoria elementelor structurale verticale (stâlpi sau pereți structurali), se dorește dobândirea unei capacități de dezvoltare a legăturilor între aceste elemente începând de la primul și până la ultimul nivel al clădirii.

În situația incapacității elementelor verticale de a dezvolta o capacitate suficientă de legătură, există două alternative: reproiectarea elementelor, respectiv utilizarea unei metode

directe de proiectare pentru a stabili potențialul de colaps progresiv al structurii. În cazul componentelor dispuse în plan orizontal însă, singura opțiune disponibilă implică reproiectarea elementelor care nu pot dezvolta o capacitate suficientă de legătură [15].

1.4 Integritate structurală: evoluția prevederilor de proiectare

Drept consecință a evenimentelor petrecute în anul 1968, evenimente ce au atras atenția asupra importanței pe care efectul acțiunilor accidentale îl poate avea asupra integrității structurale, comunitatea științifică a vremii, din diferite părți ale lumii, a demarat elaborarea unor serii de prevederi privind conformarea structurală. Prin aplicarea acestora, se dorește limitarea consecințelor nefaste ale unor astfel de acțiuni asupra clădirilor.

1.4.1 Anglia

The Building (5th Amendment) Regulations 1970 [16] pune bazele conformării structurale împotriva efectelor acțiunilor accidentale care pot declanșa fenomenul de colaps progresiv. Apărut în anul 1970, acesta reprezintă un răspuns al raportului privind cauzele exploziei și ale producerii fenomenului de colaps al clădirii Ronan Point, din noiembrie 1968. Potrivit acestuia, structurile pentru a căror construcție sunt utilizate panouri mari prefabricate, cu un regim de înălțime egal sau mai mare de cinci niveluri, trebuie să fie capabile să asigure o **cale alternativă** de transmitere a încărcărilor în eventualitatea pierderii unui astfel de element structural. De asemenea, clădirile trebuie proiectate astfel încât să beneficieze de o **rigiditate** și o **continuitate** suficientă a elementelor pentru a asigura stabilitatea structurii în cazul apariției sarcinilor accidentale/exceptionale. În acest scop, se propune ca proiectarea panourilor structurale să fie efectuată de așa manieră, încât acestea să fie capabile să reziste unei presiuni de 3.4×10^4 Pa, aplicată din orice direcție [17].

Variante revizuite ale acestui cod de proiectare sunt publicate în anii: 1985 (*The Building Regulations 1985 - Approved Document A:1985 edition* [18]), 1992 (*The Building Regulations 1991- Approved Document A: 1992 edition* [19]) precum și în anul 2004 (*The Building Regulations 2000- Approved Document A:2004 edition* [20]).

The Building Regulations 2010 [21] reprezintă cea mai recentă ediție a codului britanic cu referire directă la proiectarea împotriva colapsului progresiv. Prevederile codurilor britanice se axează în principal pe asigurarea forțelor de legătură minime între elementele structurale (metodă indirectă de proiectare), deși în cazul structurilor încadrate de acesta în clasele 2B și 3 se recomandă aplicarea Metodei Căii Alternative de transmitere a încărcărilor (metodă directă de proiectare). Metoda Elementului „Cheie” este de asemenea specificată în acest cod de proiectare [17].

1.4.2 S.U.A.

American National Standards Institute 1972 (ANSI 58.1-1972) [22], este primul standard, publicat în S.U.A. la scurt timp după evenimentele petrecute în Anglia (Ronan Point, 1968), care conține în cadrul primului capitol (Capitolul 1 - secțiunea 1.3.1.) o

prevedere succintă privind fenomenul de colaps progresiv. Potrivit acesteia, este necesar ca sistemele structurale să posedă o **integritate structurală** suficientă pentru a face față efectelor cauzate de acțiunile accidentale, care pot conduce la colapsul structurii sau a unei părți însemnate din aceasta [23].

O definiție mai explicită a termenului de integritate structurală, ce reprezintă “*abilitatea structurilor de a rezista avariilor locale fără a-și pierde stabilitatea și fără a experimenta avarii disproporționate*” este prevăzută în standardul din anul 1982, *American National Standards Institute 1982 (ANSI 58.1-1982)* [24], standard ce reprezintă o formă revizuită a celui publicat anterior, în anul 1972. Suplimentar acesteia, ANSI 58.1 cuprinde și metodologia necesară a fi respectată pentru atingerea unui nivel corespunzător al integrității structurale. Prevederile și comentariile în cauză, rămân active și nemodificate chiar și atunci când ASCE (American Society of Civil Engineers) preia acest standard sub tutela sa, numele acestuia schimbându-se astfel în *ASCE 7: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. O primă revizuire a prevederilor, are loc în anul 2002, odată cu redactarea și publicarea standardului ASCE 7-02 [25].

ASCE 7-10 [26], versiunea cea mai recentă a aceluiași standard, conține prevederi referitoare la integritatea structurală (secțiunea 1.4.), făcând de asemenea referire directă la fenomenul de colaps progresiv (secțiunea 2.5). Potrivit acestuia, în situația în care beneficiarul sau codul o cere, rezistența și stabilitatea structurii trebuie verificată, stabilindu-se în acest mod dacă clădirea este capabilă să reziste acțiunilor accidentale, fără a se ajunge la colapsul unei părți importante din aceasta. Evaluarea acestor caracteristici structurale se efectuează pe baza relațiilor prevăzute în ASCE 7-10 [26], relații ce țin cont și de valoarea sarcinilor accidentale [23].

Un alt standard, *National Building Code* [27], publicat de către BOCA (Building Officials and Code Administrators) în anul 1999, nu conține prevederi directe asupra colapsului progresiv însă face trimitere la secțiunea 1.4 din ANSI A58.1/ASCE 7 [24, 25].

Pe de altă parte, *ACI 318-11 (American Concrete Institute)* [28] face de asemenea referire la importanța asigurării integrității structurale. Secțiunea 7.13 a codului are ca scop îmbunătățirea **redundanței** și a **ductilității structurii**, astfel încât, în cazul unui eveniment excepțional, avarierea elementelor structurale să aibă loc într-o zonă cât mai restrânsă.

NYC-BC (New York City Building Code) [29] are, de asemenea, un capitol (Capitolul 18) dedicat colapsului progresiv. Conform prevederilor acestuia, “*elementele structurale trebuie să aibă o comportare adecvată și să ofere protecție împotriva colapsului, ce poate surveni din cauza încărcărilor accidentale*”. Codul oferă indicații privind folosirea Metodei Căii Alternative precum și a Metodei Elementului „Cheie” [17].

Una din instituțiile principale ale S.U.A., *General Services Administration (GSA)*, publică în anul 2000 un prim ghid de proiectare ce cuprinde prevederi cu referire directă asupra procedurii de evaluare a potențialului de risc la colaps progresiv al clădirilor federale [23]. Ulterior acestuia, în anul 2003, este redactată și publicată o variantă revizuită a ghidului de proiectare, cunoscută în literatura de specialitate sub numele GSA(2003) [2].

Un document similar, având ca scop dezvoltarea construcțiilor durabile în zonele unde există posibilitatea impunerii măsurilor de securitate ridicate datorate acțiunilor excepționale, este emis în anul 2001 de către *Interagency Security Committee (ISC)* [23].

Department of Defense (DoD), o altă instituție de importanță majoră a S.U.A. redactează, în anul 2001, un document ce include măsuri de prevenție împotriva fenomenului de colaps progresiv, valabile în cazul tuturor clădirilor de locuit cu un regim de înălțime mai mare sau egal cu trei niveluri. Acest document nu este însă publicat, rămânând sub formă de draft [23]. Variante revizuite ale acestui document sunt publicate însă în anul 2005 (DoD2005 [30]), respectiv în anul 2009 (DoD2009 [15]).

1.4.3 Canada

National Building Code of Canada - 1975 [31], face referire la termenul de integritate structurală la paragraful 4.1.1.8, menționând necesitatea structurilor de a fi capabile să reziste unor acțiuni accidentale ce pot determina colapsul acestora. În ediția din 1980 a aceluiași cod, secțiunea 4.1.1.8 este înlocuită de secțiunea 4.1.1.3(1) cu referire directă la siguranța, performanța și integritatea structurală. În anul 1995 codul de proiectare este din nou revizuit și retipărit, prevederile referitoare la integritatea structurii rămânând incluse în secțiunea 4 [23].

1.4.4 Australia/Noua Zeelandă

AS/NZS 1170.0 - 2002 Structural design actions - General principles [32], normativul australian/neozeelandez publicat în anul 2002, face referire la termenul de „continuitate structurală”. Potrivit acestuia, toate părțile unei structuri trebuie să fie conectate între ele prin intermediul unor legături capabile să transmită minim 5% din încărcarea ultimă. De asemenea, un document suplimentar al acestui normativ (*AS/NZS 1170.0 Supp 1:2002*), face referire la necesitatea unei proiectări capabile să ofere structurii căi alternative de transmitere a încărcărilor, astfel încât, în eventualitatea unei avarii locale să nu se ajungă la colapsul acesteia [17].

1.4.5 Uniunea Europeană (Eurocode)

Eurocode 1 [14], normativ publicat în anul 2006, indică strategiile și regulile pentru proiectarea clădirilor împotriva acțiunilor accidentale identificabile sau neidentificabile. Aceste strategii sunt împărțite conform euro-normeii în două categorii: strategii bazate pe acțiuni accidentale identificabile, respectiv strategii bazate pe limitarea extinderii cedărilor locale. Pentru fiecare din aceste strategii, normativul [14] prevede o serie de măsuri în scopul limitării consecințelor unor astfel de acțiuni.

Astfel, pentru prima categorie (strategii bazate pe acțiuni identificabile – ex.: explozii, impact) proiectarea structurii trebuie să îi asigure acesteia o robustețe minimă sau o rezistență suficientă astfel încât să fie capabilă să reziste unor astfel de acțiuni. De asemenea, această strategie include și considerarea unor măsuri de protecție ce au ca scop prevenirea sau reducerea acțiunii.

Strategiile bazate pe limitarea extinderii cedării locale (cea de-a doua categorie) includ considerarea unui traseu alternativ de transmitere al încărcărilor (metodă directă de proiectare,

descrișă la punctul 1.3.1.2. al lucrării) pentru a spori redundanța structurii precum și proiectarea unui element cheie (metodă directă de proiectare, descrișă la punctul 1.3.1.1. al lucrării) capabil să reziste unei acțiuni accidentale nominale. De asemenea, în această strategie sunt incluse și metodele indirecte de proiectare împotriva fenomenului de colaps progresiv care includ regulile prescriptive ce au ca rol asigurarea unei ductilități/integrități structurale suficiente în cazul unor acțiuni accidentale [14].

1.4.6 România

P100-1/2006 [33], codul de proiectare seismică aflat în vigoare la începutul actualului stagiu de cercetare în decursul căruia a fost elaborată teza de doctorat, include de asemenea prevederi care contribuie în mod direct la asigurarea robusteții structurale și implicit la reducerea riscului de colaps progresiv.

Spre exemplu, secțiunea 4.4.1.2 a codului [33] prevede înzestrarea clădirilor cu o redundanță adecvată astfel încât ruperea unui singur element sau a unei singure legături să nu expună structura la pierderea stabilității.

Prevederi indirecte asupra potențialului de colaps progresiv sunt specificate și în cadrul secțiunii 4.4.1.3 a codului, unde se vorbește de geometria (configurația) structurii, dar și în cadrul secțiunii 5.3.4.1.2 unde sunt specificate prevederile necesare asigurării cerințelor de ductilitate locală în cazul grinzilor (zone critice, procent de armare, etc.).

Varianta nouă a codului de proiectare seismică, P100-1/2013 [34], conține de asemenea prescripțiile anterior menționate, ce contribuie indirect la reducerea riscului de colaps progresiv a structurilor.

1.5 Stadiul actual al cercetărilor în domeniu. Consecințe asupra obiectivelor tezei

Odată cu producerea evenimentului din anul 1968, ce a dus la prăbușirea întregului colț sud-estic al clădirii Ronan Point din Anglia, comunitatea științifică s-a implicat activ în studierea și dezvoltarea măsurilor constructive capabile să ofere clădirilor un nivel de integritate structurală adecvat, astfel încât acestea să reziste efectelor cauzate de acțiunile accidentale.

În consecință s-au demarat programe de cercetare teoretice și experimentale privind comportarea elementelor, subansamblelor sau structurilor la acțiuni extreme, au avut loc numeroase conferințe internaționale pe această temă, iar rezultatele cercetărilor au fost introduse în ghidurile internaționale de proiectare sau în normele naționale.

În cele ce urmează, din multiplele aspecte abordate în studiile comportării la colaps progresiv a structurilor, sunt prezentate și comentate în principal numai cele care au legătură cu obiectivele și metodele de lucru ale tezei.

1) Metoda de proiectare

În cadrul secțiunii 1.3 a lucrării sunt prezentate principalele metode de proiectare folosite în analiza la colaps progresiv a structurilor (Metoda Elementelor “Cheie”, Metoda Căii Alternative, Metoda Forțelor de Legătură). Din aceste posibilități de lucru, **în cadrul tezei se va adopta metodologia de lucru corespunzătoare Metodei Căii Alternative**, metodă care este inclusă în cele două ghiduri internaționale principale de proiectare GSA(2003) [2] și DoD(2009) [15]. Metoda se aplică atât în cazul structurilor din beton armat cât și în cazul celor metalice sau compozite, fiind folosită practic de toți specialiștii [36 - 39, 45, 48 - 53, 55, 58 - 61, 65 - 74, 90 - 93] din centrele importante de cercetare din lume.

În plus, această metodă de lucru are avantajul că este independentă în raport cu cauza care a produs cedarea/avarierea elementelor din structură, urmărind numai răspunsul structurii în raport cu diversele scenarii de avariere adoptate.

2) Metodele de analiză structurală

Principalele ghiduri de proiectare în domeniu [2, 15] acceptă ca verificarea vulnerabilității la colaps progresiv a structurilor să se facă cu metode de complexitate diferită, în funcție de caracteristicile structurii (număr de niveluri, regularitate în plan și pe înălțime, destinație, etc.) și de experiența inginerului structurist care conduce analiza. În principal, aceste metode de analiză sunt: analiza statică liniară (LSA), analiza statică neliniară (NSA) precum și analiza dinamică neliniară (NDA).

O sinteză a avantajelor, respectiv dezavantajelor utilizării acestor metode de analiză structurală este făcută de către Marjanishvili [35], McKay și alții [36], Kokot și alții [37], Kim & Kim [38] sau Tsai & Lin [39]. Dacă în unele cazuri verdictele obținute prin intermediul unor metode simple de analiză, cum este analiza statică liniară (LSA) sunt confirmate și de analizele avansate (NSA, NDA), în anumite situații procedura statică liniară indică un risc

înalt de colaps (verdict ce se impune redimensionarea elementelor structurale) în timp ce analiza dinamică neliniară (NDA) arată că structura este în siguranță (nu este pericol de colaps progresiv), rotirile plastice maxime în secțiunile critice fiind inferioare valorilor admise, precizate în ghid [2, 15] pentru analizele neliniare [36].

Discrepanțele între verdictele bazate pe analiza statică liniară (LSA) și cele bazate pe analiza dinamică neliniară (NDA) sunt subliniate și de Kim & Kim [38] care au analizat diverse structuri metalice (3 - 6 - 15 niveluri) dar și de către Tsai & Lin [39] în cazul unei structuri în cadre din beton armat de 11 niveluri. Sugestivă, în acest sens, este concluzia lui Kokot [37] prezentată în figura 1.5.

scenariu	static		linear			nonlinear	
			static x2	dynamic	global dyn. factor		global dyn. factor
	Beam: 32.5 % Column: 29.3 %						
	DRR ^{lin} B: 123.7 % C: 107.8 % Δ: 0.0167 m		DRR ^{lin} B: 247.4 % C: 215.6 % Δ: 0.0334 m	DRR ^{lin} B: 212.5 % C: 159.8 % Δ: 0.0268 m	1.72 1.48 1.60	DRR ^{non} B: 140 % C: 125 % Δ: 0.0315 m	1.13 1.16 1.89
	DRR ^{lin} B: 132.6 % C: 92.3 % Δ: 0.0552 m		DRR ^{lin} B: 265.2 % C: 184.6 % Δ: 0.1104 m	DRR ^{lin} B: 199.5 % C: 172.8 % Δ: 0.0910 m	1.50 1.87 1.65	DRR ^{non} B: 149 % C: 134 % Δ: 0.1170 m	1.12 1.45 2.21
	DRR ^{lin} B: 66.2 % C: 39.2 % Δ: 0.0142 m		DRR ^{lin} B: 132.4 % C: 78.4 % Δ: 0.0284 m	DRR ^{lin} B: 84.5 % C: 69.4 % Δ: 0.0207 m	1.28 1.77 1.46	no yielding	1.28 1.77 1.46

Legend: linear analysis
 green: no yielding, DRR^{lin} < 100%
 yellow: limited yielding, 100% < DRR^{lin} < 200%
 red: large yielding, DRR^{lin} > 200%
 nonlinear analysis
 green: no yielding, DRR^{non} < 100%
 yellow: limited yielding, 100% < DRR^{non} < 200%
 red: large yielding, DRR^{non} > 200%

Fig. 1.5. Sinteză rezultate corespunzătoare diferitor tipuri de analiză [37]

La concluzii similare au condus și cercetările proprii asupra comportării structurilor de înălțime medie sau joasă, proiectate seismic în conformitate cu prevederile codului P100-1/2006 [40 - 43].

Ținând cont de aceste concluzii, dar și de faptul că prin excelență cedarea progresivă este un fenomen dinamic și neliniar, pentru a asigura un grad ridicat de încredere al rezultatelor, **în cadrul tezei obiectivele vor fi rezolvate numai prin intermediul analizelor avansate neliniare (NSA și NDA).**

3) Considerarea efectului dinamic în analizele neliniare

În literatură, recente studii teoretice și experimentale indică cu claritate că deși efectul dinamic care apare prin eliminare bruscă/instantanee a unui element (suport) trebuie introdus în analizele statice neliniare (NSA), valoarea acestui factor de amplificare dinamică (DIF) este un subiect controversat. GSA(2003) [2] consideră în mod simplificat o valoare acoperitoare, DIF = 2.0, care se aplică încărcării standard (DL + 0.25LL) în cazul unui răspuns liniar elastic al structurii avariate. Aplicând prevederile GSA(2003), Tsai & Lin [39]

arată că pentru o structură din beton armat cu 11 niveluri, valoarea reală a DIF rezultată din compararea datelor furnizate de analiza statică neliniară (NSA), respectiv cea dinamică neliniară (NDA) este semnificativ mai mică decât 2.0. Valoarea scade până la 1.16 atunci când structura are un răspuns inelastic semnificativ, respectiv la 1.7 - 1.4 în cazul incursiunilor moderate în domeniul post-elastic [36]. Valori similare sunt raportate de către Marchiș [44] pentru structurile din beton armat amplasate în zone seismice din România.

Dacă analiza statică neliniară (NSA) se face în condițiile celui mai recent ghid de proiectare, DoD(2009) [15], factorul de amplificare dinamică (DIF) al încărcării standard (1.2D + 0.5L) nu mai este unic (DIF = 2.0) ci depinde de ductilitatea structurii. Relația neliniară de evaluare a factorului (DIF) se bazează pe cercetările lui Marchand și alții [45] și este definită atât pentru structurile din beton armat (fig. 1.6-a) cât și pentru cele metalice (fig. 1.6-b). Pentru structurile din beton armat solícitate puternic în domeniul post-elastic (rotiri normalizate mai mari ca 3.0), rezultă valori ale DIF < 1.17 (fig. 1.6-a).

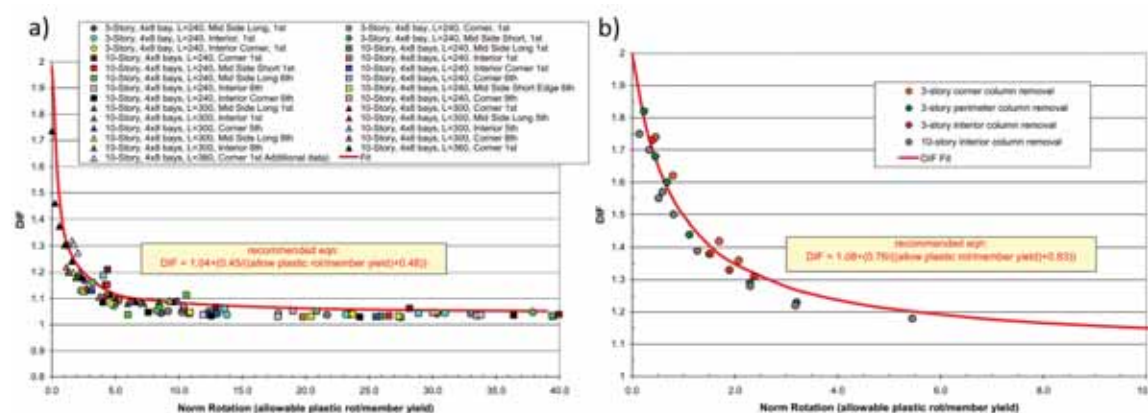


Fig. 1.6. Evoluția factorului de amplificare dinamică (DIF) în cazul structurilor:
a) din beton armat, b) din oțel [45]

În aceste condiții, luând în considerare că încărcările standard care se aplică structurii analizate la colaps sunt diferite potrivit celor două ghiduri de proiectare [2, 15], că în analizele static neliniare (NSA) valorile propuse pentru DIF sunt total diferite și în consecință este de așteptat ca pentru structurile din beton armat să se estimeze capacități ultime de rezistență la colaps diferite, **în cadrul tezei unul din obiective se va referi la indicele de robustețe al acestora în funcție de ghidul de proiectare adoptat și în plan secund la evaluarea valorilor DIF corespunzătoare acestor încărcări limită.**

4) Parametrii folosiți în analiza dinamică neliniară (NDA)

Efectuarea analizei dinamice neliniare (NDA), procedura cea mai complexă utilizată în scopul evaluării verdictului de colaps progresiv, implică totodată considerarea unui număr suplimentar de parametri. Valoarea coeficientului de amortizare, este considerată în studiile efectuate de către Hadi & Alrudaini [46] de 5%, valoare indicată în cazul structurilor din beton armat în cartea profesorului Chopra [47]. Valoare similară a coeficientului de

amortizare este considerată și de către Sagioglu [48], respectiv Kokot și alții [49], în timp ce în studiile efectuate de către McKay și alții [36] precum și de către Marchand și alții [45] se utilizează o valoare a coeficientului de 1%.

Perioada de eliminare a elementelor verticale de rezistență, un alt parametru corespunzător analizelor dinamice neliniare (NDA) utilizate în evaluarea riscului de colaps progresiv, este considerată în cazul studiilor efectuate de către Sagioglu [48] ca fiind de 0.001 secunde, în timp ce un interval de 0.005 secunde este considerat în cazul analizelor conduse de către Kokot și alții [37] sau Iribaren [50]. Influența variației acesteia asupra răspunsul structural este investigată de către Iribaren și alții [51] asupra unui model structural plan din beton armat.

Un alt parametru aferent acestui tip de analiză (NDA) - dimensiunea maximă a incrementului (mărimea pasului analizei) - are o valoare de 0.001 secunde în studiile efectuate de către Sasani & Sagioglu [52], Kim [53] sau Foley și alții [54], respectiv o valoare de 0.01 secunde în cercetările desfășurate de către Bazan [55] sau Song [56].

Pornind de la aceste date, în analizele dinamice neliniare (NDA) din teză se va folosi un coeficient de amortizare de 5%, urmând ca influența celorlalți doi parametri amintiți (perioadă eliminare stâlp, mărimea pasului analizei) asupra comportării modelelor structurale spațiale din beton armat să fie investigată.

5) Scenariile de avariere a structurii

Principalele lucrări publicate, adoptă cele patru scenarii de avarie clasice de eliminare a unui stâlp vertical de rezistență amplasat la primul nivel al clădirii (parter), prevăzute în GSA(2003) [2]: un stâlp exterior ce aparține laturii scurte a structurii (caz C₁), un stâlp exterior ce aparține laturii lungi a structurii (caz C₂), un stâlp de colț (caz C₃) precum și un stâlp interior (caz C₄).

Spre deosebire de aceste situații, ghidul de proiectare DoD(2009) [15] arată necesitatea de a considera în analiză și cazuri suplimentare de avariere ce implică eliminarea a câte unui stâlp de la etajul intermediar al clădirii, respectiv de la ultimul nivel al acesteia (sub placa de acoperiș). În plus, testele experimentale efectuate de către Sagioglu [48], Sasani [57] precum și cele numerice efectuate de către Dinu & Dubină [58], Dinu și alții [59] sau Mărginean și alții [60] arată influența pe care o au asupra capacității ultime de rezistență cazurile complexe de avarie în care doi, trei sau chiar patru stâlpi învecinați sunt eliminați simultan.

De aceea în teză vor fi analizate și scenarii complexe de avarie implicând câte doi, respectiv trei stâlpi adiacenți (secțiunea 6.2.1, 6.2.2).

Pentru că datele din literatura de specialitate referitoare la efectul eliminării unui stâlp de la etaje intermediare sau de la ultimul etaj sunt extrem de puține (Helmy și alții [61]) și pentru că în literatură au apărut semnalări care arată sensibilitatea mai mare a unor tipuri de structuri la eliminare unui stâlp de la ultimul etaj [62] și nu a celui de la parter, **în teză, în cadrul obiectivului vizând evaluarea indicelui de robustețe prin analize avansate se va investiga și cazul de avarie a stâlpului de colț plasat la un etaj intermediar, respectiv la ultimul etaj al clădirii.**

6) Considerarea plăcii ca element de rezistență primar

În ghidul de proiectare GSA(2003) [2] placa nu este considerată ca element de rezistență primar, distinct, care intră în evaluarea rezistenței la colaps progresiv. DoD(2009) [15] acceptă ca în mod opțional placa să fie modelată și să intre în evaluarea riscului la colaps progresiv dacă analizele utilizate sunt neliniare (NSA, NDA). De aceea, în literatură, în mod obișnuit efectul plăcii este introdus în mod simplificat prin considerarea grinzilor de margine ca și grinzi L, respectiv a grinzilor interioare ca și grinzi T (lățimea activă de placă) [36, 44, 48].

Influența plăcii, este investigată experimental de către Kai & Li [63] odată cu testarea a două tipuri de specimene cu sau fără placă. Rezultatele obținute evidențiază influența semnificativă a acesteia, capacitatea de rezistență la colaps progresiv a substructurii cu placă fiind cu aproximativ 63% mai mare decât cea înregistrată în cadrul modelului cadru pur (grindă dreptunghiulară - stâlp). Modul de cedare al unor substructuri similare, de tip grindă - stâlp - placă, este investigat de asemenea experimental de către Dat & Hai [64].

În consecință, utilizând programe avansate de calcul și dispunând de capacități de calcul masive, în ultimii ani plăcile din beton armat au fost discretizate în elemente finite sau elemente aplicate și au fost considerate în evaluarea răspunsului dinamic neliniar al structurii supusă diferitor cazuri de avarie (Dinu și alții [59], Helmy și alții [61], Fu [65, 66], Salem și alții [67]); rezultatele acestor analize numerice au confirmat faptul că efectul acestora este semnificativ și trebuie inclus în evaluarea capacității de rezistență la colaps progresiv.

De aceea, **în cadrul unuia din obiectivele tezei se va investiga și contribuția pe care introducerea parțială (prin considerarea lățimii active) sau integrală o are asupra răspunsului structural al modelului analizat pe baza procedurilor dinamice neliniare.**

7) Metodele numerice de calcul

Principala metodă numerică utilizată în prezent în cadrul studiilor ce au ca scop evaluarea potențialului de colaps progresiv [36, 37, 39, 45], odată cu aplicarea uneia din cele trei proceduri anterior menționate (LSA, NSA, NDA), o reprezintă Metoda Elementelor Finite (MEF). Suplimentar acesteia însă, în ultima perioadă de timp, o nouă abordare ce implică utilizarea Metodei Elementelor Aplicate (MEA), este utilizată în cazul evaluării răspunsului sistemelor structurale supuse acțiunilor accidentale [48, 61, 67, 68].

În România, analizele la colaps progresiv bazate pe Metoda Elementelor Aplicate (MEA), implementată într-un program avansat și specializat de calcul al structurilor supuse încărcărilor extreme (Extreme Loading for Structures - ELS), s-au dezvoltat în ultimii ani la Universitatea "Politehnica" din Timișoara [58, 59, 60] și la Academia Militară București [69 - 72]. Pornind de la semnalările legate de capabilitățile, facilitățile și economicitatea programului, dar și de la faptul că experiența și modelarea în analiza structurală cu acest program specializat (ELS) bazat pe o nouă metodă numerică de calcul (MEA) este relativ limitată, **unul din obiectivele tezei se va referi la analiza comparativă a rezultatelor - ca acuratețe și eficiență de calcul - obținute pe baza Metodei Elementelor Aplicate (MEA) în raport cu Metoda clasică e Elementelor Finite (MEF).**

8) Modul de considerare al plastificării elementelor din beton armat

Datorită naturii neliniar dinamice a fenomenului de colaps progresiv, modul de considerare al plastificării elementelor odată cu depășirea stadiului elastic, constituie de asemenea un element important în stabilirea potențialului de colaps progresiv al structurilor.

O modalitate relativ simplă de lucru, utilizată în cazul analizelor neliniare efectuate de către Sasani și alții [73], Kokot și alții [37], Tsai & Lin [39] precum și de către Joshi și alții [74] se bazează pe utilizarea articulației plastice (A.P.) de tip M_3 , disponibilă în programul de calcul structural SAP2000 [75]. O abordare diferită a modului de considerare al plastificării, ce implică discretizarea secțiunii elementului într-un număr finit de fibre longitudinale este utilizată de către Iribarren și alții [51] prin intermediul unui model de calcul propriu aplicat în cazul unui subansamblu plan, respectiv de către Sasani & Kazemi [76, 77] prin intermediul articulațiilor plastice de tip fibră P- M_2 - M_3 disponibile în cadrul programului de calcul structural SAP2000 [75]; utilizând acest tip de A.P. se poate lua în considerare efectul favorabil al forțelor axiale de compresiune ce se dezvoltă la structurile din beton armat datorită fenomenului de “alungire a grinzii” (beam growth) în timpul mobilizării mecanismelor de rezistență de tip FA (flexural action) și CAA (compressive arch action) [48, 55, 76, 77].

Stabilirea lungimii articulațiilor plastice (A.P.) constituie de asemenea un subiect investigat în cadrul studiilor de specialitate, datele existente și formulele propuse conducând la rezultate dispersate [78 - 81]. Potrivit lui Park & Pauley [78] lungimea acestora (A.P.) poate fi considerată într-un mod simplificat ca fiind egală cu jumătate din înălțimea secțiunii transversale a grinzii.

Pe de altă parte, conceptul de plastificare distribuită, ce are un grad superior de complexitate în comparație cu cel al anterior amintit (A.P.), este de asemenea utilizat în cadrul analizelor la colaps progresiv [65, 66, 67, 82]. Rezultatele obținute de către Salem și alții [67], respectiv de către Fujikake și alții [83, 84] odată cu utilizarea acestui concept, se află în bună concordanță cu rezultatele obținute în urma studiilor experimentale statice sau dinamice.

Pornind de la aceste modalități diferite prin care plastificarea betonului armat din zonele critice poate fi considerată în programele de analiză la colaps progresiv, **unul din obiectivele tezei va investiga influența pe care adoptarea unui anumit tip de plastificare (punctuală sau distribuită) o are asupra verdictului de colaps progresiv al structurilor în cadre din beton armat.**

9) Extinderea zonelor afectate de cedarea unui stâlp

Atât GSA(2003) [2] cât și DoD(2009) [15] folosesc în evaluarea riscului de colaps progresiv așa numitele “missing column scenarios”. Eliminarea bruscă a unui element vertical de rezistență (stâlp sau perete structural) modifică local schema statică, conduce la transferul eforturilor din stâlpul înlăturat la stâlpii învecinați, dublează deschiderea grinzii direct afectate de eliminarea stâlpului și determină nu numai creșterea semnificativă a eforturilor (momente încovoietoare, forțe tăietoare) dar și schimbarea de semn în zona centrală a grinzilor afectate [39, 85, 86, 87] - figura 1.7.

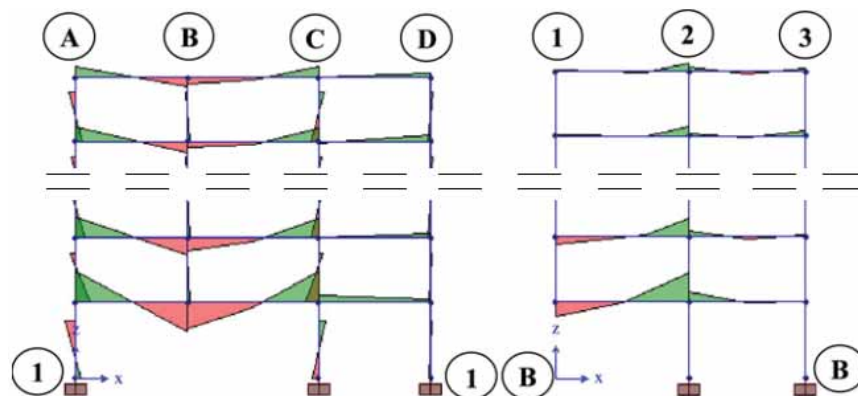


Fig. 1.7. Distribuția momentelor încovoietoare, caz avarie 1B [39]

În același timp, cercetările teoretice efectuate de către Tsai și Lin [39] sau Helmy și alții [61] precum și cele experimentale conduse de către Yi și alții [88] au arătat că în deschiderile învecinate deschiderilor direct afectate de avarierea stâlpului, starea de solicitare (eforturi, tensiuni, deformații, deplasări, etc.) este redusă, aceste elemente fiind solícitate preponderent în domeniul elastic (fig. 1.7).

Deoarece modelarea cu înaltă fidelitate a comportării întregii structuri afectată de avaria locală a unui stâlp este extrem de costisitoare din punct de vedere computațional (“computationally intensive”) implicând săptămâni de rulare chiar și pentru analiza unui singur caz de avarie [89], chiar și centrele de cercetare bine dotate (ex.: Department of Homeland Security (DHS) - Science and Technology (S&T) S.U.A.) se limitează la analiza cazurilor de avarie a unei structuri ce are cinci niveluri și 4x5 deschideri în plan (fig. 1.8).

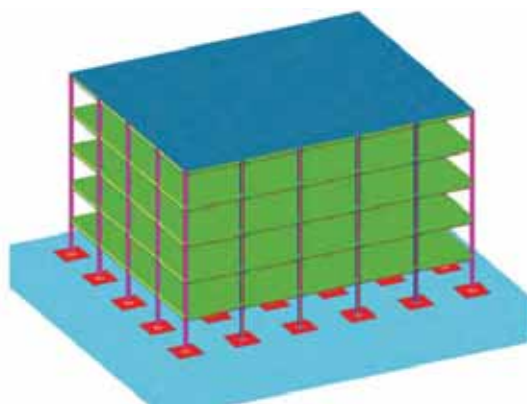


Fig. 1.8. Model structural investigat - DHS [89]

O structură cu astfel de configurație ca și număr de etaje, deschideri și trame este “suficient de mare pentru a surprinde interacțiunea complexă ce generează colapsul progresiv fără a fi însă atât de mare încât să devină imposibil de analizat în cadrul unui proiect” [89].

Pentru a reduce dimensiunile modelului analizat și a economisii timpul de rulare, autorii studiului recomandă modelarea numai a unei porțiuni (substructură) din structura reală, adică considerarea a numai 2.5 deschideri în sens longitudinal și transversal (în loc de 4x5 deschideri), cu introducerea condițiilor de margine corespunzătoare (fig. 1.9-a).

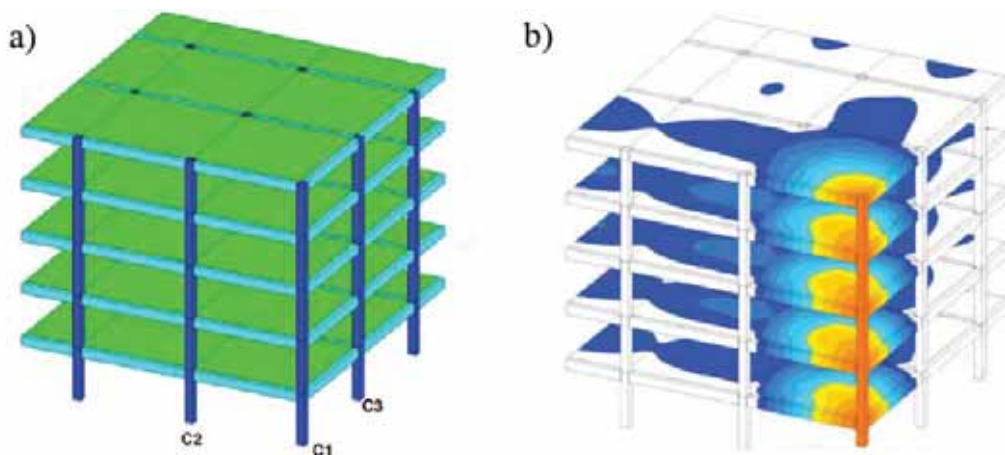


Fig. 1.9. a) Configurația substructurii b) distribuția deplasărilor verticale [89]

Rezultatele analizei dinamice neliniare (NDA) - cazul de avarie al unui stâlp de colț de la parterul clădirii - arată cu claritate că deplasările verticale produse de avariere sunt semnificative numai în deschiderea de colț, în deschiderile imediat învecinate sunt extrem de reduse, iar în deschiderile centrale sunt practic nule (fig. 1.9-b).

Se justifică în acest fel faptul că analiza se poate desfășura pe modele reduse/simplificate dimensional fără ca acuratețea rezultatelor să fie afectată semnificativ.

Pentru că simplificarea modelului structural poate conduce la economii considerabile ale timpului de analiză, **unul din obiectivele majore ale tezei are ca scop stabilirea unui nivel de simplificare/reducere a structurii inițiale/originală fără ca acuratețea rezultatelor analizei la colaps progresiv să fie afectată semnificativ**; în același timp se vor determina și compara timpii de rulare necesari pentru analiza dinamică neliniară (NDA) a unei structuri cu 3x5 deschideri în plan, atunci când numărul de niveluri este: P+2E, P+5E, respectiv P+8E.

10) Mecanismele de rezistență la colaps progresiv

Contribuția diferitor mecanisme de rezistență asupra capacității structurilor de a rezista acțiunilor accidentale, este relevată de studiile experimentale efectuate asupra unor specimene din beton de tip grindă - stâlp, de către Yu & Tan [90]. Potrivit acestora, odată cu creșterea nivelului deplasărilor verticale, structura activează mecanismul de rezistență prin încovoierie, mecanismul de rezistență bazat pe efectul de arc comprimat precum și cel bazat pe dezvoltarea efectului catenar (fig. 1.10). Activarea acestuia din urmă este, potrivit lui He & Yi [91], în directă legătură cu caracteristicile mecanice ale oțelului utilizat (rezistența, alungire), respectiv cu cantitatea de armătură utilizată pentru detalierea elementelor structurale - Huynh și alții [92]. Importanța mecanismelor de rezistență, este relevată atât în cadrul studiilor experimentale efectuate de către Yi și alții [88], unde considerarea efectului catenar a generat o sporire cu până la 30% a capacității de rezistență a grinzii, cât și în cadrul studiilor efectuate de către Sadek și alții [93], Sasani și alții [52, 73, 77, 94] sau Su și alții [95].

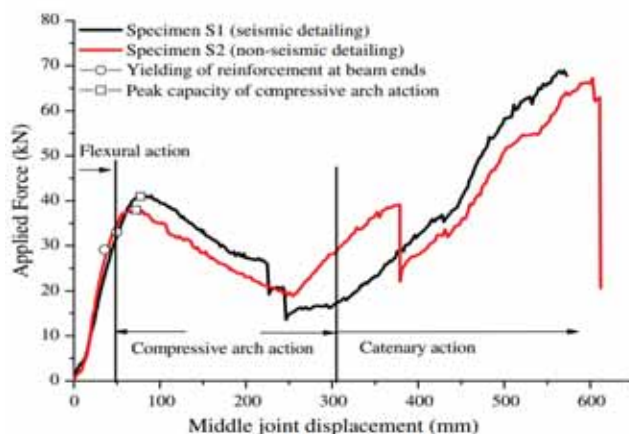


Fig. 1.10. Mecanisme de rezistență la colaps progresiv [90]

Deși programele de calcul utilizate pentru efectuarea analizelor dinamice neliniare (Abaqus [96], ELS [97]) pot surprinde comportarea structurii atunci când se mobilizează mecanismul de încovoiere (FA - flexural action), mecanismul de arc comprimat (CAA - compressive arch action), mecanismul catenar în grinzi și plăci (CA - catenary action) inclusiv efectul Vierendeel identificat de către Sasani [52, 73, 77], Bazan [55] sau Sagioglu [48] analiza mecanismelor de rezistență pe care o structură din beton armat alcătuită din stâlpi, grinzi și plăci le mobilizează succesiv sau simultan sub încărcări extreme, **nu constituie obiectul tezei**; cercetări pe acest subiect sunt în derulare la Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca și se vor materializa într-o viitoare teză de doctorat aflată în fază avansată de finalizare.

11) Efectul proiectării seismice asupra capacității de rezistență la colaps progresiv

Influența seismicității asupra capacității structurilor de a rezista cedării cvasi-instantanee a unui element de rezistență vertical, este subliniată atât prin intermediul studiilor numerice, cât și prin intermediul celor experimentale. Rezultatele obținute de către Baldrige & Humay [85], pe baza analizei numerice efectuate asupra unei structuri din beton armat cu 12 niveluri, indică aportul benefic pe care cantitatea suplimentară de armătură utilizată în cazul zonelor cu seismicitate ridicată o are asupra verdictului de colaps progresiv. Billow și Kamara [86] investighează, de asemenea, un sistem structural cu 12 niveluri din beton armat, amplasat în trei zone diferite de risc seismic, în conformitate cu prevederile ghidului de proiectare GSA(2003) [2] și ajunge la concluzii similare. Cercetări similare, ce subliniază relația între seismicitate și colaps progresiv, sunt efectuate și de către Choi & Kim [98], în cadrul studiilor experimentale ce implică investigarea a patru subansamble de tip grindă-stâlp (fig. 1.11), respectiv de către Ioani și alții [87, 99], Kai & Li [100], Yu & Tan [90], Huynh și alții [92], Sadek și alții [93] sau Marchiș [44]. În lucrarea lui Choi & Kim [98] se arată că subansamble aparținând unei structuri în cadre proiectate seismic, având cinci și respectiv opt niveluri (indicativ al specimenului 5S și 8S) au capacitatea de a prelua forțe mai mari cu peste 85% decât speciemenle similare aparținând structurilor proiectate numai la forțe gravitaționale (specimen 5G, respectiv 8G) (fig. 1.11).

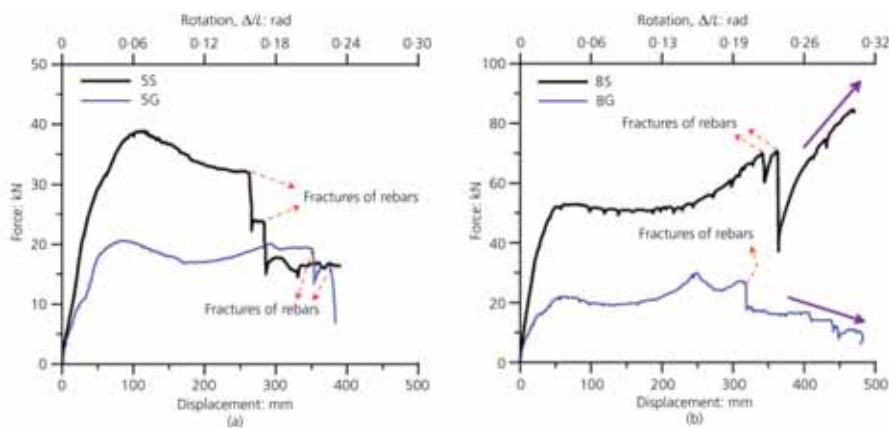


Fig. 1.11. Curbe încărcare - deplasare: a) structură 5 niveluri, b) structură 8 niveluri [98]

Pornind de la aceste constatări, dar și de la faptul că aceste aspecte au fost deja analizate și comentate în lucrări publicate de colectivul de cercetare al UTCN [42, 44, 101, 102, 103] - colectiv din care face parte și autorul tezei - **aceste aspecte nu constituie obiectul prezentei teze**. Pornind însă de la concluziile acestor studii, **în teză se va analiza numai comportarea la colaps progresiv a modelelor amplasate în zone cu seismicitate redusă**, unde potrivit prevederilor codului P100-1/2006 [33], valoarea de proiectare a accelerației terenului este $a_g = 0.08 g$. În acest fel, structurile cu P+2E, P+5E, respectiv P+8E amplasate în aceste zone nu beneficiază de efectele favorabile, intrinseci aduse de proiectarea la acțiuni seismice severe, **ele fiind în situația cea mai dezavantajoasă din punctul de vedere al capacității de rezistență la colaps progresiv**.

12) Influența numărului de niveluri al structurii asupra capacității de rezistență la colaps progresiv

Capacitatea superioară a structurilor cu un număr relativ mare de niveluri de a rezista acțiunilor accidentale, prin comparație cu cea a clădirilor cu un număr redus de etaje, este evidențiată de către studiile numerice efectuate de către Kim și alții [38, 104] asupra unor structuri metalice cu trei, șase, respectiv cincisprezece niveluri (fig. 1.12). De asemenea, structuri cu regimuri de înălțime diferite (patru și zece niveluri), în cadre din beton armat, sunt investigate, numeric de către Joshi și alții [74], Marchiș [44] sau Bredean și alții [41]. Teste experimentale asupra subansamblelor de tip grindă-stâlp, ce aparțin unor structuri cu cinci respectiv opt niveluri în cadre din beton armat sunt efectuate de către Choi & Kim [98], în timp ce structuri la scară reală cu zece, unsprezece, respectiv douăzeci de niveluri sunt investigate experimental de către Sasani și alții [73, 52,77].

Pornind de la aceste concluzii, **în teză s-a optat pentru analiza comportării la colaps progresiv a trei tipuri de structuri cu înălțimi diferite: 3 niveluri (P+2E), 6 niveluri (P+5E), respectiv 9 niveluri (P+8E)**. Pe baza analizelor dinamice neliniare (NDA) conduse prin intermediul programelor de calcul avansate (Abaqus [96], ELS [97]) se vor evidenția - calitativ și cantitativ - diferențele de comportare sub acțiuni extreme a structurilor ce au un număr diferit de niveluri.

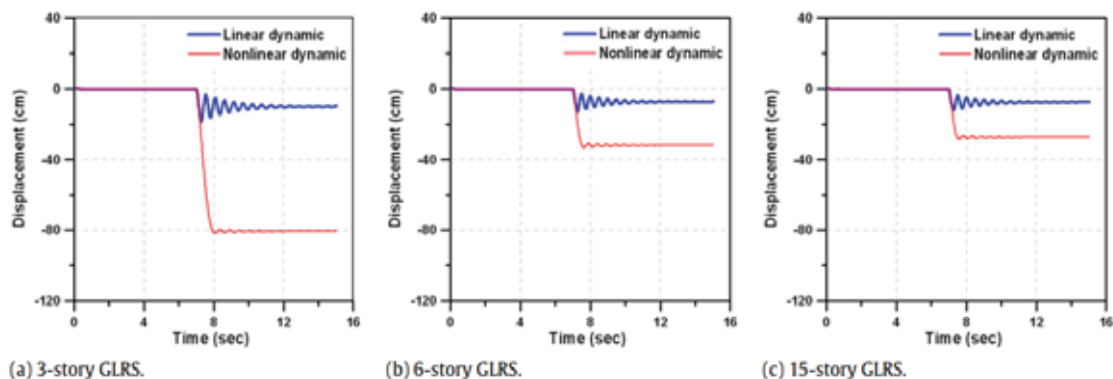


Fig. 1.12. Curbe timp - deplasare, structură: a) 3 niveluri, b) 6 niveluri, c) 15 niveluri [38]

*
* *

Preocupări similare, ce au ca scop investigarea răspunsului sistemelor structurale sub efectul acțiunilor accidentale, sunt înregistrate și în cadrul universităților din țara noastră.

Colectivul de cercetători condus de către Academician D. Dubină și Dr. hab. F. Dinu din cadrul Universității “Politehnica” din Timișoara, studiază vulnerabilitatea la colaps a structurilor metalice și a celor compozite atât prin mijloace numerice, cât și prin mijloace experimentale. Rezultatele acestora sunt prezentate atât în cadrul unor conferințe naționale sau internaționale [105, 106, 107] cât și în cadrul revistelor de specialitate [58, 59, 60]. De asemenea, este de menționat faptul că, în prezent, comportarea structurilor multietajate supuse acțiunilor accidentale face obiectul unui proiect de cercetare (CNDI - UEFISCDI, nr. 55/2012) aflat în desfășurare, condus de către Dr. hab. F. Dinu.

Studii ce au ca scop investigarea riscului de colaps progresiv al structurilor din beton armat se desfășoară și în cadrul Universității Tehnice din București, respectiv Academia Militară, de către colectivul format din C. Bucur, M. Lupoae și C. Baciuc. Rezultatele obținute sunt publicate atât în cadrul conferințelor naționale sau internaționale [69, 70] cât și în cadrul revistelor de specialitate [71, 72, 108].

Efectele acțiunilor accidentale asupra nivelului de robustețe al structurilor în cadre din beton armat, reprezintă una din temele de cercetare investigate și în cadrul Universității “Gheorghe Asachi” din Iași [109, 110].

În cadrul Universității Tehnice din Cluj-Napoca, rezultate ale cercetărilor ce abordează tematica colapsului progresiv, în cazul structurilor în cadre din beton armat, sunt obținute de către colectivul condus de Prof. A.M. Ioani, din care în prezent autorul face parte, începând cu anul 2007. Cercetările întreprinse în acest interval de timp, sunt concretizate prin publicarea rezultatelor atât în cadrul conferințelor naționale sau internaționale [40 - 43, 87, 99, 101, 102, 111 - 114] cât și în cadrul revistelor de specialitate [103, 115, 116], precum și în teze de doctorat finalizate [44] sau în curs de finalizare.

1.6 Necesitatea și oportunitatea temei

Istoria a arătat că accidente, atacuri teroriste, erori umane sau alte acțiuni accidentale care pot duce la producerea fenomenului de colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat sunt posibile.

Deși în literatura de specialitate internațională există coduri sau ghiduri de proiectare care descriu acest fenomen mai mult sau mai puțin explicit (GSA(2003) [2], DoD(2009) [15], AS/NZS 1170.0 [32], etc), în țara noastră numărul studiilor privind propagarea colapsului progresiv asupra structurilor în cadre de beton armat este limitat. De asemenea, codurile de proiectare autohtone nu tratează în mod explicit acest fenomen, menționările referitoare la acțiunile accidentale fiind limitate (Eurocode1 [14]).

Concluziile privind potențialul de colaps progresiv al structurilor în cadre de beton armat sunt, în multe cazuri diferite, în funcție de tipul de analiză folosit (LSA, NSA, NDA). În general, se consideră că cea mai simplă metodă, analiza statică liniară (LSA), conduce la rezultate conservative (acoperitoare) în raport cu celelalte tipuri de analiză (NSA, NDA), dar mai ales în raport cu comportarea reală a structurii [36 - 39].

Modalitățile de investigare numerică a răspunsului structural, odată cu apariția sarcinilor accidentale ce pot avea drept efect cedarea elementelor de rezistență, sunt diverse. Utilizarea Metodei Elementelor Finite (MEF) poate atrage după sine, în cazul aplicării procedurilor neliniare pentru determinarea răspunsului structurilor alcătuite din stâlpi, grinzi și plăci având un nivel mediu de înălțime, intervale de timp de rulare de ordinul zilelor sau chiar a săptămânilor [89].

Diferitele modalități de alcătuire a modelelor structurale, ce pot neglija sau beneficia de influența elementelor structurale secundare precum și modalitățile diverse de considerare a plastificării elementelor, odată cu solicitarea acestora în stadiile post elastice [39, 67, 73], constituie o serie de parametrii a căror impact asupra verdictului de colaps progresiv, din punctul de vedere al eficienței și acurateței rezultatelor, nu este investigat suficient.

Duplimentar abordării bazate pe Metoda Elementelor Finite (MEF), aplicată în majoritatea problemelor numerice ce implică evaluarea verdictului de colaps progresiv al structurilor [36, 37], o abordare relativ nouă, Metoda Elementelor Aplicate (MEA) devine din ce în ce mai uzitată în rândul cercetărilor aferente acestei tematici [48, 58, 69 - 72], dar accesul la programele (ELS) bazate pe această metodă este încă limitat iar tipurile de structuri analizate cu MEA sunt relativ puține.

Din aceste motive, se consideră oportună și necesară studierea comportării la colaps progresiv a structurilor tipice din beton armat, folosind metode complexe de analiză (NSA, NDA), în scopul stabilirii eficienței și acurateței rezultatelor odată cu considerarea diferitor parametrii utilizați în cazul evaluării răspunsului structural la colaps progresiv: mărirea modelului structural, modalitatea de considerare a plastificării elementelor, includerea elementelor structurale secundare, etc.

De asemenea, se consideră oportună investigarea răspunsului structural bazată pe utilizarea celor două tehnici numerice amintite (MEF, MEA) și totodată sublinierea principalelor diferențe survenite odată cu aplicarea acestora în ceea ce privește eficiența respectiv acurateța rezultatelor.

1.7 Obiectivele tezei de doctorat

Scopul principal al tezei de doctorat îl constituie evaluarea acurateței și a eficienței metodelor utilizate în analiza la colaps progresiv a structurilor în cadre de beton armat, construite pe teritoriul țării noastre.

Principalele obiective, ce stau la baza îndeplinirii scopului anterior menționat, pot fi sintetizate după cum urmează:

1. **Primul obiectiv** al tezei are ca scop stabilirea unui nivel limită de simplificare al modelului structural, prin reducerea numărului de trame aferente direcției longitudinale a clădirii, fără ca acuratețea rezultatelor să fie semnificativ afectată. Având efect direct asupra numărului de elemente finite și deci a numărului de ecuații ce trebuie rezolvate, simplificarea modelului structural ar putea oferi o economie de timp considerabilă în evaluarea potențialului de colaps progresiv al structurilor în cadre din beton armat.
2. Întrucât diferitele metode de considerare a plastificării elementelor structurale odată cu depășirea stadiului elastic sunt împărțite în două categorii principale (plastificare punctuală, respectiv plastificare distribuită), cel de-**al doilea obiectiv** al lucrării își propune investigarea influenței pe care adoptarea unui anumit tip de plastificare îl are asupra verdictului de colaps progresiv al structurilor în cadre de beton armat. Adoptarea modelului de plastificare se află în legătură directă cu tipul elementelor finite utilizate, respectiv cu programele de calcul folosite.
3. Prevederile celui mai recent ghid de evaluare a riscului de colaps progresiv, DoD(2009) [15], oferă în cazul utilizării analizei dinamice neliniare (NDA) posibilitatea includerii în modelul numeric aferent structurii considerate, a elementelor structurale secundare (ex.: placă din b.a.). Din acest motiv, cel de-**al treilea obiectiv** al tezei are ca scop investigarea contribuției pe care includerea parțială/simplificată sau integrală a plăcii o are asupra răspunsului structural pe baza căruia este evaluat riscul de colaps progresiv al structurii considerate.
4. Cel de-**al patrulea obiectiv** al lucrării își propune clarificarea diferențelor ce apar în evaluarea gradului de robustețe al structurilor în cadre de beton armat, atunci când analiza se face în raport cu cele două ghiduri de proiectare împotriva colapsului progresiv: GSA(2003) [2], respectiv DoD(2009) [15].
5. Deși Metoda Elementelor Finite (MEF) reprezintă la ora actuală principala abordare utilizată în rezolvarea modelelor numerice, aceasta nu este singura. O altă metodă avansată, ce poate fi utilizată în stabilirea potențialului de colaps progresiv al structurilor din beton armat este Metoda Elementelor Aplicate (MEA), metodă introdusă relativ recent [117 - 121] în programele specializate de analiză structurală la colaps a structurilor. Pornind de la aceste considerente, în cadrul celui de-**al cincilea obiectiv** se urmărește analiza comparativă a rezultatelor obținute cu cele două metode în ceea ce

privește acuratețea și eficiența în evaluarea potențialului de colaps al structurilor din beton armat.

1.8 Conținutul tezei de doctorat

Conținutul celor șapte capitole componente ale tezei este prezentat pe scurt în cele ce urmează:

Capitolul 1

Definirea fenomenului de colaps progresiv, precum și o trecere cronologică în revistă a unora dintre situațiile în care acest fenomen a fost întâlnit sunt menționate în cadrul capitolului introductiv al lucrării (Capitolul 1).

Suplimentar acestora, sunt descrise succint metodele de proiectare împotriva cedării progresive a structurilor, precum și evoluția prevederilor ce aparțin diferitor normative/ghiduri de proiectare din diferite regiuni ale lumii, cu referire directă sau indirectă asupra fenomenului de colaps progresiv.

O trecere în revistă a principalelor lucrări cu referire directă la tematica aleasă (stadiul actual al cercetărilor) ce aparțin literaturii de specialitate, este inclusă de asemenea în cadrul acestui capitol și constituie baza de la care se pleacă în stabilirea obiectivelor și mijloacelor de lucru din cadrul tezei. Totodată, prezentate într-o manieră succintă sunt atât motivarea cât și scopul celor cinci obiective propuse în cadrul tezei de doctorat, alături de descrierea celor șapte capitole ce compun prezenta lucrare.

Capitolul 2

Prima parte a celui de-al doilea capitol al lucrării, conține o prezentare succintă a prevederilor principalelor două ghiduri de proiectare (GSA(2003), DoD(2009)) utilizate în prezent pe plan mondial pentru stabilirea riscului de colaps progresiv al structurilor.

De asemenea, sunt specificate și metodele de analiză la colaps progresiv, prevăzute de către cele două ghiduri de proiectare, fiind menționate principalele caracteristici atât în cazul metodelor cu un grad de complexitate relativ scăzut (LSA) cât și în cazul celor cu un grad ridicat de complexitate (NSA, NDA).

Capitolul 2 cuprinde și descrierea instrumentelor de calcul (programe de calcul structural) utilizate pentru atingerea obiectivelor menționate în cadrul capitolului precedent. Întrucât programele de analiză utilizate în cadrul tezei se bazează pe metode diferite de lucru (MEF - utilizată în programele SAP2000 [75] și Abaqus [96]; MEA - utilizată în programul ELS [97]), principalele caracteristici ale acestora sunt de asemenea menționate.

Capitolul 3

Cel de-al treilea capitol al tezei prezintă calibrarea modelelor numerice efectuată pe baza a două abordări diferite: Metoda Elementelor Finite (MEF), aplicată prin intermediul programului Abaqus [96], respectiv Metoda Elementelor Aplicare (MEA), aplicată odată cu

utilizarea programului Extreme Loading for Structures - ELS [97]. Având la bază datele experimentale înregistrate la testarea unui planșeu din beton armat (grinzi transversale, grinzi longitudinale, placă) cu nouă ochiuri de placă, solicitat static sub încărcări gravitaționale monoton crescătoare, calibrarea numerică subliniază capabilitatea celor două programe de a oferi un răspuns structural aflat în concordanță foarte bună cu cel obținut prin mijloace experimentale.

Capitolul 4

Detalierea modelelor structurale utilizate pentru îndeplinirea obiectivelor propuse în cadrul acestei lucrări face obiectul părții introductive a celui de-al patrulea capitol al tezei. Astfel, sunt descrise succint caracteristicile mecanice ale materialelor utilizate, intensitatea sarcinilor aplicate structurii, predimensionarea elementelor de rezistență precum și principalii parametri utilizați pentru efectuarea calculului static, respectiv pentru stabilirea dimensiunilor finale ale elementelor structurale (stâlpi, grinzi, plăci).

Suplimentar, în cadrul aceluiași capitol este realizată o descriere celor trei clădiri investigate, descriere ce cuprinde atât menționarea caracteristicilor geometrice ale acestora cât și precizarea procentului de armare aferent fiecărui element structural. Schemele de armare corespunzătoare celor trei tipuri de elemente (stâlp, grindă și placă), pe baza cărora sunt realizate modelele structurale în cadrul programelor de analiză utilizate, sunt de asemenea prezentate.

Capitolul 5

Rezultatele analizelor la Colaps Progresiv, corespunzătoare primelor patru obiective ale tezei, constituie obiectul capitolului cinci al lucrării.

Influența considerării modelelor structurale reduse, asupra acurateței și a eficienței rezultatelor reprezintă prima secțiune a capitolului. Rezultatele prezentate, relevă răspunsul a trei sisteme structurale, cu regimuri diferite de înălțime (P+2E, P+5E, P+8E) alcătuite din stâlpi și grinzi (T/L) din beton armat, obținut odată cu aplicarea principalelor scenarii de avarie incluse în ghidurile de proiectare împotriva colapsului progresiv.

Subcapitolul secund, include rezultatele analizelor la colaps progresiv obținute în urma aplicării a două concepte diferite de considerare a plastificării elementelor structurale: plastificare concentrată (articulații plastice de tip M_3 , respectiv de tip fibră P- M_2 - M_3) - pusă în aplicare cu ajutorul programului SAP2000 [75], respectiv plastificare distribuită (zone plastice) - implementată cu ajutorul programului Abaqus [96].

Rezultatele obținute în urma investigării influenței pe care elementele de rezistență clasificate ca fiind secundare (ex. placă de planșeu din b.a.) o au asupra capacității de rezistență a structurii și implicit asupra verdictului privind riscul de colaps progresiv sunt relevate în cadrul celei de-a treia secțiuni a capitolului. Modelele structurale investigate neglijează într-o primă instanță contribuția elementelor secundare, urmând ca mai apoi, influența acestora să fie considerată parțial prin introducerea la grinzi a lățimii active de placă, respectiv total prin modelarea integrală a comportării liniare și neliniare a plăcii.

Secțiunea finală a capitolului, prezintă rezultatele obținute odată cu efectuarea analizelor ce au ca scop evaluarea gradului de robustețe al structurilor conform prevederilor celor două ghiduri principale de proiectare împotriva colapsului progresiv: GSA(2003) [2], respectiv DoD(2009) [15]. Analizele efectuate în cadrul acestui subcapitol sunt bazate exclusiv pe modelul structural aferent clădirii cu trei niveluri alcătuite din stâlpi și grinzi (T/L) din beton armat, motivația ce stă la baza acestei opțiuni fiind capabilitatea redusă a acestei structuri de a face față efectelor acțiunilor accidentale. Indicele de robustețe utilizat reprezintă expresia rezervei de rezistență pe care structura o posedă în situația avarierii unui element vertical, ulterior aplicării sarcinilor gravitaționale.

Capitolul 6

Rezultatele analizelor efectuate prin utilizarea a două metode diferite de rezolvare a problemelor numerice asociate fenomenului de colaps progresiv, fac obiectul primei părți a celui de-al șaselea capitol al lucrării. Astfel, este investigat răspunsul a două structuri cu niveluri diferite de înălțime (P+2E, P+8E), utilizând Metoda Elementelor Finite (MEF), prin intermediul programului Abaqus (analiză dinamică neliniară), respectiv utilizând Metoda Elementelor Aplicate (MEA) prin intermediul programului Extreme Loading for Structures - ELS (analiză dinamică neliniară). Asemănările și deosebirile, din punctul de vedere al acurateței și eficienței stabilirii potențialului de colaps progresiv sunt de asemenea evidențiate.

Suplimentar acestora, este descris și răspunsul structurii rezultat odată cu aplicarea scenariilor complexe de avarie, scenarii ce implică eliminarea simultană a două sau chiar trei elemente de rezistență verticale, amplasate la parterul clădirii.

Capitolul 7

Concluziile generale, contribuțiile proprii aduse prin intermediul acestei teze precum și modul de a valorifica cercetările efectuate în timpul stagiului de doctorat fac obiectul capitolului final al lucrării (Capitolul 7). În final sunt prezentate posibile direcții viitoare de cercetare, teme ce pot fi abordate în cadrul unor programe de cercetare post doctorale.

Cap. 2 Metode și instrumente de analiză a structurilor la colaps progresiv

2.1 Principalele ghiduri de proiectare împotriva colapsului progresiv

Principalele ghiduri de proiectare, utilizate în prezent în scopul evaluării potențialului de colaps progresiv al structurilor, sunt elaborate de către două importante instituții ale Statelor Unite ale Americii.

U.S. General Services Administration - GSA, publică în anul 2003, ghidul de proiectare "*Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects*" cunoscut în literatura de specialitate sub numele de GSA(2003) [2].

De asemenea, în anul 2009, Department of Defense - DoD publică o variantă revizuită a ediției din anul 2005 [30] a ghidului de proiectare "*Unified Facilities Criteria (UFC) - Design of buildings to resist progressive collapse*" cunoscut sub numele de DoD(2009) [15].

2.1.1 GSA(2003)

Scopul principal al ghidului, publicat în anul 2003 de către GSA, este acela de a minimiza potențialul de colaps progresiv al structurilor nou construite precum și a celor deja existente. Atingerea acestui țel, poate fi realizată prin urmarea unei metodologii independente de cauza și natura sarcinilor accidentale. Prevederile aferente acestei metodologii, reprezintă un set independent de cerințe, aflate în concordanță cu prevederile ISC (Interagency Security Committee) referitoare la colapsul progresiv al structurilor din beton armat sau oțel.

Conform GSA(2003) [2], analizele ce pot fi utilizate în scopul evaluării riscului de colaps progresiv al structurilor pot fi grupate în două categorii principale: analize liniare, respectiv analize neliniare. Astfel, în cazul structurilor cu un regim de înălțime mai mic sau egal cu 10 niveluri, cu o configurație tipică (fără discontinuități verticale, deschideri extreme, iregularități în plan, etc.), ghidul recomandă folosirea analizei de tip liniar, în special datorită modalității simple de punere în practică a acesteia. Pentru restul structurilor, care nu îndeplinesc criteriile mai sus amintite, GSA(2003) recomandă folosirea analizelor neliniare (statice sau dinamice) ținându-se astfel cont atât de neliniaritatea materială (fizică) cât și de cea geometrică.

Abordarea ce stă la baza evaluării răspunsului structural, indiferent de tipul analizei numerice folosite (liniare/neliniare), se bazează pe Metoda Căii Alternative și constă în aplicarea unei scheme logice simple. În cazul structurilor nou proiectate, odată cu efectuarea analizei corespunzătoare, se pot evidenția două situații distincte:

- criteriile specificate sunt îndeplinite, caz în care structura are un comportament favorabil, fiind capabilă să reziste efectelor cauzate de acțiunile accidentale; potențialul de colaps progresiv în acest caz este scăzut (low potential);

- criteriile admisibile nu sunt îndeplinite, caz în care există posibilitatea cedării progresive a unei părți însemnate sau chiar a întregii structuri. În această situație, GSA(2003) [2] prevede reproiectarea elementelor structurale, întrucât potențialul de colaps progresiv este ridicat (high potential).

Încă din faza inițială de proiectare, ghidul GSA(2003) recomandă ca sporirea gradului de robustețe corespunzător structurilor din beton armat să se realizeze prin considerarea următoarelor caracteristici structurale:

- *redundanță* - tinde să îmbunătățească robustețea structurii și ajută la dezvoltarea unor căi alternative de redistribuire a încărcărilor odată cu cedarea unui element structural vertical; de asemenea, cu cât o structură este mai redundantă cu atât există mai multe secțiuni caracteristice unde se poate iniția fenomenul de curgere;
- *asigurarea continuității și a ductilității* - prin capacitatea elementelor structurale orizontale de a asigura continuitatea elementelor în cazul în care un element vertical cedează precum și prin capacitatea de deformare plastică;
- *capacitatea de a rezista încărcărilor reversibile* - atât elementele structurale principale cât și cele secundare trebuie proiectate astfel încât să reziste inversării sensului de aplicare al încărcărilor în cazul cedării unui element structural;
- *capacitatea de a rezista forței tăietoare* - este important ca elementele să poată prelua forța tăietoare chiar și în cazul cedării unui element structural vertical, deoarece cedarea cauzată de forța tăietoare este bruscă, casantă.

De asemenea, rezistențele caracteristice ale materialelor utilizate în cazul modelelor numerice corespunzătoare structurilor din beton armat, în speță a betonului, respectiv armăturilor din oțel, pot fi majorate prin considerarea unui factor de amplificare al rezistenței. Potrivit ghidului de proiectare, atât în cazul betonului cât și în cazul oțelului valoarea acestui factor este 1.25.

Suplimentar acestor măsuri, evaluarea potențialului de colaps progresiv conform ghidului de proiectare GSA(2003) [2] impune considerarea următoarelor puncte:

2.1.1.1 Cazuri de avarie

Metodologia corespunzătoare ghidului de proiectare [2], prevede pentru investigarea potențialului de colaps progresiv al structurilor, avarierea a câte unui element structural vertical (“missing column scenarios”) amplasat la primul nivel al structurii (parter), în diferite poziții caracteristice ale acesteia (fig. 2.1).

Astfel, răspunsul structural trebuie evaluat prin considerarea a patru scenarii distincte, ce implică eliminarea, pe rând, a unui stâlp exterior ce aparține laturii scurte a structurii (caz C₁), a unui stâlp exterior ce aparține laturii lungi a structurii (caz C₂), a unui stâlp de colț (caz C₃) precum și a unui stâlp interior (caz C₄).

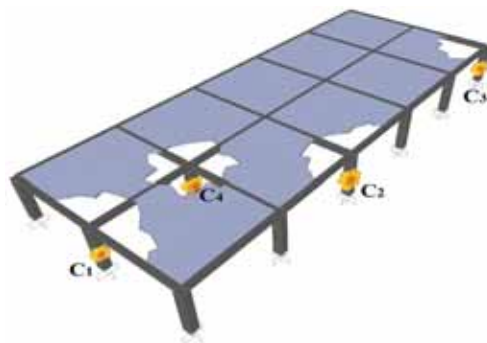


Fig. 2.1. Cazurile de avarie aferente elementelor verticale, conform GSA(2003) [2]

2.1.1.2 Ipoteze de încărcare

Sarcinile gravitaționale ce trebuie aplicate întregii structuri, pentru fiecare din cazurile de avarie anterior menționate, diferă în funcție de tipul analizei utilizat pentru investigarea potențialului de colaps progresiv.

Conform relației 2.1, aferentă analizelor de tip static-liniar sau static-nelinier, gruparea de încărcări este amplificată prin înmulțirea acesteia cu factorul “2”. Rolul acestuia, denumit în continuare factor de amplificare dinamică (DIF), este de a considera într-o manieră simplificată efectul dinamic care apare odată cu suprimarea instantanee a unui element structural vertical.

În cazul analizelor dinamice, atât liniare cât și neliniare, evaluarea sarcinilor gravitaționale se efectuează cu încărcările standard, conform relației 2.2:

$$Load = 2 \cdot (DL + 0.25LL) \quad (2.1)$$

$$Load = (DL + 0.25LL) \quad (2.2)$$

unde:

DL - încărcarea permanentă;

LL - încărcarea utilă.

Întrucât în momentul solicitărilor ce se pot dezvolta în elementele structurale ca urmare a unor acțiuni accidentale, este puțin probabil ca gradul de ocupare al structurii să fie maxim, sarcinile utile considerate, indiferent de modalitatea de analiză aleasă, sunt reduse la 25% din valoarea de referință a acestora (rel. 2.1, 2.2).

2.1.1.3 Limitarea extinderii avariei

Suprafața admisă a fi avariata, odată cu eliminarea unui element structural vertical, se află în directă legătură cu poziționarea elementului în cauză. Astfel:

- dacă un element vertical exterior este eliminat, avaria trebuie limitată la elementele structurale din deschiderile adiacente acestuia sau la o suprafață de 1800 ft² (aproximativ 170 m²) considerată din planșeul de la primul etaj de deasupra elementului eliminat;
- dacă un element vertical interior este eliminat avaria trebuie limitată la elementele structurale din deschiderile adiacente acestuia sau la o suprafață de 3600 ft² (aproximativ 340 m²) considerată din planșeul de la primul etaj de deasupra elementului eliminat.

2.1.1.4 Criterii de acceptare

- Analiza statică liniară (LSA)

Stabilirea verdictului privind riscul de colaps progresiv al structurilor din beton armat, se realizează în cazul utilizării analizei statice liniare (LSA), prin monitorizarea magnitudinii, respectiv a distribuției cerințelor inelastice, indicate prin intermediul factorului DCR - **Demand Capacity Ratio** (rel. 2.3).

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \quad (2.3)$$

unde:

- Q_{UD} - solicitarea (efect al acțiunii) corespunzătoare elementului structural, obținută în urma avarierii structurii încărcate cu sarcinile amplificate (rel. 2.1.);
- Q_{CE} - capacitatea de rezistență ultimă așteptată (“expected capacity”) a secțiunii (la M, T, N), obținută fără aplicarea factorilor de siguranță și considerând rezistențele materialelor amplificate cu 1.25.

Vorbim astfel despre un risc scăzut de colaps progresiv (low potential) dacă, ulterior aplicării algoritmului prevăzut de GSA(2003) [2], valorile factorului DCR sunt cuprinse în limitele admisibile. În caz contrar, dacă în urma redistribuirii eforturilor valorile DCR depășesc în continuarea aceste limite, se concluzionează că riscul de colaps progresiv este ridicat (high potential).

Valorile admisibile, aferente structurilor din beton armat, sunt:

$$DCR \leq 2 \quad - \text{în cazul structurilor tipice (forme regulate)}$$

$$DCR \leq 1.5 \quad - \text{în cazul structurilor atipice (forme neregulate)}$$

- Analiza statică/dinamică neliniară (NSA/NDA)

Evaluarea criteriului de cedare aferent analizelor neliniare, statice sau dinamice, se realizează conform relației 2.4. Metoda constă în calcularea rotirii secțiunilor critice a elementelor structurale primare și compararea acestuia cu o valoare limită admisibilă specificată de ghidul de proiectare în funcție de tipul structurii analizate (GSA(2003) - tab. 2.1).

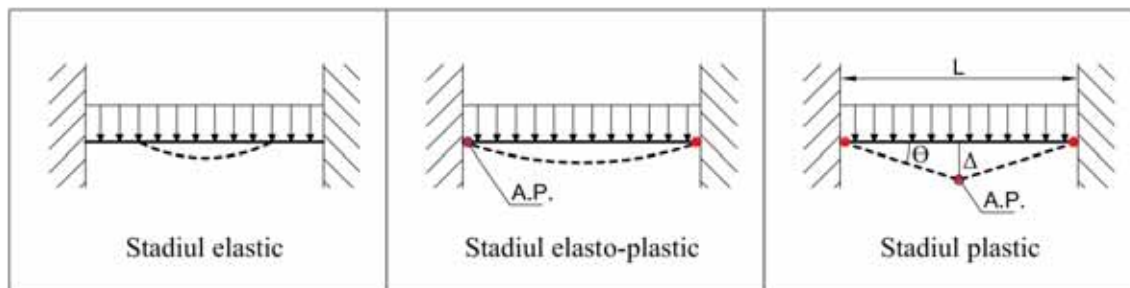


Fig. 2.2. Determinarea rotirii conform GSA(2003) [2]

Pentru structuri în cadre de beton armat, valoarea rotirii admisibile prevăzută de ghidul de proiectare este $\theta_{adm} = 0.035\text{rad}$. În cazul în care această valoare este depășită elementul structural este considerat cedat. Condiția de acceptare este:

$$\theta < \theta_{adm} \quad (2.4)$$

unde:

θ - rotirea elementului sub încărcarea aplicată (fig. 2.2);

θ_{adm} - rotirea limită admisă, corespunzătoare nivelului de performanță de prevenire a colapsului (CP) conform GSA(2003).

Astfel, dacă rotirile admisibile nu sunt depășite sau dacă formarea unui mecanism de cedare de tipul “mecanism cu trei articulații” nu este posibilă, spunem că potențialul de colaps progresiv al structurii considerate este scăzut (low potential). În caz contrar, depășirea rotirii limită într-o secțiune sau posibilitatea formării unui mecanism de cedare atrage după sine verdictul de risc crescut de producere a fenomenului de colaps progresiv (high potential).

2.1.2 DoD(2009)

Așa cum s-a menționat anterior, o versiune revizuită a ghidului de proiectare elaborată de către DoD în anul 2005 [30] este publicată în anul 2009 [15]. Mici modificări sunt operate și asupra acesteia, în anul 2010 (Change 1 - 27 ianuarie 2010), respectiv în anul 2013 (Change 2 - 1 iunie 2013).

Similar cazului precedent, scopul ghidului îl reprezintă proiectarea structurilor astfel încât potențialul de colaps progresiv al acestora să fie minim. Prescripțiile ghidului se aplică atât în cazul structurilor existente cât și a celor nou proiectate care au un număr de niveluri (inclusiv mansarde sau subsoluri populate) mai mare sau egal cu trei.

Întrucât, în general, consecințele colapsului progresiv sunt cuantificate într-o primă fază în termen de persoane rănite/decedate, prevederile DoD(2009) [15] sunt categorisite în funcție de gradul de ocupare al structurii (DoD(2009) - Secțiunea 2.1), ținându-se de asemenea seama și de funcțiunea acesteia.

Evaluarea potențialului de colaps progresiv poate fi efectuată în cazul de față, atât pe baza metodelor directe de proiectare (Metoda Căii Alternative, Metoda Elementului „Cheie”) cât și pe baza metodelor indirecte (Metoda Forțelor de Legătură). Deși ghidul de proiectare

conține prescripții clar definite în cazul tuturor celor trei metode amintite, analizele aferente obiectivelor propuse spre a fi rezolvate în cadrul acestei teze sunt efectuate conform prescripțiilor corespunzătoare Metodei Căii Alternative. Aceasta poate fi folosită, conform DoD(2009) [15], în cazul tuturor structurilor încadrate în categoriile II, III și IV de ocupare.

Metoda Căii Alternative se bazează pe o versiune modificată a filozofiei LRFD (Load and Resistance Factor Design) prevăzută de ASCE-7 [3]. Conform acesteia, valoarea rezistenței de proiectare a unui element la moment încovoietor (M), forță tăietoare (T) sau efort axial (N), ce se obține prin înmulțirea rezistenței secționale nominale cu un factor de reducere (rel. 2.5) trebuie să fie mai mare sau egală decât solicitarea aferentă elementului considerat (M, T sau N).

De asemenea, Metoda Căii Alternative poate fi aplicată prin intermediul unuia din cele trei tipuri de analize diferite (analiza statică liniară - LSA, analiză statică neliniară - NSA, respectiv analiza dinamică neliniară - NDA), bazate pe abordarea specificată în ASCE41 [122], însă modificată astfel încât să includă particularitățile asociate fenomenului de colaps progresiv. Relația de verificare de principiu este:

$$\phi \cdot R_n \geq \sum \gamma_i \cdot Q_i \quad (2.5)$$

unde:

$\phi \cdot R_n$ - valoarea rezistenței de proiectare;

ϕ - factor de reducere al rezistenței, dat în standardele de material (ex.: ACI318[28]);

R_n - valoarea rezistenței nominale, inclusiv a factorilor de supra-rezistență;

$\sum \gamma_i \cdot Q_i$ - valoarea solicitării (eforturilor) corespunzătoare elementului structural;

γ_i - factor de încărcare;

Q_i - solicitarea în element, datorată încărcărilor aplicate.

Ghidul de proiectare DoD(2009) clasifică elementele structurale ca fiind principale sau secundare. Astfel, elementele ce conferă structurii capacitatea de a rezista sarcinilor accidentale sunt considerate a fi principale (ex.: grinzi, stâlpi) în timp ce restul elementelor sunt considerate a fi secundare (ex. placă). Includerea acestora din urmă în cadrul modelelor structurale este opțională depinzând totodată de tipul analizei considerate.

Solicitările sunt de asemenea clasificate (tab. 2.1.), ca fiind controlate fie în funcție de deformații (deformation-controlled action) fie în funcție de forțe (force-controlled action).

Tabel 2.1. Clasificarea solicitărilor conform DoD(2009) [15]

Element	Solicitare controlată de deformații	Solicitare controlată de forțe
Cadre din beton armat <ul style="list-style-type: none"> • Grinzi • Stâlpi • Noduri 	Moment încovoietor (M) M ---	Forță tăietoare(T) Efort axial (N), T T
Pereți structurali	M, T	N

Similar ghidului de proiectare menționat anterior, posibilitatea amplificării caracteristicilor materialelor (beton, oțel) prin considerarea factorului de amplificare al rezistențelor acestora, există și în acest caz. Motivul majorării acestora îl reprezintă efectul benefic al vitezei de solicitare crescute ce se datorează cedării cvasi-instantanee a elementelor de rezistență verticale. Valoarea termenului este, potrivit codului de proiectare ASCE41 [122] indicat de prevederile DoD(2009), 1.5 în cazul betonului, respectiv 1.25 în cazul oțelului ce alcătuiește barele de armătură.

De asemenea, sunt prevăzute și în acest caz o serie de puncte necesare a fi respectate în scopul evaluării potențialului de colaps progresiv al unei structuri în cadre din beton armat.

2.1.2.1 Cazuri de avarie

Ghidul de proiectare DoD(2009) [15] prevede, în cazul structurilor regulate, cazuri de avarie asemănătoare celor specificate de către GSA(2003) [2].

Astfel, în cazul elementelor structurale exterioare ce aparțin primului nivel al structurii, trebuie eliminat un stâlp amplasat în apropierea mijlocului laturii scurte, un stâlp amplasat în apropierea mijlocului laturii lungi precum și un stâlp de colț (fig. 2.1). Suplimentar față de GSA(2003) unde se aplică ipoteza avarierii unui singur element structural interior (cazul C₄), în acest caz, suprimarea elementelor interioare se bazează pe aceleași principii ca și în cazul elementelor exterioare. Astfel, dacă configurația structurii o permite, trebuie eliminat un stâlp amplasat în apropierea mijlocului laturii scurte, un stâlp amplasat în apropierea mijlocului laturii lungi precum și un stâlp de colț. De asemenea, se prevede și eliminarea elementelor structurale verticale, interioare sau exterioare, din pozițiile mai sus amintite ce aparțin unui etaj intermediar al structurii (amplasat aproximativ la mijlocul înălțimii totale), respectiv ce aparțin ultimului etaj al acesteia (amplasat direct sub acoperiș).

2.1.2.2 Ipoteze de încărcare

Evaluarea valorii aferente sarcinilor gravitaționale aplicate structurii se realizează, conform DoD(2009) [15], în funcție de poziția elementului structural considerat avariat, în funcție de tipul de analiză utilizat pentru stabilirea potențialului de colaps progresiv precum și în funcție de tipul de solicitare investigată (solicitare controlată în funcție de deformații/ solicitare controlată în funcție de forțe).

- Analiza statică liniară (LSA)

Stabilirea riscului de colaps progresiv prin intermediul evaluării solicitărilor controlate de deformații (moment încovoietor), al structurilor în cadre din beton armat, are loc în cazul utilizării analizei statice liniare (LSA) prin aplicarea următoarelor relații:

- pentru tramele situate deasupra elementului considerat avariat:

$$G_{LD} = \Omega_{LD} [(0.9 \text{ or } 1.2)D + (0.5L \text{ or } 0.2S)] \quad (2.6)$$

- pentru tramele din restul zonelor:

$$G = (0.9 \text{ or } 1.2)D + (0.5L \text{ or } 0.2S) \quad (2.7)$$

Pe de altă parte, în cazul evaluării solicitărilor controlate de forțe (efort axial, forță tăietoare), se aplică următoarea combinație de încărcări:

- pentru tramele situate deasupra elementului considerat avariat:

$$G_{LF} = \Omega_{LF} [(0.9 \text{ or } 1.2)D + (0.5L \text{ or } 0.2S)] \quad (2.8)$$

- pentru tramele din restul zonelor:

$$G = (0.9 \text{ or } 1.2)D + (0.5L \text{ or } 0.2S) \quad (2.9)$$

unde:

$\Omega_{LD} / \Omega_{LF}$ - factor de amplificare al încărcărilor (LIF) - tabelul 2.2;

D - încărcarea permanentă;

L - încărcarea utilă;

S - încărcarea din zăpadă.

Tabel 2.2. Factorul de amplificare al încărcărilor, conform DoD(2009) [15]

Material	Tipul structurii	Solicitare controlată de deformații Ω_{LD}	Solicitare controlată de forțe Ω_{LF}
Oțel	Cadre	$0.9 m_{LIF}^* + 1.1$	2.0
Beton armat	Cadre	$1.2 m_{LIF} + 0.80$	2.0
	Pereți structurali	$2.0 m_{LIF}$	2.0

* – reprezintă valoare minimă a factorului “m” aferent oricărei grinzi principale adiacente stâlpilor amplasați deasupra elementului structural avariat, conform tab. 4.2 – DoD(2009) [15].

- Analiza statică neliniară (NSA)

Verdictul privind riscul de colaps progresiv stabilit atât prin evaluarea solicitărilor controlate de deformații (moment încovoietor) cât și prin evaluarea celor controlate de forțe (efort axial, forță tăietoare) este obținut, în cazul analizelor statice neliniare (NSA), prin aplicarea următoarei combinații de încărcări:

- pentru tramele situate deasupra elementului considerat avariat:

$$G_N = \Omega_N [1.2D + (0.5L \text{ or } 0.2S)] \quad (2.10)$$

- pentru tramele din restul zonelor:

$$G = 1.2D + (0.5L \text{ or } 0.2S) \quad (2.11)$$

unde:

- Ω_N - factor de amplificare dinamică (DIF) - tabelul 2.3;
- D - încărcarea permanentă;
- L - încărcarea utilă;
- S - încărcarea din zăpadă.

Tabel 2.3. Factorul de amplificare dinamică, Ω_N , conform DoD(2009) [15]

Material	Tipul structurii	Solicitare controlată de deformații/forțe Ω_N
Oțel	Cadre	$1.08 + 0.76 / (\theta_{pra}/\theta_y + 0.83)$
Beton armat	Cadre	$1.04 + 0.45 / (\theta_{pra}/\theta_y + 0.48)$
	Pereți structurali	2.0

θ_{pra} - unghiul de rotire plastică (plastic rotation angle) dat în tab. 4-1 - DoD(2009) în cadrul criteriilor de acceptare;

θ_y - rotirea aferentă intrării în curgere a elementului [15].

- Analiza dinamică neliniară (NDA)

Utilizarea celui mai complex tip de analiză disponibil (NDA), cu scopul stabilirii potențialului de colaps progresiv al structurilor prin evaluarea solicitărilor controlate de deformație sau forță, implică aplicarea sarcinilor gravitaționale determinate conform următoarei relații (rel. 2.12):

$$G_{ND} = 1.2D + (0.5L \text{ or } 0.2S) \quad (2.12)$$

unde:

- D - încărcarea permanentă;
- L - încărcarea utilă;
- S - încărcarea din zăpadă.

2.1.2.3 Limitarea extinderii avariei

Prevederi similare celor din GSA(2003) [2] privind limitarea extinderii avariei în cazul cedării unui element structural vertical sunt prevăzute și în prezentul ghid de proiectare.

Astfel:

- în cazul cedării unui element vertical exterior avaria admisă la nivelul primului etaj situat deasupra elementului cedat poate reprezenta maxim 15% din suprafața totală a planșeului;
- în cazul cedării unui element vertical interior avaria admisă la nivelul primului etaj situat deasupra elementului cedat poate reprezenta maxim 30% din suprafața totală a planșeului.

2.1.2.4 Criterii de acceptare

- Analiza statică liniară (LSA)

Analiza statică liniară (LSA) poate fi efectuată, conform DoD(2009) [15], numai în eventualitatea respectării unor cerințe legate de regularitatea structurii (punctul 3-2.11.1.1- [15]) respectiv de valoarea factorului DCR - **Demand-Capacity Ratios** - (punctul 3-2.11.1.2- [15]), obținută în urma unei analize liniare ce include numai elementele structurale principale ale structurii, mai puțin elementul considerat a fi avariata.

Odată îndeplinite aceste cerințe, criteriul de acceptare ce duce la stabilirea potențialului de colaps al structurii poate fi evaluat.

Astfel, în cazul solicitărilor controlate de deformații (moment încovoietor), evaluarea acestuia se face conform relației 2.13. Pe de altă parte, în cazul solicitărilor controlate de forțe (efort axial, forță tăietoare) se va aplica relația 2.14.

$$\phi \cdot m \cdot Q_{CE} \geq Q_{UD} \quad (2.13)$$

$$\phi \cdot Q_{CL} \geq Q_{UF} \quad (2.14)$$

unde:

- m - factor de modificare a efortului corespunzător elementului structural pentru a ține cont de ductilitatea acestuia (tabel 4.2 - [15]);
- ϕ - factor de reducere al rezistenței aferent tipului de solicitare considerat (moment încovoietor sau forță tăietoare);
- Q_{CE} - capacitatea de rezistență ultimă (așteptată) a secțiunii, corespunzătoare solicitării controlate de deformații (expected strength);
- Q_{UD} - solicitarea (efect al acțiunii) controlată de deformații, obținută pe baza analizei statice liniare (LSA);
- Q_{CL} - capacitatea de rezistență specifică a secțiunii, corespunzătoare solicitării controlate de forțe (lower-bound strength);
- Q_{UF} - solicitarea (efect al acțiunii) controlată de forțe, obținută pe baza analizei statice liniare (LSA).

- Analiza statică/dinamică neliniară (NSA/NDA)

Odată cu efectuarea unei analize de ordin superior (NSA/NDA), restricțiile privind regularitatea structurii precum și cele ale factorului DCR prezentate anterior sunt eliminate.

Stabilirea potențialului de colaps progresiv se face, în cazul solicitărilor controlate de deformații (moment încovoietor), prin compararea capacității de deformare (rotire plastică) a elementelor cu valoarea limită specificată în DoD(2009).

$$\theta < \theta_{adm} \quad (2.15)$$

unde:

θ - rotirea elementului sub încărcarea aplicată, stabilită conform metodei coardei prevăzută de ASCE41 [122] - fig. 2.3;

θ_{adm} - rotirea limită admisă, corespunzătoare nivelului de performanță de prevenire a colapsului (CP) conform DoD(2009) [15].

Valorile limită admise ale acestor rotiri sunt exprimate în funcție de tipul elementului structural (tab. 4-1 - [15]). În cazul grinzilor din beton armat considerate elemente structurale principale, aceasta (θ_{adm}) variază de la 0.013 rad la 0.063 rad, în timp ce pentru elementele secundare valoarea este cuprinsă între 0.02 rad și 0.10 rad. Stabilirea unei valori exacte, cuprinsă între limitele mai sus amintite, se face în funcție de mai mulți parametri: procente de armare (ρ , ρ' , ρ_{bal}), mărimea forței tăietoare (V), etc.

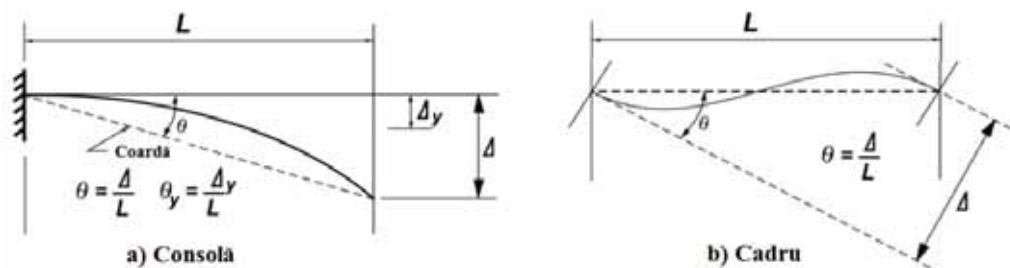


Fig. 2.3. Determinarea rotirii totale - metoda coardei [122]

În cazul solicitărilor controlate de forțe (efort axial, forță tăietoare), criteriul de acceptare se va evalua conform relației 2.16.

$$\phi \cdot Q_{CL} \geq Q_{UF} \quad (2.16)$$

unde:

ϕ - factor de reducere al rezistenței aferent tipului de solicitare considerat (efort axial sau forță tăietoare);

Q_{CL} - capacitatea de rezistență specifică a secțiunii, corespunzătoare solicitării controlate de forțe (lower-bound strength);

Q_{UF} - solicitarea (efect al acțiunii) controlată de forțe, obținută pe baza analizelor statice sau dinamice neliniare (NSA/NDA).

În concluzie, dacă criteriile precedente sunt îndeplinite sau dacă formarea unui mecanism de cedare nu este posibilă, structura este capabilă să facă față efectelor cauzate de acțiunile accidentale. În caz contrar, depășirea valorilor acceptate sau posibilitatea formării unui mecanism de cedare indică incapacitatea structurii de a susține nivelul considerat al sarcinilor gravitaționale ca urmare a cedării elementelor de rezistență.

2.2 Metode de analiză

2.2.1 Analiza statică liniară (LSA)

Reprezentând cel mai simplu mod de stabilire a potențialului de colaps progresiv, analiza statică liniară (LSA) este recomandată de ghidurile de proiectare în vigoare [2, 15] pentru structurile care au o configurație simplă atât în plan cât și pe înălțime. Pentru a pune în practică acest tip de analiză, nu sunt necesare cunoștințe avansate în ceea ce privește modelarea iar rezultatele pot fi ușor verificate și validate.

Utilizarea unei astfel de metode implică considerarea comportării elastice a materialelor, a liniarității geometrice precum și a sarcinilor aplicate static. Drept consecință, rezultatele obținute sunt valide numai pentru domeniul elastic. Odată cu apariția unor sarcini suplimentare, capabile să inducă o stare de solicitare suplimentară asupra elementelor, rezultatele obținute pe baza acestui tip de analiză (LSA) nu mai pot fi considerate veridice [17].

De cele mai multe ori, datorită constrângerilor metodei, rezultatele relevă incapacitatea structurii de a rezista efectelor produse de acțiunile accidentale, deși dacă evaluarea structurii se face prin intermediul unui procedeu cu un nivel suplimentar de complexitate (NSA sau NDA), verdictul privind riscul de colaps progresiv al structurilor poate să se modifice [36 - 39]; altfel spus, cercetările proprii dar și cele raportate pe plan mondial arată că verdictele date de analiza statică liniară (LSA) pot să fie validate și de analizele de complexitate ridicată (NSA, NDA), însă în unele situații acestea sunt invalidate.

Ținând cont de acest aspect, în cadrul obiectivelor propuse spre a fi rezolvate în cadrul acestei teze, sunt folosite numai analizele avansate neliniare: analiza statică neliniară (NSA), respectiv analiza dinamică neliniară (NDA).

2.2.2 Analiza statică neliniară (NSA)

Având un grad de complexitate moderat, însă superior tipului de analiză amintit anterior, analiza statică neliniară (NSA) ține cont atât de neliniaritatea materială cât și de neliniaritatea geometrică. Materialul este definit conform modelului elasto-plastic, iar echilibrul structurii se evaluează pe forma deformată a acesteia, ținându-se astfel cont de efectele de ordin II (efectul $P-\Delta$). Omițând neliniaritatea geometrică, efectul catenar al grinzilor precum și efectul de membrană al plăcii nu poate fi luat în calcul [17].

Un avantaj major al acestui tip de analiză îl constituie posibilitatea de a surprinde deformațiile mari și de a ține cont de ductilitatea elementelor structurale în faza post-elastică de comportare.

Utilizarea unei astfel de proceduri presupune, conform prevederilor ambelor coduri de proiectare detaliate în secțiunea 2.1 a tezei, aplicarea statică a sarcinilor gravitaționale și includerea unui factor de amplificare al acestora (DIF) ce are rolul de a considera într-o manieră simplificată efectul dinamic datorat eliminării instantanee a unui element de rezistență vertical (stâlp). Aplicarea încărcărilor gravitaționale se realizează, similar analizei liniare statice (LSA), asupra modelului structural avariat prin considerarea unuia din cazurile de avarie prevăzute de cele două ghiduri de proiectare [2, 15].

Rezultatele obținute sunt relativ ușor de verificat și validat, fiind în general mai “exacte” decât cele obținute în cazul unei analize statice liniare (LSA); în raport cu NDA, rezultatele obținute prin NSA sunt în general conservative (acoperitoare) ca urmare a adoptării unor valori ale factorului de amplificare dinamică (DIF) superioare celei reale.

2.2.3 Analiza dinamică neliniară (NDA)

Analiza dinamică neliniară (NDA) reprezintă, din punct de vedere teoretic, cea mai riguroasă și complexă procedură pe baza căreia poate fi evaluat riscul de colaps progresiv al structurilor, fenomen care prin esența lui este unul cu caracter dinamic și neliniar. Punerea în practică a unei astfel de analize necesită însă cunoștințe avansate în ceea ce privește descrierea modelului de calcul, resurse tehnice suplimentare precum și o experiență profesională ridicată a utilizatorului.

Similar analizei statice neliniare (NSA), în acest caz se ține cont atât de neliniaritatea geometrică, prin considerarea efectelor de ordinul II (efectul $P-\Delta$) cât și de cea fizică, materialul fiind descris conform modelului elasto-plastic. De asemenea, surprinderea deformațiilor mari, respectiv considerarea ductilității elementelor structurale în faza post-elastică de comportare constituie un atu al acestui tip de analiză [17].

Utilizarea acestei proceduri presupune aplicarea statică a sarcinilor gravitaționale standard asupra modelului structural (neavariat) însă fără a considera, datorită naturii acestei analize, factorul de amplificare dinamică a încărcărilor (DIF), factor ce intervine în NSA. Ulterior atingerii stării de echilibru configurația structurii este modificată brusc, prin eliminarea cvasi-instantanee a elementului considerat avariat. Intervalul de eliminare a acestuia, trebuie să fie conform celor două ghiduri de proiectare [2, 15], mai mic de o zecime (1/10) din perioada de vibrație asociată mișcării pe verticală a tramelor situate deasupra acestui element. Un alt element important caracteristic acestui tip de analiză îl reprezintă coeficientul de amortizare. Valoarea considerată a acestuia variază în cadrul studiilor disponibile în literatura de specialitate de la 1% la 5% [36, 48, 49].

Rezultatele obținute în urma utilizării unui asemenea procedeu numeric s-au dovedit a avea un nivel de acuratețe superior rezultatelor aferente metodelor prezentate anterior, atunci când au fost considerate drept referință rezultatele obținute prin mijloace experimentale.

2.3 Instrumente de analiză utilizate în cadrul tezei

Odată cu apariția și dezvoltarea sistemelor automate de calcul, metodele numerice au cunoscut o evoluție remarcabilă. Metoda Elementelor Finite - MEF (Finite Element Method) reprezintă, în prezent, una din principalele metode analitice utilizate în rezolvarea problemelor aferente domeniului ingineriei civile. Acest fapt se datorează în principal capacității acesteia de a oferi rezultate suficient de apropiate de cele obținute prin intermediul mijloacelor experimentale [73, 93, 94]. Succesul acesteia a contribuit la implementarea metodei într-un număr considerabil de programe de calcul structural (SAP2000, Etabs, Ansys, Adina, Abaqus, etc.) folosite astăzi atât în domeniul proiectării curente cât și în domeniul cercetării.

O abordare diferită, prin comparație cu metoda mai sus amintită, stă la baza Metodei Elementelor Aplicate - MEA (Applied Element Method), metodă care se dovedește de


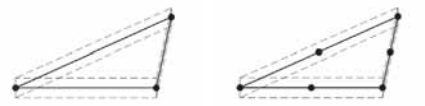


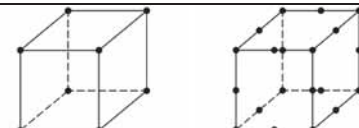
asemenea a fi capabilă să ofere rezultate numerice aflate într-o bună concordanță cu cele obținute experimental [67, 123]. Cu toate că la ora actuală implementarea acestora în pachetele software destinate inginerilor este limitată (Extreme Loading for Structures), această modalitate de analiză a structurilor începe să fie utilizată tot mai des, în special în cadrul evaluării răspunsului structural al clădirilor supuse acțiunilor accidentale (ex.: impact, explozii, etc.).

Programele de analiză structurală utilizate în cadrul acestei teze, bazate pe Metoda Elementelor Finite (MEF) sunt SAP2000 [75] și Abaqus [96], respectiv cel bazat pe Metoda Elementelor Aplicate (MEA) este Extreme Loading for Structures - ELS [97]. Aceste programe sunt disponibile în cadrul Departamentului Mecanica Construcțiilor unde autorul își desfășoară prezentul stagiul de cercetare.

2.3.1 Metoda Elementelor Finite (SAP2000, Abaqus)

Dezvoltată în decursul ultimelor șase decenii, Metoda Elementelor Finite (MEF) reprezintă o tehnică de analiză numerică, utilizată pentru rezolvarea ecuațiilor diferențiale, ce poate fi aplicată unui număr mare de probleme fizice din domeniul ingineriei. Abordarea propriu-zisă a acesteia are la bază ideea conform căreia, orice funcție poate fi aproximată printr-un model discret, realizat prin compunerea unei mulțimi de funcții simple definite pe subdomenii (elemente finite) și continue pe domeniul lor de definiție. Funcțiile realizează pe elementul finit o interpolare a mărimii pe care o reprezintă, exprimând-o prin intermediul unor valori dintr-un număr finit de puncte (noduri) ale subdomeniului [124].

Tabel 2.4. Tipuri de elemente finite [124]

Tip element finit	Noduri integrare	Formă geometrică	Noduri integrare	Nr. GDL
Unidimensional (bară)		dreaptă	2	2
Bidimensional (placă)		triunghi	3 / 6	6 / 12
		patrulater	4 / 8	8 / 16
Tridimensional (solid)		tetraedru	4 / 10	12 / 30
		hexaedru	8 / 20	24 / 60

Discretizarea în elemente finite (subdomenii) a unui element structural sau chiar a unei structuri se efectuează în funcție de geometria acestuia. Astfel, elementele finite utilizate se află în directă legătură cu caracterul unidimensional, bidimensional sau tridimensional al corpului ce trebuie analizat (tab. 2.4). De asemenea, complexitatea problemei este în strânsă legătură cu tipul de element finit folosit. Dacă pentru o stare de solicitare plană rezolvarea problemei este relativ simplă, odată cu trecerea la starea spațială de solicitare numărul ecuațiilor ce urmează a fi rezolvate crește exponențial.

2.3.1.1 SAP2000

SAP2000 [75] reprezintă unul din primele programe de calcul, aferente domeniului ingineriei civile, bazat pe Metoda Elementelor Finite (MEF). Dezvoltat de către CSI (Computers and Structures, Inc.), companie înființată în anul 1975, SAP2000 este utilizat în prezent cu succes în special în cadrul proiectării curente a structurilor.

Versiunea programului de calcul utilizată pentru efectuarea analizelor în cadrul prezentului studiu este 15.2.1.

- Definirea materialelor

Proprietățile materiale aferente tipurilor de elemente finite disponibile în programul de calcul SAP2000 [75] (bară, placă, solid) sunt utilizate pentru definirea densității, respectiv a caracteristicilor mecanice și termice ale acestora. Deși materialele pot fi definite ca fiind izotrope, ortotrope sau anizotrope, modul de utilizare al acestor proprietăți se află în directă legătură cu tipul elementului considerat.

Comportarea elementelor odată cu depășirea domeniului elastic, poate fi surprinsă prin utilizarea simultană a curbelor de material neliniare (σ - ϵ), precum și a articulațiilor plastice (A.P.). Curbele tensiune - deformație specifică (σ - ϵ) pot fi definite în cazul fiecărui tip de material, acestea fiind folosite ulterior pentru a reprezenta în mod direct comportamentul acestuia la întindere, respectiv compresiune [125].

Beton

Comportarea betonului aferentă domeniului post-elastic poate fi definită în SAP2000 [75] atât prin utilizarea curbelor tensiune - deformație specifică predefinite (curbe Simple și curbe Mander) cât și utilizarea curbelor tensiune-deformație introduse punctual de către utilizator.

Curbele de tip Simple, capabile să surprindă comportamentul materialului corespunzător celor două domenii de solicitare, elastic și plastic, au în alcătuire o porțiune parabolică, respectiv una liniară (fig. 2.4).

Definită într-un mod similar, cel de-al doilea tip de curbă disponibilă, curba Mander, presupune utilizarea unor relații diferite de calcul pentru determinare efortului unitar, respectiv al deformațiilor specifice, relații aflate în directă legătură cu gradul de confinare al betonului. În consecință, există trei seturi de relații pentru definirea acesteia: pentru beton

neconfinat, pentru secțiuni rectangulare din beton confinat, respectiv pentru secțiuni circulare din beton confinat.

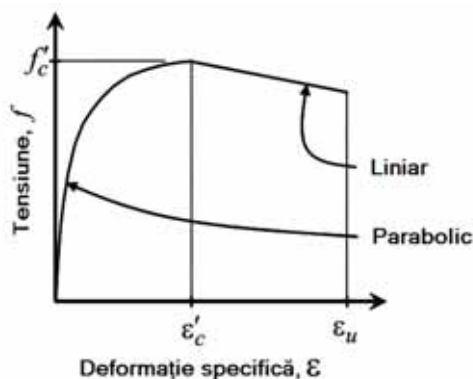


Fig. 2.4. Curba tensiune - deformație specifică (σ - ϵ), tip Simple [125]

Întrucât curba tensiune - deformație specifică (σ - ϵ) utilizată în cazul analizelor efectuate în cadrul acestei teze este definită conform relațiilor prevăzute de SR EN 1992 - 1-1:2004 [126], relațiile de definire ale curbelor anterior amintite nu sunt prezentate.

Oțel

Similar cazului anterior, comportarea barelor din oțel utilizate în cazul armăturilor, odată cu depășirea domeniului elastic, poate fi definită atât prin intermediul unor curbe predefinite cât și prin intermediul unor curbe introduse de către utilizator.

Curbele tensiune-deformație specifică (σ - ϵ) predefinite sunt de două tipuri: curbe Simple, respectiv curbe Park. Cele două modele sunt identice, excepție făcând palierul de consolidare al acestora unde curbele de tip Simple utilizează o formă parabolică, iar curbele de tip Park folosesc a formă empirică. Curbele, formate din trei paliere (fig. 2.5), descriu atât comportarea elastică (rel. 2.17) respectiv perfect plastică a materialului (rel. 2.18) cât și zona de consolidare a acestuia (rel. 2.19 - curbe Simple, rel. 2.20 - curbe Park) [125].

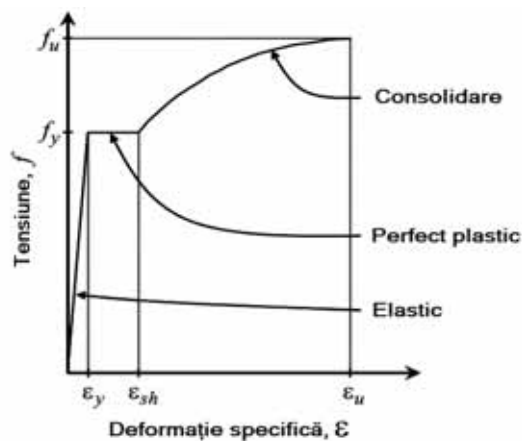


Fig. 2.5. Curba tensiune - deformație specifică (σ - ϵ) corespunzătoare solicitărilor axiale [125]

$$f = E \cdot \varepsilon \quad (2.17)$$

$$f = f_y \quad (2.18)$$

$$f = f_y + (f_u - f_y) \cdot \sqrt{\frac{\varepsilon - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}}} \quad (2.19)$$

$$f = f_y \left(\frac{m \cdot (\varepsilon - \varepsilon_{sh}) + 2}{60 \cdot (\varepsilon - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon - \varepsilon_{sh}) \cdot (60 - m)}{2 \cdot (30 \cdot (\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}) + 1)^2} \right) \quad (2.20)$$

$$m = \frac{(f_u / f_y) \cdot (30 \cdot (\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}) + 1)^2 - 60 \cdot (\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}) - 1}{15 \cdot (\varepsilon_u - \varepsilon_{sh})^2} \quad (2.21)$$

unde:

- f - efortul unitar de compresiune/întindere în oțel;
- ε - deformația specifică a oțelului;
- E - modulul de elasticitate longitudinal;
- f_y - limita de curgere a oțelului;
- f_u - efortul unitar corespunzător atingerii capacității ultime de rezistență a armăturilor;
- ε_{sh} - deformația specifică corespunzătoare inițierii fenomenului de consolidare a oțelului;
- ε_u - deformația specifică corespunzătoare atingerii capacității ultime de rezistență a oțelului.

Curba tensiune-deformație specifică (σ - ε), utilizată în cadrul analizelor efectuate pentru atingerea obiectivelor stabilite în cadrul tezei, corespunzătoare oțelului este definită conform modelului Simple, prezentat anterior.

- Definirea elementelor

Elementele ce alcătuiesc modelul structural, sunt reprezentate în cadrul programului SAP2000 [75] prin intermediul obiectelor. Astfel, utilizatorul definește obiectele, le atribuie proprietățile precum și sarcinile dorite urmând ca, ulterior, programul de calcul să efectueze în mod automat conversia acestora în elemente. Fiecărui astfel de element, ce poate avea diferite tipuri (bară, placă, solid), îi corespunde implicit un tip de element finit generat odată cu discretizarea acestora [125].

Modelele structurale, analizate în cadrul obiectivelor tezei care implică utilizarea programului de calcul SAP2000 [75], sunt alcătuite numai din elemente de tip bară (frame), elementele finite corespunzătoare acestora fiind liniare. Conform dezvoltatorilor programului, elementele de acest tip pot fi utilizate pentru modelarea grinzilor sau a stâlpilor atât în cazul structurilor plane cât și în cazul structurilor tridimensionale. Neliniaritatea materială în cazul

utilizării unui asemenea element este considerată prin intermediul articulațiilor plastice - A.P. Formularea pe care se bazează elementele de tip bară (frame) este una generală, tridimensională, de tip grindă-stâlp și este capabilă să surprindă efectele încovoierii biaxiale, ale torsiunii, ale deformațiilor axiale precum și ale forfecării biaxiale [125].

Fiecare astfel de element este modelat ca o bară dreaptă, ce unește două puncte și are un sistem de coordonate locale necesar definirii proprietăților acestuia precum și a sarcinilor corespunzătoare. Conturarea secțiunii transversale a unui astfel de element se realizează în mod independent față de definirea acestuia și implică descrierea unui set de proprietăți materiale și geometrice ce îi vor fi ulterior atribuite elementului.

Eforturile, sunt obținute în cazul unor astfel de elemente în nodurile poziționate la fiecare capăt al acestora precum și în punctele intermediare de pe lungimea elementului definite de utilizator odată cu efectuarea discretizării acestora în elemente finite [125].

2.3.1.2 Abaqus

Abaqus [96] reprezintă un program de calcul bazat pe Metoda Elementelor Finite (MEF), dezvoltat inițial de către Dessault Systems și lansat pentru întâia oară pe piață în anul 1978. Pachetul software utilizat în rezolvarea problemelor numerice este format din patru module (Standard, Explicit, CFD, respectiv Electromagnetic), fiecare dintre acestea având moduri diferite de abordare a problemelor necesare a fi soluționate.

În cadrul analizelor ce stau la baza îndeplinirii obiectivelor aferente acestei teze, este utilizat modulul Abaqus/Standard. Potrivit dezvoltatorilor, acesta reprezintă un mijloc de analiză general, bazat pe Metoda Elementelor Finite (MEF), care implică utilizarea unui regim de integrare implicit (tradițional). Astfel, pentru fiecare increment necesar atingerii soluției, Abaqus/Standard rezolvă implicit un sistem de ecuații [127].

Versiunea programului utilizată în cadrul acestui studiu este 6.13.

- **Definirea materialelor**

Definirea materialelor, precum și a legilor de comportare aferente acestora, constituie un punct cheie în efectuarea analizelor structurale. Programul de calcul Abaqus [96], dispune de o multitudine de opțiuni privind modul de comportare al materialelor odată cu depășirea stadiului elastic, atât pentru beton cât și pentru metal.

Beton

În urma evaluării avantajelor și dezavantajelor legilor de material disponibile, modelul de plastificare “CDP - Concrete Damage Plasticity” (Degradarea betonului în domeniul plastic) a fost considerat a fi cel mai potrivit pentru modelarea comportării betonului. Bazele teoretice ale acestui model de plastificare sunt propuse de către Lubliner și alții [128] în anul 1989. Ulterior, modelul este modificat și dezvoltat de către Lee & Fenves [129].

Modelul de plastificare CDP, disponibil în Abaqus [96], este destinat problemelor în care elementele din beton sunt supuse acțiunilor monotone, ciclice sau chiar dinamice. Acesta

se bazează pe ipoteza conform căreia principalele două mecanisme de cedare sunt cauzate de fisurarea, respectiv de strivirea betonului. De asemenea, modelul CDP presupune că răspunsul uniaxial al materialului, aferent solicitărilor de întindere și compresiune, este caracterizat de degradarea plastică a acestuia (fig. 2.6) [127].

În cazul solicitărilor de întindere (fig. 2.6-a), relația tensiune-deformație specifică este liniară până la limita σ_{t0} . Odată cu depășirea acestei valori, care îi corespunde apariției micro fisurilor în beton, fisurile sunt reprezentate la nivel macro printr-o degradarea a rigidității ce are ca efect apariția deformațiilor plastice în structura de beton.

În cazul solicitărilor de compresiune (fig. 2.6-b), caracterul liniar al curbei tensiune-deformație specifică se păstrează până la atingerea valorii σ_{c0} corespunzătoare curgerii inițiale a materialului. Odată depășită această valoare, materialul experimentează o consolidare (creștere a tensiunilor și a deformațiilor) până la valoarea σ_{cu} , urmând ca după depășirea acestei limite, pe măsură ce rigiditatea betonului se degradează, valoarea tensiunilor să scadă, iar cea a deformațiilor specifice să continue să crească [127].

Factorul “d”, denumit factor de degradare al materialului, are un rol principal pentru degradarea rigidității betonului (rel. 2.22) ce apare odată cu incursiunile materialului în domeniul plastic, pentru ambele tipuri de solicitări (întindere și compresiune). Mărimea acestuia poate varia de la zero, limită ce îi corespunde stării inițiale, nedegradate, până la unu, valoarea fiindu-i corespunzătoare degradării maxime sau epuizării totale a capacității de rezistență. Ținând cont de influența acestui factor, relațiile tensiune - deformație specifică sunt calculate conform relațiilor 2.23 și 2.24, atât pentru întindere cât și pentru compresiune [127].

$$E = (1 - d) \cdot E_0 \quad (2.22)$$

$$\sigma = (1 - d) \cdot E_0 \cdot (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (2.23)$$

$$\varepsilon = (\varepsilon_e + \varepsilon_{pl}) \quad (2.24)$$

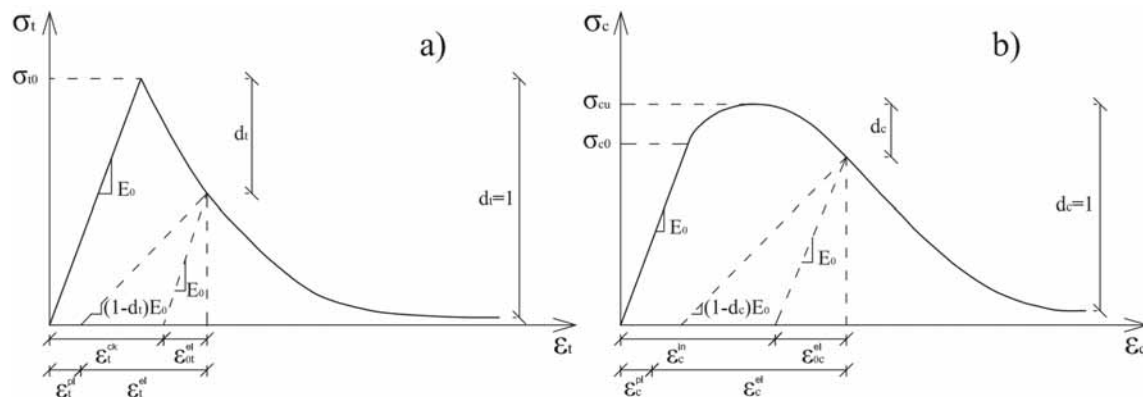


Fig. 2.6. Curbe tensiune - deformație specifică (σ - ε) în cazul solicitărilor uniaxiale de: a) întindere, b) compresiune [127]

Tensiunile efective de coeziune pentru solicitări de întindere, respectiv de compresiune sunt determinate conform relației 2.25. Prin intermediul acestor tensiuni, programul de calcul poate determina mărimea suprafețelor de curgere sau de cedare.

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma}{(1-d)} = E_0 \cdot (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (2.25)$$

unde:

- E - modulul de elasticitate longitudinal, degradat;
- d - factorul de degradare al betonului;
- E_0 - modulul de elasticitate longitudinal inițial, nedegradat;
- σ - efort unitar de întindere/compresiune;
- ε - deformația specifică totală;
- ε^{el} - deformația specifică elastică;
- ε^{pl} - deformația specifică plastică.

Oțel

Comportarea oțelului, odată depășită limita domeniului elastic, este modelată cu ajutorul opțiunii “Plastic” disponibilă în programul de calcul. Acest model clasic de plastificare al metalului, folosește suprafețe de curgere Mises, necesare pentru a defini curgerea de tip izotrop a materialului (suprafețele de curgere își modifică dimensiunea, uniform, după toate direcțiile astfel încât în momentul apariției deformațiilor plastice, tensiunea de curgere crește sau descrește după toate aceste direcții) [127].

Opțiunea, poate fi folosită în orice problemă care implică elemente ce au grade de libertate aferente translațiilor. De asemenea, utilizarea acestui model de plastificare poate fi coroborată cu alte modele disponibile în Abaqus [96] (ex.: “Ductile Damage”), capabile a surprinde cedarea elementului, odată ce condițiile limită sunt atinse. Spre exemplu, în acest mod poate fi simulată ruperea barelor de oțel care alcătuiesc armătura elementelor din beton armat, atunci când deformația specifică de rupere este atinsă.

- Definirea elementelor

Abaqus/Standard [96] conține o librărie extinsă de elemente finite, existând astfel posibilitatea de a rezolva o multitudine de probleme specifice diferitelor domenii de cercetare. Elementele ce aparțin acestei librării sunt grupate, într-o primă fază, în funcție de gradul de interpolare, existând astfel elemente de ordinul I (liniare), respectiv elemente de ordinul II (pătratic). Cele două categorii conțin la rândul lor elemente unidimensionale, bidimensionale și tridimensionale (tab. 2.4). Fiecărui tip de element finit îi corespunde un nume unic (ex.: C3D20R), acesta oferind detalii referitoare la: familia elementului finit, numărul gradelor de libertate, numărul nodurilor, formularea precum și tipul de integrare folosit [127].

Modelarea elementelor structurale din beton (placă, grindă și stâlp) ce alcătuiesc structurile analizate în cadrul acestei lucrări, se efectuează prin utilizarea elementelor pătratice, tridimensionale, de tip C3D20R (fig. 2.7).

Utilizarea elementelor finite de ordinul II (pătratice), este motivată de avantajul pe care acestea îl oferă față de elementele liniare, de ordinul I. Elementele pătratice sunt capabile să furnizeze o acuratețe superioară și sunt considerate a fi foarte eficiente în cazul componentelor structurale supuse la încovoiere. Elementele de tip solid (continue), pot fi folosite atât în cazul analizelor liniare cât și în cazul analizelor cu un nivel de complexitate mai ridicat: analize neliniare care implică considerarea plastificării componentelor sau a marilor deformații. Opțiunea de integrare redusă, considerată în acest caz, are rolul de a calcula rigiditatea elementului prin utilizarea unei integrări de ordin inferior celei standard, reducând astfel timpul necesar analizei. De asemenea, pentru elementele de ordinul II, această opțiune oferă rezultate mai exacte prin comparație cu utilizarea aceluiași tip de element dacă rigiditatea acestuia este evaluată prin metoda inițială de integrare. Pentru evaluarea încărcărilor și a matricei maselor, posibilitatea reducerii integrării nu există [127].

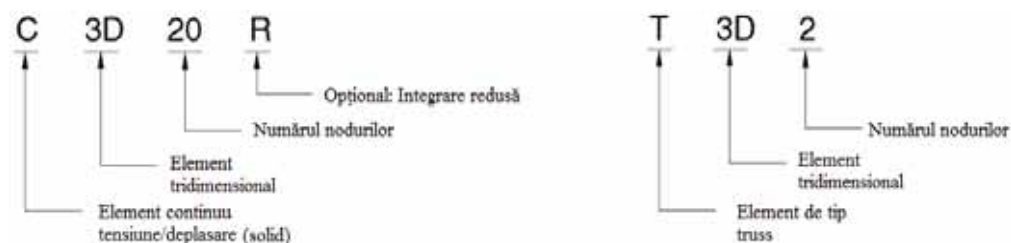


Fig. 2.7. Exemplificare elemente finite: C3D20R, T3D2 [127]

Barele de oțel, folosite pe post de armătură, sunt modelate cu ajutorul elementelor liniare, de tip T3D2 (fig. 2.7). Elementele de tip bară (truss) sunt elemente lungi și subțiri, capabile să transmită numai eforturi axiale (întindere și compresiune), putând fi folosite cu ușurință alături de alt tip de elemente (ex.: solid).

2.3.2 Metoda Elementelor Aplicate (ELS)

Dezvoltată într-o perioadă relativ recentă de timp (ultima decadă), de către Meguro & Tagel-Din [117 - 121], Metoda Elementelor Aplicate (MEA) reprezintă o metodă inovativă de modelare bazată pe conceptul fisurării discrete (discrete cracking).

Abordarea acesteia constă în divizarea virtuală (discretizare) a elementelor structurale în mici elemente, “cuplate” între ele prin intermediul resorturilor (springs-urilor). Două astfel de elemente, distincte, sunt conectate printr-o tripletă de resorturi dispuse în punctele de contact ale acestora. Prin intermediul acestor resorturi, unul normal (perpendicular) și două tangente la fața elementului, sunt transferate tensiunile normale, respectiv tangențiale de la un element la altul. Fiecare astfel de tripletă reprezintă tensiunile și deformațiile aferente unui anumit volum (fig. 2.8). Odată cu ruperea celor trei legături (resorturi), ce există implicit între fețele a două elemente distincte, acestea devin elemente de sine stătătoare [130].

Similar Metodei Elementelor Finite (MEF), și în acest caz există posibilitatea folosirii elementelor tridimensionale (solid) cu diferite forme geometrice cum ar fi tetraedrul și hexaedrul, cele din urmă fiind recomandate întrucât sunt capabile să ofere rezultate cu un grad mai ridicat de precizie [131].

Conform dezvoltatorilor, principalul avantaj al acestei abordări, prin comparație cu Metoda Elementelor Finite (MEF), îl reprezintă posibilitatea acesteia de a ține cont atât de separarea elementelor cât și de un nou eventual contact (coliziune) între acestea, în mod implicit. Din acest motiv, Metoda Elementelor Aplicate (MEA) este considerată metoda de bază în cazul evaluării răspunsului structural al clădirilor supuse acțiunilor excepționale fiind capabilă să urmărească comportamentul structurilor supuse fenomenului de colaps de-a lungul tuturor fazelor de comportare existente: faza elastică, faza inițierii fisurilor (beton) și a inițierii fenomenului de curgere (oțel), faza de separare a elementelor precum și faza de coliziune a acestora cu solul sau cu alte structuri adiacente [131].

2.3.2.1 Extreme Loading for Structures - ELS

Extreme Loading for Structures - ELS [97], reprezintă cel de-al treilea program de calcul utilizat în cadrul acestei teze pentru stabilirea potențialului de colaps progresiv al structurilor în cadre de beton armat.

Dezvoltat de către ASI (Applied Science International), programul se bazează pe Metoda Elementelor Aplicate (MEA) și are ca scop surprinderea automată a propagării fisurilor, a separării elementelor, a coliziunii acestora precum și a colapsului structurilor ca urmare a efectelor acțiunilor accidentale [132].

Versiunea programului utilizată în cadrul acestei teze este 3.1.

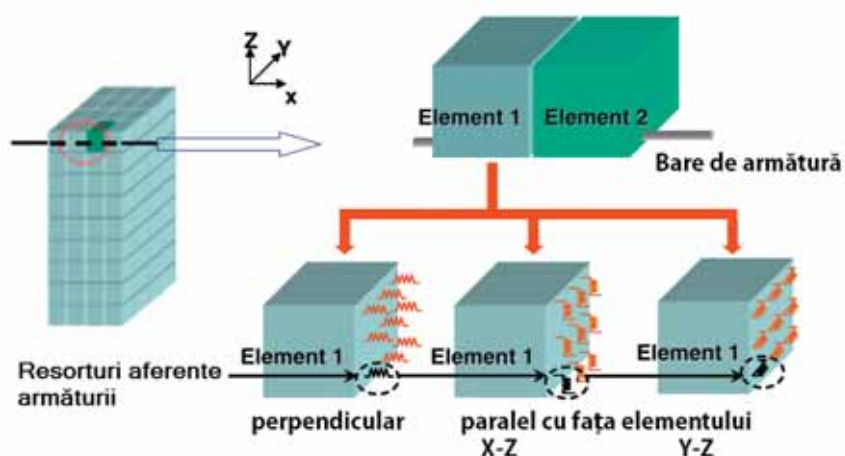


Fig. 2.8. Cuplarea elementelor prin intermediul resorturilor [131]

- Definirea materialelor

Definirea materialelor reprezintă, similar cazului anterior prezentat, un punct esențial în reușita analizelor structurale. Programul de calcul ELS [97] cuprinde o serie de materiale

predefinite (material elastic, beton, oțel, sticlă, cărămidă, etc.) ale căror parametrii pot fi modificați parțial sau în totalitate de către utilizator, comportarea acestora fiind astfel direct influențată.

Beton

Varianta actuală a programului Extreme Loading for Structures - ELS [97], nu permite alegerea de către utilizator a unei legi de comportare a materialului ci se bazează pe utilizarea unor modele predefinite.

Pentru surprinderea comportării betonului în cazul solicitărilor de compresiune, programul de calcul ELS folosește modelul de compresiune propus de Maekawa & Okamura [133] în anul 1983. Potrivit acestuia, definirea curbelor tensiune-deformație specifică (σ - ϵ) se face prin intermediul a trei factori. Primul dintre aceștia este reprezentat de modulul de elasticitate longitudinal (E , modulul lui Young); cel de-al doilea factor îi este asociat fisurării, reprezentând gradul de deteriorare internă a betonului, iar cel de-al treilea reprezintă deformațiile plastice ale betonului [131].

Odată cu atingerea tensiunii maxime, rigiditatea resorturilor se presupune că are o valoare minimă, în acest fel evitându-se atribuirea unei valori negative. Acest lucru are ca rezultat apariția unor diferențe între tensiunile (σ) calculate conform legii de variație a materialului și tensiunile (σ) corespunzătoare deformației (ϵ) resorturilor. Tensiunile reziduale, rezultate în urma acestei diferențe, sunt redistribuite prin aplicarea în următorul pas a unor forțe, direct proporționale cu aceste tensiuni, în sens invers [131].

În cazul resorturilor dintre elementele supuse întinderii, rigiditatea își păstrează valoarea inițială până la atingerea punctului de fisurare. Ulterior acestui punct, rigidității resorturilor îi este atribuită valoarea zero (fig. 2.9-a). Și în acest caz, tensiunile reziduale sunt redistribuite în pasul următor prin intermediul unor forțe aplicate în sens contrar celor inițiale.

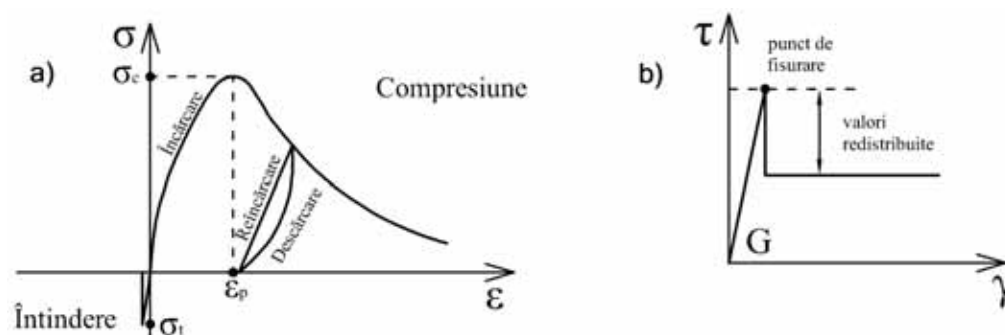


Fig. 2.9. Curbe tensiune - deformație (σ - ϵ și τ - γ) pentru solicitări: a) uniaxiale b) de forfecare [131]

Curba tensiune - deformație (τ - γ) aferentă resorturilor în cazul solicitărilor de forfecare, este liniară până la apariția fisurilor din beton. Dincolo de această limită, tensiunile de forfecare (τ) experimentează o scădere, influențată atât de gradul de fixare dintre agregate precum și de frecările ce apar la suprafața fisurii (fig. 2.9-b) [131].

Cedarea betonului, inițiată odată cu apariția primelor fisuri, se produce pentru o valoare a tensiunilor principale egală cu cea a tensiunii maxime de întindere, corespunzătoare

materialului. Starea spațială de tensiuni aferentă fiecărui resort este calculată, iar după fisurare există două posibilități distincte de a considera fisurile. Prima variantă, care oferă în general rezultate mai precise însă cu un cost computațional considerabil, implică separarea elementului în două elemente independente și generarea de noi legături (resorturi) pe fața nou creată în urma fisurării (fig. 2.10-a).

Cea de-a doua variantă, păstrează forma inițială a elementului însă odată cu apariția fisurilor, tensiunile aferente acestora sunt redistribuite (fig. 2.10-b). Deși mai puțin precisă în comparație cu prima metodă și rezultatele acesteia sunt acceptabile, diferențele între cele două nefiind semnificative [131].

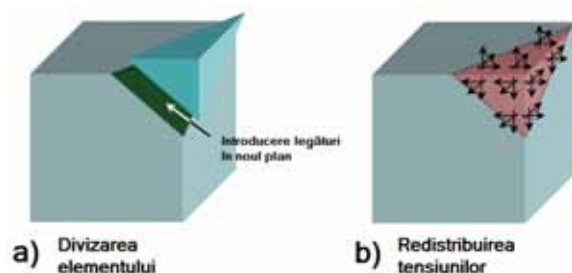


Fig. 2.10. Comportarea betonului odată cu atingerea stadiului de fisurare [131]

Oțel

În cazul barelor din oțel, folosite pentru modelarea armăturilor, programul de calcul structural ELS [97] folosește modelul de material dezvoltat de Ristic și alții [134] (fig. 2.11).

Potrivit acestuia, rigiditatea tangentă a armăturilor se calculează în funcție de valoarea deformației aferentă resortului corespunzător barei de oțel, în funcție de sensul de aplicare al încărcărilor (încărcare sau descărcare) precum și în funcție de istoricul resortului care controlează efectul Bauschinger.

Avantajul principal al acestui model de material îl constituie posibilitatea de a considera cu ușurință efectele unei descărcări parțiale precum și efectul Bauschinger, fără a îngreuna analiza. Acest efect, se aplică în cazul deformațiilor mici și reprezintă reducerea limitei de curgere a oțelului la compresiune sau întindere, dacă anterior, elementul a experimentat o stare de deformații plastice datorate întinderii sau compresiunii [135].

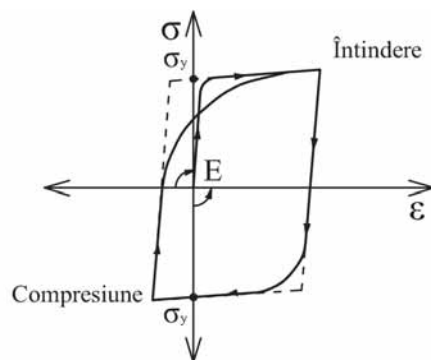


Fig. 2.11. Curbă tensiune - deformație specifică (σ - ϵ) pentru solicitări axiale [131]

- Definirea elementelor

Elementele de tip solid, folosite în cazul analizei tridimensionale efectuate în ELS [97] pentru modelarea elementelor structurale din beton armat (placă, grindă și stâlp) au implicit formă cubică. În cazuri particulare, una sau mai multe dintre fețele elementelor pot fi modificate, rezultând astfel elemente cu formă piramidală sau prismatică. Fiecărui astfel de element îi este calculată poziția centrului de greutate, acesta fiind și locul unde ulterior sunt evaluate gradele de libertate aferente celor trei posibilități de translație, respectiv celor trei posibilități de rotație (fig. 2.12) [131].

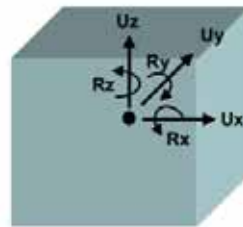


Fig. 2.12. Grade de libertate, element aplicat (MEA) [131]

Spre deosebire de Metoda Elementelor Finite (MEF) unde barele de oțel care alcătuiesc armătura sunt definite separat, iar mai apoi sunt incluse în elementele din beton, în abordarea propusă de Tagel-Din & Meguro [130] armăturile sunt modelate prin intermediul resorturilor. Astfel, pentru includerea acestora în elementele din beton este suficient ca în programul de calcul ELS [97] să fie introdusă poziția, aria și tipul materialului aferent armăturilor, conlucrarea dintre cele două tipuri de elemente fiind perfectă.

Cap. 3 Calibrarea modelelor numerice

Deși în literatura de specialitate există rezultate privind riscul de colaps progresiv al structurilor în cadre de beton armat obținute pe baza analizelor experimentale, efectuate atât asupra unor specimene (substructuri) la scară redusă [88, 90, 98] cât și asupra unor structuri reale (scara 1:1) [52, 73, 77], numărul acestora este limitat. Motivele principale pentru numărul restrâns ale unor astfel de studii sunt diferite, principalele dintre acestea fiind costul ridicat al acestora, dotarea limitată a laboratoarelor din punctul de vedere al echipamentelor necesare precum și durată mare de timp aferentă unui astfel de experiment.

Alternativa cea mai comună și convenabilă la ora actuală, în stabilirea unui verdict privind riscul de colaps progresiv al structurilor o reprezintă analizele numerice. Totuși, datorită diferitelor limitări ale programelor de calcul, rezultatele obținute pe baza acestora trebuie verificate și validate prin comparații cu date reale, obținute experimental, pentru structuri sau substructuri similare celor considerate în modelul numeric.

Pornind de la aceste considerente, în prezenta lucrare este efectuată calibrarea a două modele numerice prin utilizarea programului de calcul Abaqus, bazat pe Metoda Elementelor Finite (MEF), respectiv prin utilizarea programului de calcul ELS (Extreme Loading for Structures), program ce implică utilizarea Metodei Elementelor Aplicate (MEA).

La baza celor două modele numerice, analizate în cadrul acestui capitol, se află un studiu clasic experimental efectuat asupra unui planșeu din beton, armat pe două direcții, realizat de către Gamble, Sozen și Siess [136], în anul 1961.

Suplimentar celor două programe amintite (Abaqus [96], ELS [97]), utilizate pentru majoritatea analizelor efectuate în cadrul acestei teze, în cazul celui de-al doilea obiectiv al lucrării sunt prezentate și rezultate obținute cu ajutorul programului de calcul structural SAP2000 [75]. Utilizarea acestui program a fost limitată numai la studiul unor modele spațiale de tip cadru pur (stâlpi și grinzi) pentru că modelarea comportamentului neliniar al plăcilor din b.a. este dificilă [48, 77], iar acuratețea și veridicitatea rezultatelor furnizate este privită cu suspiciune de comunitatea științifică. Din acest motiv, nu s-a realizat o calibrare numerică a modelului testat experimental în care să fie utilizat programul de calcul SAP2000.

3.1 Caracteristicile modelului experimental

Universitatea din Illinois, SUA, găzduiește în anul 1961 o serie de cinci studii experimentale, ce au ca scop investigarea rezistenței și a comportamentului planșeelor din beton armat, cu diverse configurații sau moduri de armare.

O primă analiză din această serie, efectuată de către colectivul Gamble, Sozen și Siess [136], constă în testarea unui planșeu din beton armat (grinzi transversale, grinzi longitudinale, placă) cu nouă ochiuri de placă (3x3), armat pe două direcții. Proiectarea acestuia, ce respectă filozofia ACI (American Concrete Institute) din acea perioadă, se bazează pe analiza elastică a plăcilor ce reazemă pe grinzi rigide, dispuse perimetral.

În total, sunt desfășurate 39 de teste, sub diferite niveluri de încărcare. Pentru fiecare din acestea sunt înregistrate deformațiile armăturilor precum și cele ale betonului. De asemenea, sunt măsurate și monitorizate deplasările elementelor structurale în diferite puncte caracteristice precum și fisurile ce apar odată cu variația nivelului de încărcare.

Analizele sunt efectuate asupra unui model la scară redusă: 1/4. Dimensiunea unui ochi de placă, măsurată interax, este de 1524mm (5'- 0"). Grosimea plăcii este de 38.1mm (1-1/2"), iar dimensiunea grinzilor este de 76.2x107.95mm (3' x 4-1/4") pentru cea marginală, respectiv 76.2 x 127mm (3' x 5") pentru cea intermediară (fig. 3.1).

Dimensiunile elementelor de susținere verticale ale planșeului variază în funcție de poziția acestora. Astfel, stâlpul de colț are 101.6 x 101.6mm (4' x 4'), stâlpul marginal are 101.6 x 152.4mm (4' x 6'), iar stâlpul central are 152.4 x 152.4mm (6' x 6').

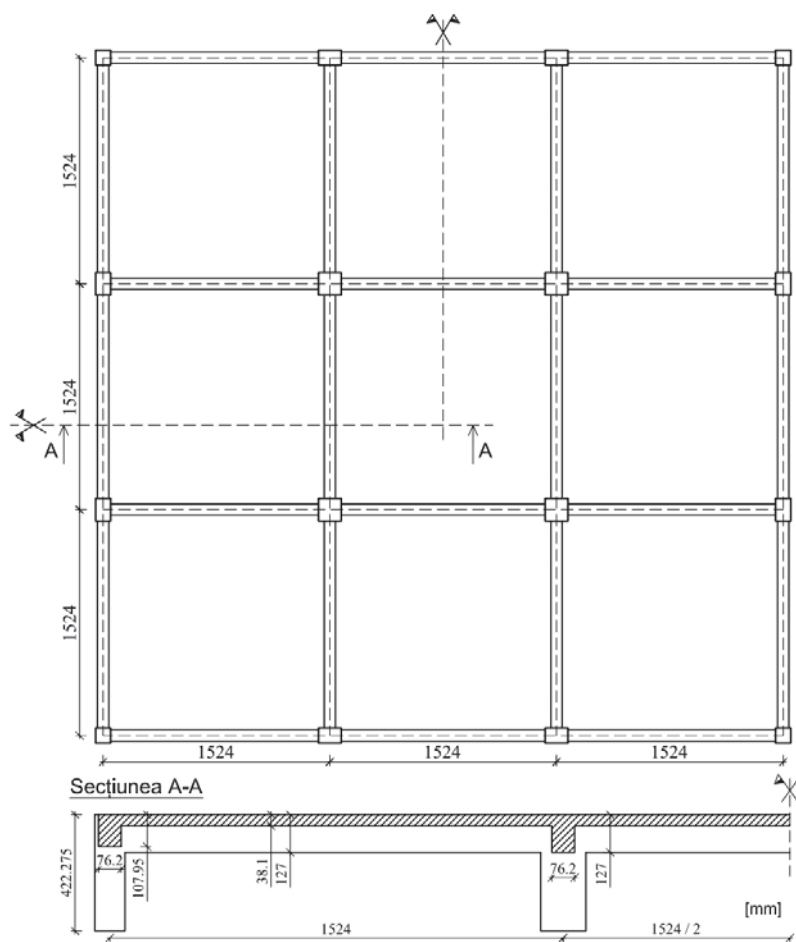


Fig. 3.1. Planșeu testat experimental: vedere în plan și secțiune transversală [136]

Stâlpii sunt prinși articulat la bază, acest mod de rezemare realizându-se prin intermediul unor sfere din oțel fixate în suporturi speciale, amplasați la partea superioară a dinamometrelor ce măsoară valoarea reacțiunii.

Detaliile de armare pentru elementele structurale (placă, stâlpi și grindă) sunt prezentate în figura 3.2.

Pe baza probelor de material (beton și oțel) supuse diferitor încercări, de întindere și de compresiune, sunt stabilite de către colectivul de cercetători [136] o serie întreagă de caracteristici de material aferente oțelului, respectiv betonului folosit.

Caracteristicile oțelului folosit diferă în funcție de tipul elementului structural pentru care este întrebuințat. Modulul de elasticitate longitudinal (E) are valoarea de aproximativ 207000 N/mm², pentru toate epruvetele testate.

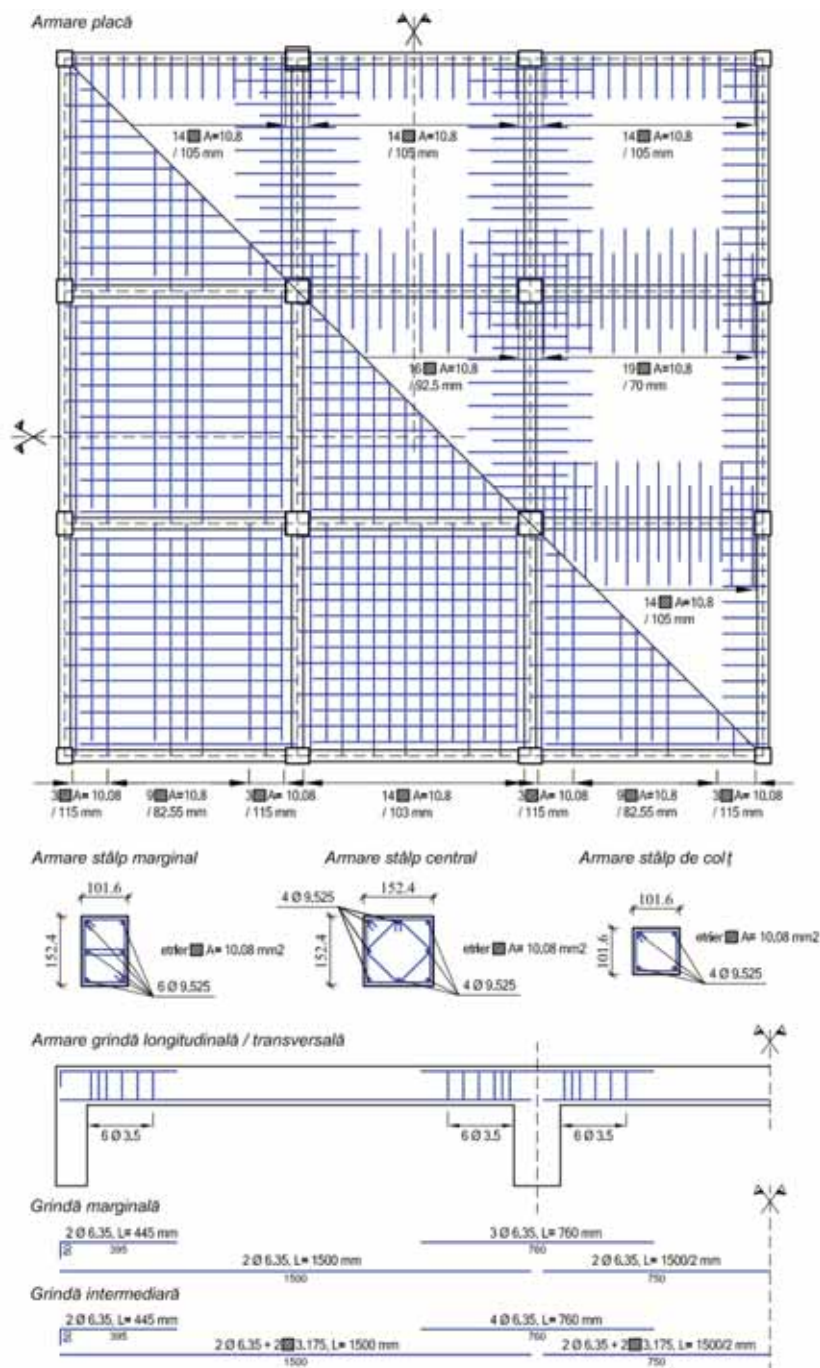


Fig. 3.2. Detalii armare elemente structurale: placă, stâlpi, grinzi [136]

Pentru armarea ochiurilor de placă, barele folosite au secțiune rectangulară, aria acesteia fiind de 10.08 mm². Rezistența de curgere a oțelului este de aproximativ 290 N/mm² (42000 psi), iar rezistența ultimă are o valoare aproximativă de 410 N/mm² (590000 psi) (fig. 3.3).

Barele longitudinale folosite pentru armarea grinzilor longitudinale și transversale, au pentru grinzile marginale, secțiune circulară cu aria de 31.67 mm². Aria barelor longitudinale utilizate pentru grinzile intermediare este de 10.08 mm² pentru cele cu secțiune rectangulară, respectiv de 31.67 mm² pentru cele cu secțiune circulară. Intrarea în curgerea a acestor bare are loc pentru o rezistență de aproximativ 345 N/mm² (50000 psi), în timp ce rezistenței de rupere îi corespunde o valoare a tensiunii σ de 462 N/mm². Curba tensiune-deformație specifică ($\sigma - \epsilon$) aferentă acestui tip de oțel este prezentată în figura 3.4.

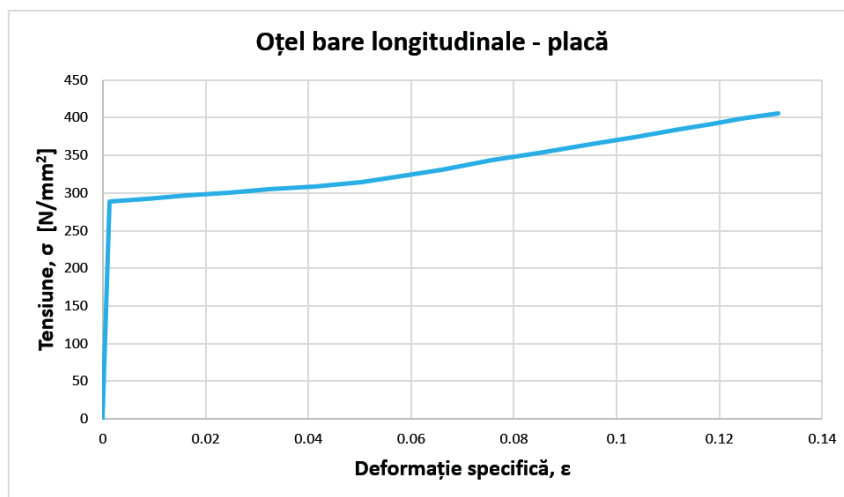


Fig. 3.3. Oțel bare longitudinale placă: curbă tensiune-deformație specifică ($\sigma-\epsilon$) [136]

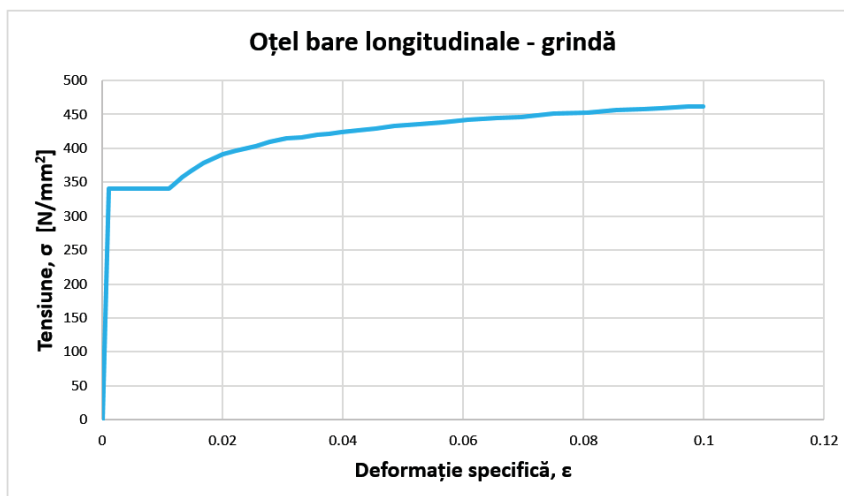


Fig. 3.4. Oțel bare longitudinale grindă: curbă tensiune-deformație specifică ($\sigma-\epsilon$) [136]

Armarea elementelor verticale se efectuează folosind un singur diametru pentru barele longitudinale, indiferent de tipul stâlpului: central, marginal sau de colț. Secțiunea circulară a

barelor folosite are aria egală cu 71.26 mm^2 . Rezistența de curgere obținută în cazul oțelului din care sunt alcătuite aceste bare este de aproximativ 379 N/mm^2 (55000 psi).

Aria barelor din care sunt confecționați etrierii este de 9.62 mm^2 în cazul grinzilor, respectiv de 10.08 mm^2 în cazul stâlpilor. Rezistența medie de curgere obținută în acest caz este de 240 N/mm^2 (35000 psi). Valoarea medie ultimă a rezistenței pentru care bara cedează este de 340 N/mm^2 (49400 psi). Curba tensiune-deformație ($\sigma - \epsilon$) aferentă acestui tip de oțel este prezentată în figura 3.5.

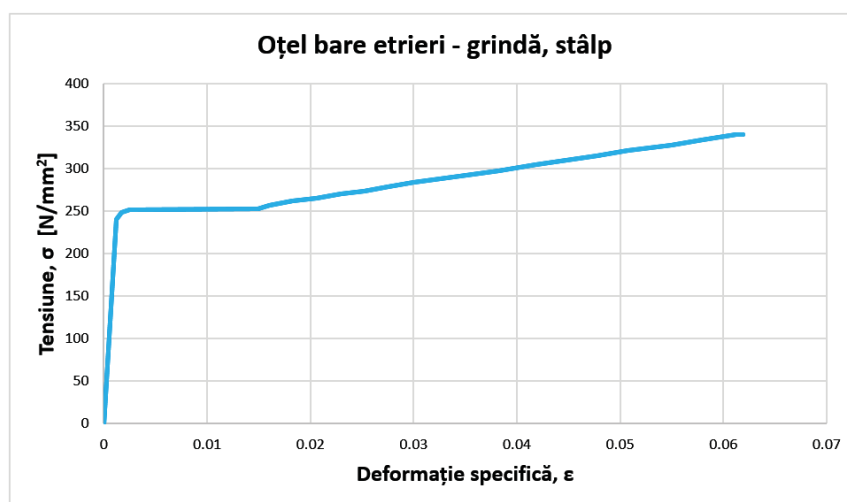


Fig. 3.5. Oțel bare etrieri: curbă tensiune-deformație specifică (σ - ϵ) [136]

Valorile medii ale rezistenței la compresiune precum și ale modulului de elasticitate longitudinal al betonului sunt obținute în urma efectuării a 11 serii de încercări. Testele sunt efectuate la intervale diferite de timp, asupra a două variante de epruvete (tab. 3.1).

Tabel 3.1. Caracteristicile mecanice ale betonului [136]

Perioadă testare	Dim. cilindru [mm]	Rezistența la compresiune f_c [MPa]	Modul de elasticitate E [GPa]
76 zile	50.8x101.6	19.52 ± 2.14	20.68 ± 3.10
	101.6 x 203.2	23.58 ± 1.59	21.24 ± 1.93
139 zile	50.8 x 101.6	18.00 ± 2.55	---
185 zile	50.8 x 101.6	17.30 ± 3.17	19.99 ± 2.76

3.2 Analiza numerică a planșului din beton armat: MEF

3.2.1 Modelarea planșului din beton armat

Calibrarea numerică a planșului din beton armat supus acțiunii sarcinilor uniform distribuite aplicate static, se efectuează într-o primă fază prin utilizarea programul de calcul în element finit Abaqus/Standard [96].

- Definirea structurii

Întrucât structura este simetrică, atât din punct de vedere al geometriei cât și din punct de vedere al armării în raport cu cele două direcții principale (longitudinală și transversală), este utilizată opțiunea de simetrie disponibilă în programul de calcul. Avantajul acesteia constă în reducerea semnificativă a duratei de timp necesare efectuării unei analize, prin scăderea la $\frac{1}{4}$ a numărului de elemente finite utilizate atât pentru elementele structurale din beton cât și pentru barele de armătură (fig. 3.6).

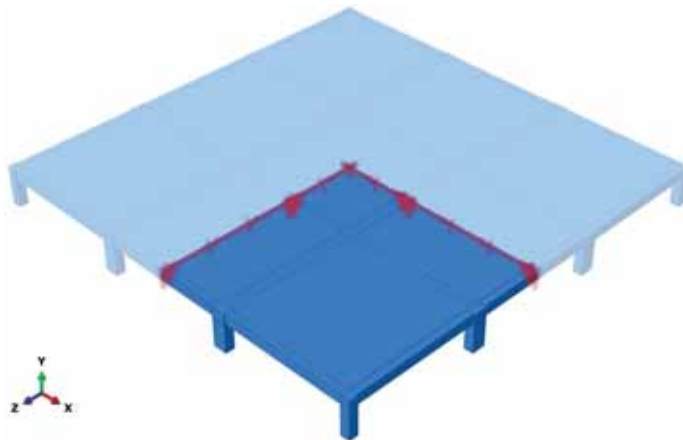


Fig. 3.6. Reducerea modelului structural, prin impunerea condițiilor de simetrie

Fixarea elementelor verticale ale structurii are loc prin impunerea reazemelor de tip articulat la baza acestora. Astfel, este posibilă efectuarea mișcării de rotație după cele trei direcții principale (X-X, Y-Y și Z-Z), în timp ce translațiile după aceste direcții sunt împiedicate.

Barele de oțel care alcătuiesc armătura sunt încorporate în elementele din beton care le găzduiesc prin intermediul opțiunii *embedded* disponibilă în programul Abaqus [96]. Programul de calcul evaluează relațiile geometrice care există între nodurile elementelor “gazdă” și nodurile elementelor ce urmează a fi încorporate; dacă un nod al unui astfel de element este situat într-un element gazdă, gradele de libertate aferente translațiilor sunt eliminate, nodul respectiv preluând proprietățile aferente gradelor de libertate ce aparțin nodului gazdă [127].

- Definirea materialelor

Comportarea materialelor odată cu depășirea stadiului elastic, este surprinsă în cazul betonului cu ajutorul modelului de plasticitate “CDP - Concrete Damage Plasticity” (Degradarea betonului în domeniul plastic), prezentat anterior la punctul 2.3.1.2 al lucrării.

Întrucât datele aferente studiului experimental nu descriu o relație pentru definirea curbei tensiune - deformație specifică (σ - ϵ) a betonului, trasarea acesteia se realizează pe baza caracteristicilor mecanice ale materialului (tab. 3.1), cu ajutorul relațiilor disponibile în

literatura de specialitate (fig. 3.7). Palierul corespunzător întinderii este definit prin intermediul relației 3.1 propusă de către Tamai și alții în anul 1988 [137], iar cel corespunzător compresiunii prin intermediul relațiilor 3.2 - 3.4. [126].

$$\sigma_t = f_{cm} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon} \right)^{0.4} \quad (3.1)$$

$$\sigma_c = f_{cm} \cdot \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \quad (3.2)$$

$$k = 1.05 \cdot E_{cm} \cdot |\varepsilon_{cl}| / f_{cm} \quad (3.3)$$

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{cl} \quad (3.4)$$

unde:

f_{cm} - valoarea medie a rezistenței la întindere directă a betonului;

ε - deformația specifică a betonului;

ε^{el} - deformația specifică elastică a betonului;

E_{cm} - modulul de elasticitate secant al betonului;

f_{cm} - valoarea medie a rezistenței la compresiune a betonului, măsurată pe cilindrii;

ε_c - deformația specifică la compresiune a betonului;

ε_{cl} - deformația specifică la compresiune a betonului, aferentă efortului unitar maxim.

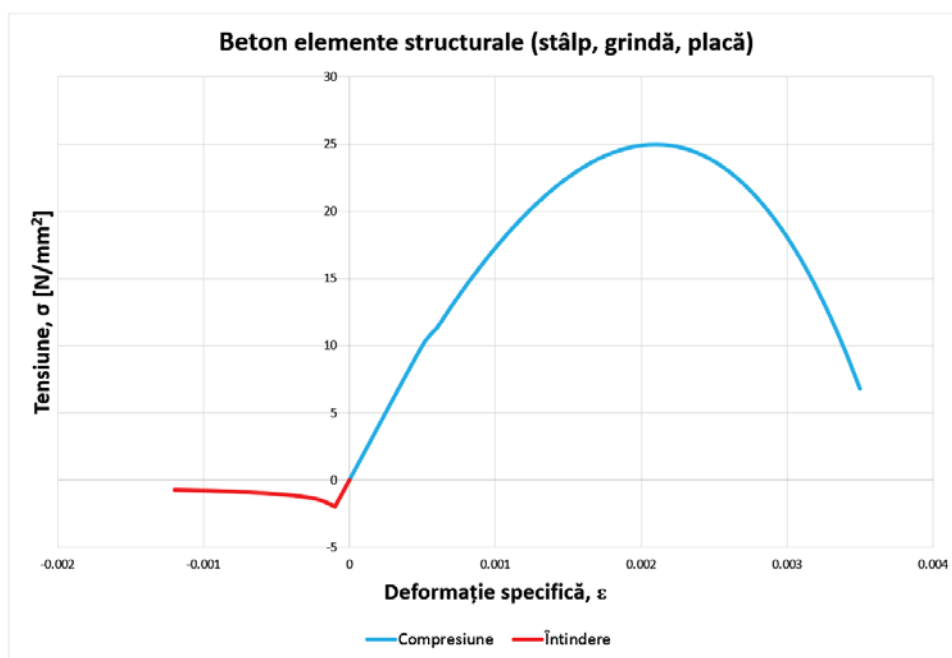


Fig. 3.7. Curba tensiune - deformație specifică (σ - ε) a betonului

Valoarea parametrilor care definesc modelul de plasticitate CDP, ce trebuie introduși în programul de calcul, este specificată în tabelul 3.2. Aceștia sunt determinați și pe bază experimentală [138, 139], valorile obținute în acest caz fiind în bună concordanță cu cele considerate în acest studiu.

Tabel 3.2. Valori ale parametrilor pentru modelul de plasticitate CDP

Parametru	Ψ	ε	f_{b0}/f_{co}	k	μ
Semnificație	unghi de dilatare * ₁	excentricitate * ₂	* ₃	* ₄	vâscozitate * ₅
Valoare predefinită	---	0.1	1.16	2/3	0.0
Valoare considerată	50	0.0568	1.16	2/3	0.0001

*₁ - reprezintă, din p.d.v. fizic, unghiul de frecare internă a betonului [140];

*₂ - reprezintă raportul între rezistența la întindere și rezistența la compresiune a betonului [140];

*₃ - reprezintă raportul între tensiunea de compresiune biaxială aferentă curgerii inițiale și valoarea uniaxială corespunzătoare aceluiași stadiu [140];

*₄ - reprezintă raportul între al doilea invariant al tensiunii, ce aparține meridianului corespunzător întinderii, și cel ce aparține meridianului corespunzător compresiunii, aferent curgerii inițiale a materialului [127];

*₅ - reprezintă parametrul de ajustare a relațiilor constitutive de material, prin permiterea unei ușoare depășiri a suprafeței potențial plastice, în scopul eliminării problemelor de convergență [140].

În cazul oțelului, comportarea aferentă domeniului post-elastic este surprinsă cu ajutorului opțiunii “Plastic”, disponibilă în programul de calcul și descrisă pe scurt la punctul 2.3.1.2 al tezei.

Pornind de la curbele tensiune-deformație specifică (σ - ε) menționate în descrierea încercărilor experimentale [136], prezentate anterior în figurile 3.3 - 3.5, sunt realizate curbele de material, necesare a fi introduse în programul de calcul (σ - ε^{pl}), aferente tuturor tipurilor de oțel menționate anterior.

Suplimentar neliniarității fizice (de material) indusă prin intermediul curbelor tensiune - deformație specifică (σ - ε) atât în cazul betonului cât și în cel al oțelului, pentru analiza numerică a planșeului este considerată și neliniaritatea geometrică (P- Δ).

- Definirea elementelor finite

Așa cum s-a menționat anterior, la punctul 2.3.1.2 al tezei, Abaqus/Standard [96] conține o librărie extinsă de elemente finite, grupate într-o primă fază în funcție de gradul de interpolare (liniare, pătratice), iar mai apoi în funcție de tipul acestora (unidimensionale, bidimensionale, tridimensionale)

Elementele finite folosite în cazul modelării structurii din beton (placă, grindă și stâlp) sunt elemente pătratice, tridimensionale, de tip C3D20R (fig. 3.8-a). Pe de altă parte, în cazul barelor din oțel utilizate pentru armarea elementelor din beton, elementele finite folosite sunt de tip bară (truss) T3D2 (fig. 3.8-b). Caracteristicile acestora sunt prezentate succint la punctul 2.3.1.2 al lucrării.

Dimensiunea maximă a elementelor finite (solid, bară) amintite anterior, stabilită în urma efectuării mai multor analize pentru a se observa influența acestora asupra rezultatelor analizei, este de aproximativ 50 mm.

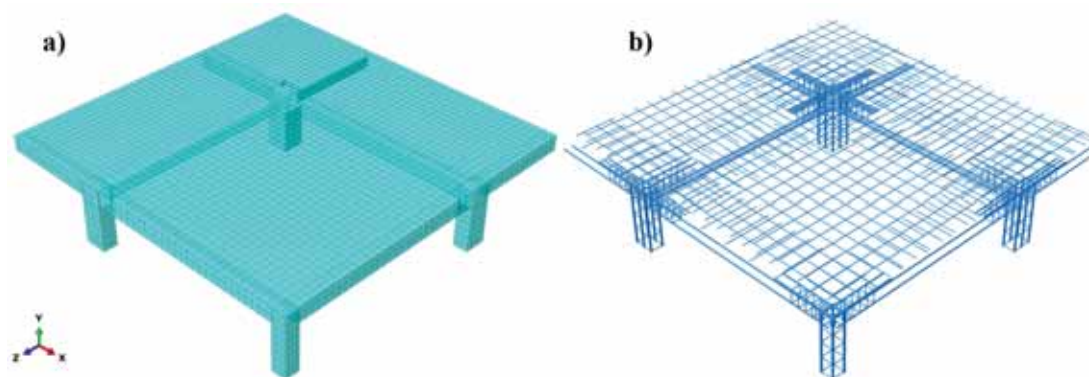


Fig. 3.8. Elemente finite folosite: a) tridimensionale (C3D20R), b) unidimensionale (T3D2)

- Definirea sarcinilor verticale

Aplicarea statică a sarcinilor verticale, aferente fiecărui ochi de placă, se realizează cu ajutorul unui braț hidraulic care prin intermediul unui sistem format din 16 plăcuțe metalice rectangulare, distribuie încărcarea în mod egal pe întreaga suprafață a ochiului de placă. Pentru o reprezentare cât mai exactă a acestui mod de aplicare al încărcărilor în cadrul modelului numeric, ochiul de placă este împărțit astfel încât să existe 16 suprafețe, de dimensiuni egale cu cele ale plăcilor metalice folosite, pe care sunt aplicate sarcinile verticale (fig. 3.9).

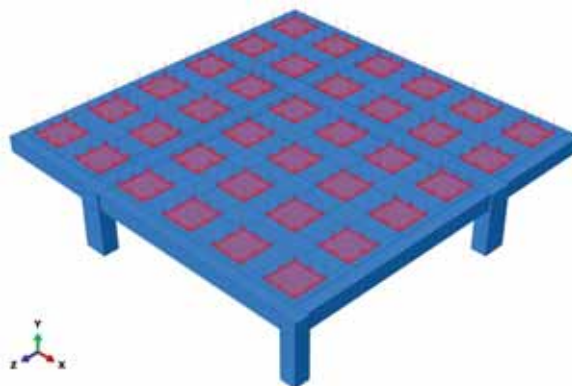


Fig. 3.9. Aplicarea sarcinilor uniform distribuite asupra ochiurilor de placă

3.2.2 Rezultatele analizei

Datorită complexității analizei experimentale desfășurate asupra planșeului din beton armat [136] există o serie întreagă de date cu privire la rezultatele obținute. Sunt obținute astfel curbe forță (încărcare) - deplasare pentru punctele centrale ale fiecărui tip de ochi al planșeului (colț, central, marginal) precum și pentru punctele centrale aferente grinzilor din diferite poziții (colț, central și marginal).

Conform acestor rezultate, valoarea maximă a deplasării verticale este înregistrată pentru nodul situat în centrul ochiului de placă, amplasat în colțul planșeului din beton armat.

Din acest motiv, acest punct este considerat principalul nod de control în decursul efectuării tuturor analizelor numerice. Curba forță (încărcare) - deplasare, aferentă punctului mai sus amintit, obținută prin mijloace experimentale precum și cea obținută pe baza modelului numeric este prezentată în figura 3.10.

Simultan atingerii unui nivel de încărcare aferent valorii de 0.0257 N/mm^2 , structura reală (testată experimental) cedază datorită solicitării de torsiune care se manifestă în grinzile marginale. Valoarea deplasării, corespunzătoare acestui nivel de încărcare, în momentul premergător cedării este de aproximativ 32 mm (fig. 3.10 - punctul A). Ulterior acestui moment, deplasarea experimentează o creștere semnificativă ajungând până la valoare de aproximativ 44 mm, fără ca nivelul de încărcare aferent acesteia să crească. O valoare similară a deplasării verticale, corespunzătoare aceluiași moment premergător punctului de cedare (fig. 3.10 - punctul A), de 32.3 mm este obținută și în urma analizei numerice.

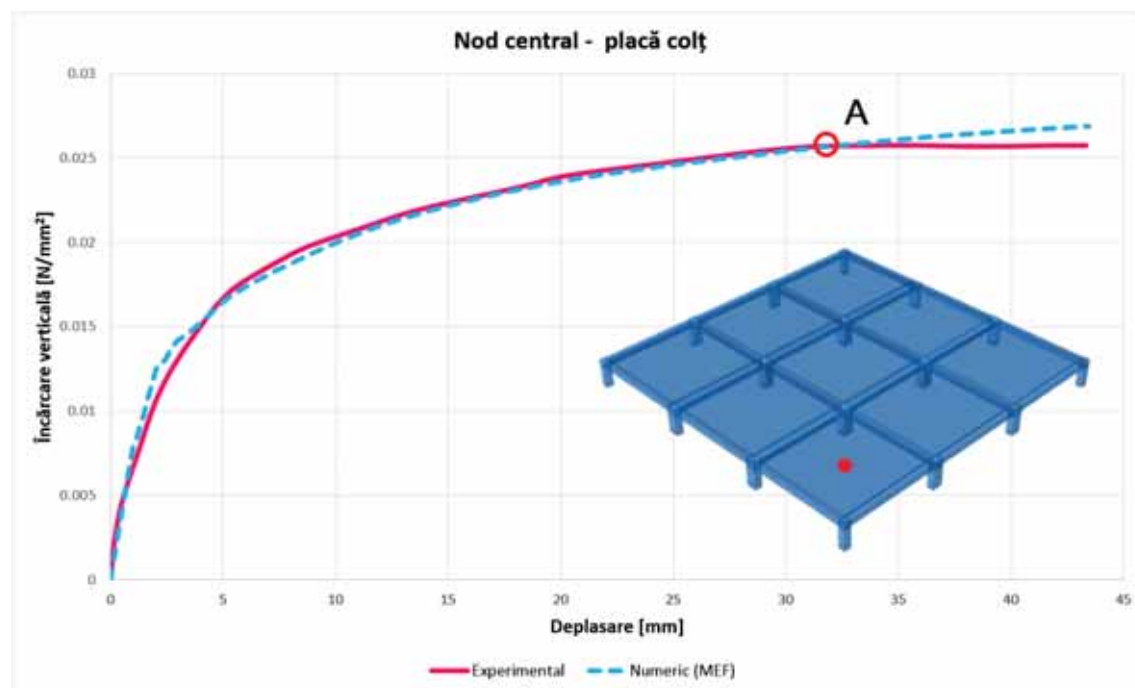


Fig. 3.10. Curbă forță (încărcare) - deplasare, nod central - placă colț

Odată cu depășirea acestui prag, corespunzător torsionării excesive a grinzilor marginale ale planșeului, răspunsul structurii reprezentat prin intermediul curbelor forță-

deplasare aferent celor două tipuri de analize (experimental vs. numeric) se diferențiază. Pentru a experimenta același nivel de deplasare, sarcina verticală aplicată modelului numeric trebuie să atingă valoare de aproximativ 0.0269 N/mm^2 , deplasarea rezultată prin considerarea acestei sarcini suplimentare fiind de 43.42 mm. Această diferență, de aproximativ 4.7 % între valoarea sarcinii verticale aplicate, se datorează imposibilității programului de calcul structural utilizat, de a considera separarea elementelor odată cu atingerea deformației specifice ultime aferente materialului din care acestea sunt alcătuite.

O situație similară, se observă și în cazul punctelor de control aferente ochiului de placă situat în centrul, respectiv în zona marginală a planșeului din beton armat. Ca și în cazul precedent, până la atingerea pragului aferent cedării, curba forță-deplasare obținută în urma analizei numerice este în bună concordanță cu cea obținută pe baza studiilor experimentale.

Valoarea deplasării verticale corespunzătoare momentului premergător cedării (fig. 3.11 - punctul A), aferentă nodului din centrul ochiului de placă amplasată în partea centrală a structurii, obținută pe baza analizei numerice este de aproximativ 22.33 mm. Această valoare este, după cum se poate vedea în figura 3.11, în vecinătatea valorii de 23.50 mm, obținută în cazul analizei experimentale. În acest caz, valoarea deplasării ultime obținută experimental este de 27 mm, iar valoarea deplasării aferentă sporirii sarcinilor verticale cu 4.7% este de aproximativ 29.20 mm.

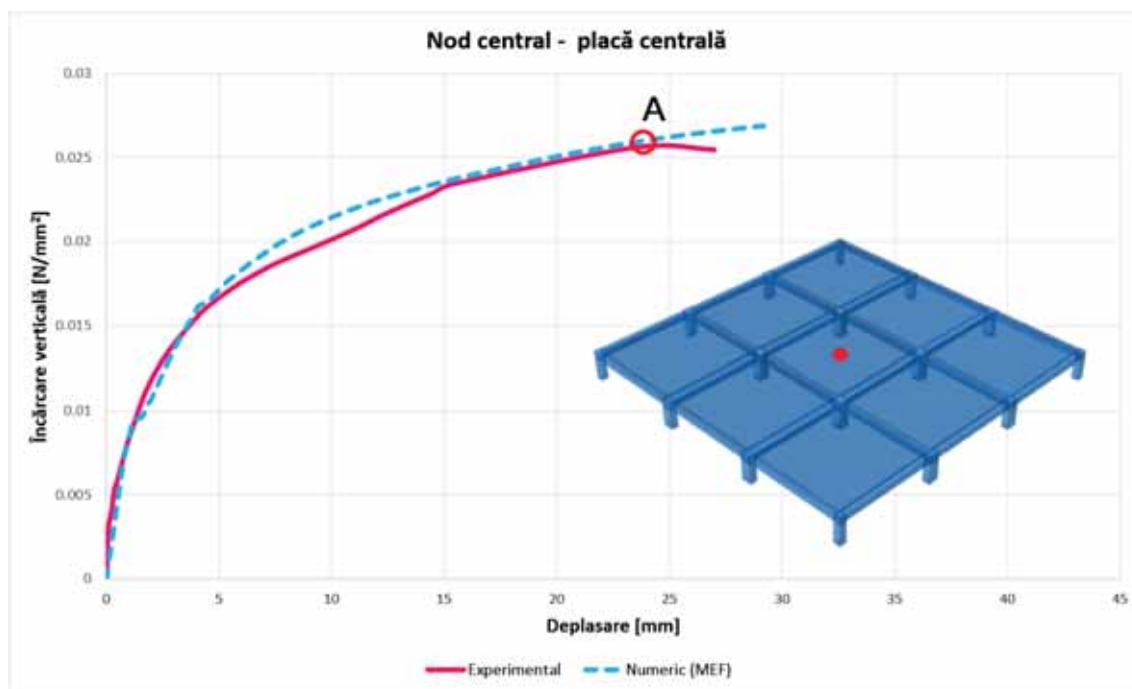


Fig. 3.11. Curbă forță (încărcare) - deplasare, nod central - placă centrală

În cazul nodului de control din centrul ochiului de placă dispus marginal, valoarea deplasării verticale corespunzătoare punctului de cedare al grinzilor marginale (fig. 3.12 - punctul A), obținută în urma analizei experimentale, este de 25.4 mm. O valoare similară de aproximativ 26.3 mm, este obținută și în urma analizei numerice. Valoarea ultimă a deplasării obținută experimental este de 34.05 mm, în timp ce valoarea obținută în urma analizei numerice, pentru un nivel de încărcare sporit cu 4.7% este de 33.12 mm.

Pentru a obține o vedere de ansamblu asupra comportării planșeului din beton armat, în figura 3.13 sunt prezentate curbele forță - deplasare aferente punctelor de control poziționate la jumătatea grinzilor, atât în zona marginală cât și în zona centrală a structurii analizate. Un comportament asemănător celui descris în cazul nodurilor centrale ce aparțin

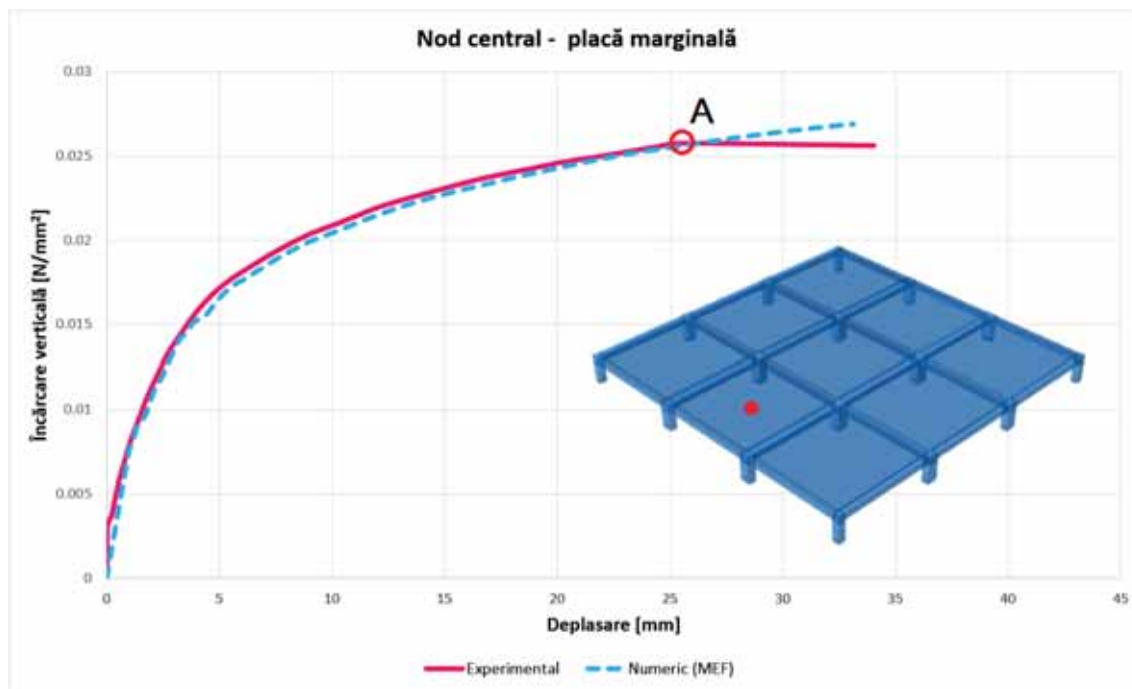


Fig. 3.12. Curbă forță (încărcare) - deplasare, nod central - placă marginală

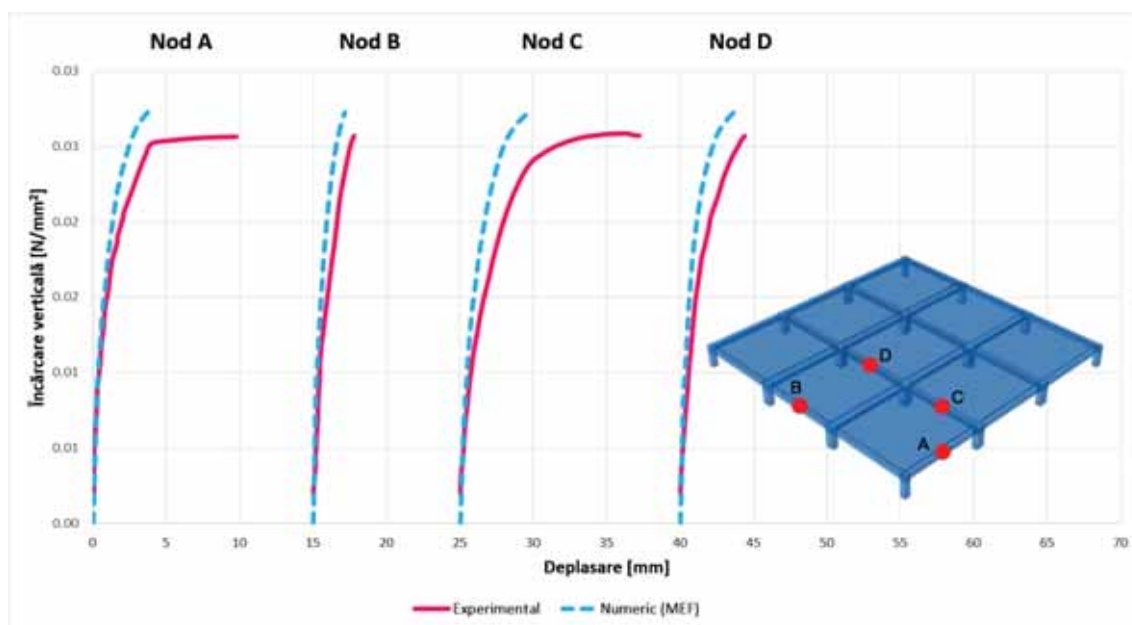


Fig. 3.13. Curbe forță (încărcare) - deplasare, nod central - grinda: A, B, C, D

ochiurilor de placă este observat și de această dată. Până la atingerea valorii corespunzătoare cedării, curbele forță - deplasare obținute pe baze numerice, se află într-o bună concordanță cu cele obținute experimental (fig. 3.13). Odată depășit acest prag, modelul numeric are un comportament mai rigid prin comparație cu modelul testat experimental, acest fapt datorându-se, așa cum a fost menționat anterior, incapacității implicite a programului de calcul folosit de a surprinde separarea elementelor finite odată cu atingerea deformației specifice ultime aferente materialului din care acestea sunt alcătuite.

3.2.3 Concluzii

Analiza numerică a planșeului din beton armat aflat sub acțiunea sarcinilor verticale aplicate static, efectuată cu ajutorul programului în element finit Abaqus/Standard [96] în care s-au folosit parametrii de calibrare prezentați în cadrul secțiunii 3.2.1, este capabilă să ofere un răspuns structural suficient de apropiat de cel obținut în cazul structurilor reale, testate experimental.

După cum se poate observa din figurile 3.10 - 3.13 prezentate anterior, răspunsul structurii, exprimat prin intermediul curbelor forță (încărcare) - deplasare, este similar răspunsului structural obținut de către Gamble, Sozen și Siess [136], atât în domeniul elastic cât și în domeniul post-elastic (plastic), domeniu de interes în comportarea structurilor din beton armat la colaps progresiv.

Datorită limitării programului în a surprinde implicit separarea elementelor finite, odată cu atingerea unui criteriu de cedare considerat (ex. atingerea deformației specifice ultime), parte finală a curbelor obținute numeric este ușor diferită de cea a curbelor obținute experimental. Acest fenomen de separare, poate fi considerat relativ ușor de rezolvat în cazul barelor din oțel. În cazul elementelor structurale din beton, separarea sau excluderea elementelor finite implică scrierea unor subrutine speciale, precum și utilizarea modulului Abaqus/Explicit.

3.3 Analiza numerică a planșeului din beton armat: MEA

3.3.1 Modelarea planșeului din beton armat

Cea de-a doua abordare ce implică analiza numerică a planșeului din beton armat, solicitat în urma unui regim static de aplicare al încărcărilor, este efectuată prin utilizarea programului bazat pe Metoda Elementelor Aplicate (MEA), Extreme Loading for Structures - ELS [97].

- Definierea structurii

Extreme Loading for Structures - ELS permite, similar programului de calcul în element finit Abaqus [96], impunerea condițiilor de simetrie pentru reducerea modelului structural, acest lucru permițând în unele cazuri diminuarea considerabilă a timpului de lucru. Fiind simetric atât din punct de vedere al geometriei cât și din punct de vedere al schemei de armare, modelul numeric al planșeului este redus la $\frac{1}{4}$ din dimensiunea sa inițială (fig. 3.14).

Fixarea elementelor verticale la nivelul solului se realizează prin atribuirea reazemelor de tip articulat, reazeme care permit efectuarea mișcării de rotație după cele trei direcții principale (X-X, Y-Y, Z-Z) restricționând în același timp translațiile aferente acestor direcții.

Elementelor liniare care alcătuiesc barele de armătură le sunt atribuite, întocmai ca și elementelor solide, trei tipuri diferite de legături (o legătură normală, respectiv două legături paralele cu secțiunea transversală a barei). Prin intermediul acestora se reprezintă proprietățile mecanice ale materialului, poziția exactă precum și diametrul barelor de armătură.

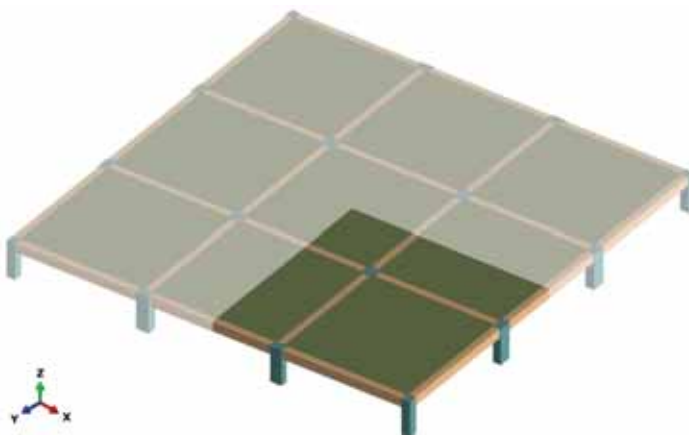


Fig. 3.14. Reducerea modelului structural, prin impunerea condițiilor de simetrie

- Definirea materialelor

Legile de material utilizate în cadrul programului de calcul ELS [97], sunt descrise la punctul 2.3.2.1 al lucrării. Semnificația principalilor parametri ce trebuie introduși în acest program pentru modelarea betonului, aferenți tipului de analiză efectuat, precum și valoarea acestora obținută conform datelor experimentale [136], este prezentată în tabelul 3.3.

Tabel 3.3. Valori ale principalilor parametri necesari pentru definirea betonului

Parametru	Valoarea considerată	U.M.
Modul de elasticitate longitudinal, E	2038.9	kgf/mm ²
Modul de elasticitate transversal, G	849.54	kgf/mm ²
Rezistență la întindere, σ_t	0.21	kgf/mm ²
Rezistență la compresiune, σ_c	2.545	kgf/mm ²
Deformație specifică de separare, ϵ_s	0.078	---
Greutate specifică, γ	2.5×10^{-6}	kgf/mm ³

Definirea tipului de oțel utilizat se realizează prin intermediul unor parametri similari acestora.

- Definirea elementelor

Așa cum s-a menționat anterior, abordarea bazată pe Metoda Elementelor Aplicate (MEA) prevede modelarea barelor de armătură, ale căror caracteristici trebuie definite (poziție, aria, tipul materialului), prin intermediul resorturilor. Conlucrarea dintre acestea și elementele de tip solid folosite pentru modelarea elementelor din beton (grindă, stâlp, placă) este considerată ca fiind perfectă.

Dimensiunea maximă a elementelor de tip solid (stâlpi, grinzi, placă), stabilită în urma efectuării unui studiu parametric ce are ca scop studierea impactului mărimii elementelor asupra rezultatelor este de aproximativ 45mm (fig. 3.15-a), dimensiune utilizată și în cazul lungimii elementelor unidimensionale (fig. 3.15-b) înglobate în cele solide.

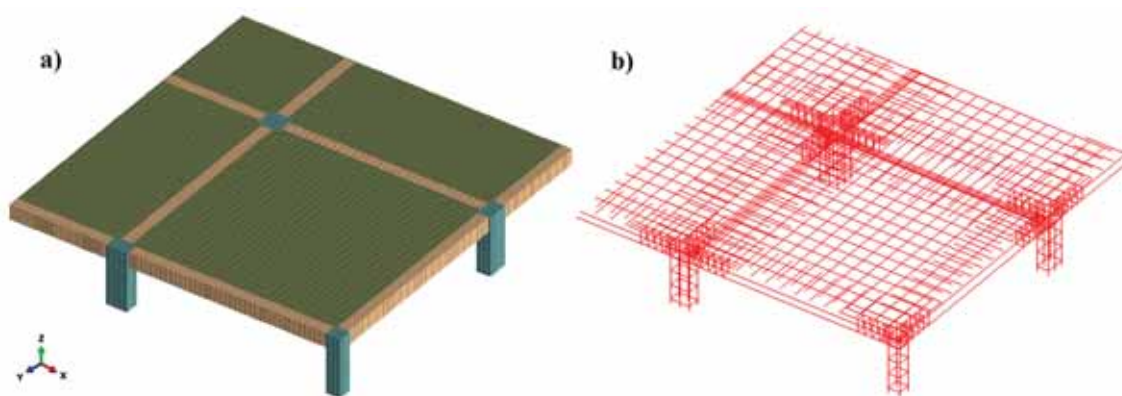


Fig. 3.15. Elemente folosite: a) tridimensionale, b) unidimensionale

- Definirea sarcinilor verticale

Așa cum s-a menționat anterior, aplicarea sarcinilor verticale asupra planșeului din beton armat are loc static, prin intermediul unui braț hidraulic cuplat unui sistem format din 16 plăcuțe metalice ce au rolul de a aplica încărcarea uniform. În acest caz, spre deosebire de cel precedent, datorită particularităților mediului de modelare, aplicarea sarcinilor verticale s-a efectuat asupra întregii suprafețe a plăcii (fig. 3.16).

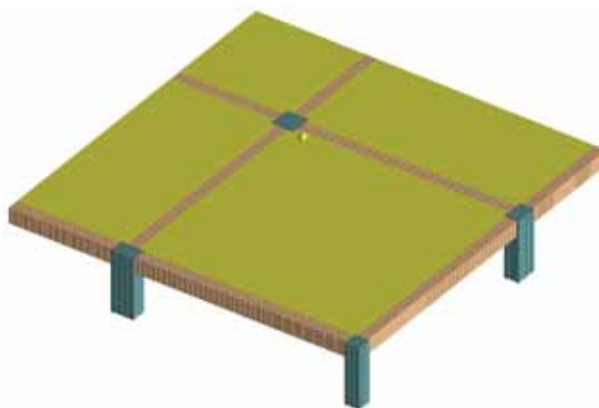


Fig. 3.16. Aplicarea sarcinilor uniforme distribuite asupra ochiurilor de placă

3.3.2 Rezultatele analizei

Rezultatele obținute de către Gamble, Sozen și Siess [136], în urma efectuării analizei statice asupra planșeului din beton armat, sunt exprimate în principal prin intermediul curbelor forță (încărcare) - deplasare. Astfel de curbe sunt obținute în diferite puncte caracteristice ale structurii: centrul ochiului de placă amplasat în colțul, centrul și partea marginală a planșeului precum și centrul grinzilor din diferite poziții ale acesteia.

Similar modelului numeric precedent, prezentat la punctul 3.2 al lucrării, punctul principal folosit pentru compararea rezultatelor (experimental vs. numeric) în decursul analizelor numerice aparține zonei centrale a ochiului de placă poziționat în colțul structurii. Motivația care stă la baza alegerii acestuia o constituie valoarea suplimentară a deplasării verticale înregistrate, comparativ cu valorile aferente celorlalte secțiuni caracteristice considerate.

Figura 3.17 prezintă curba forță (încărcare) - deplasare aferentă acestui punct principal, obținută atât în urma efectuării analizei experimentale cât și în urma efectuării analizei numerice în programul de calcul ELS [97].

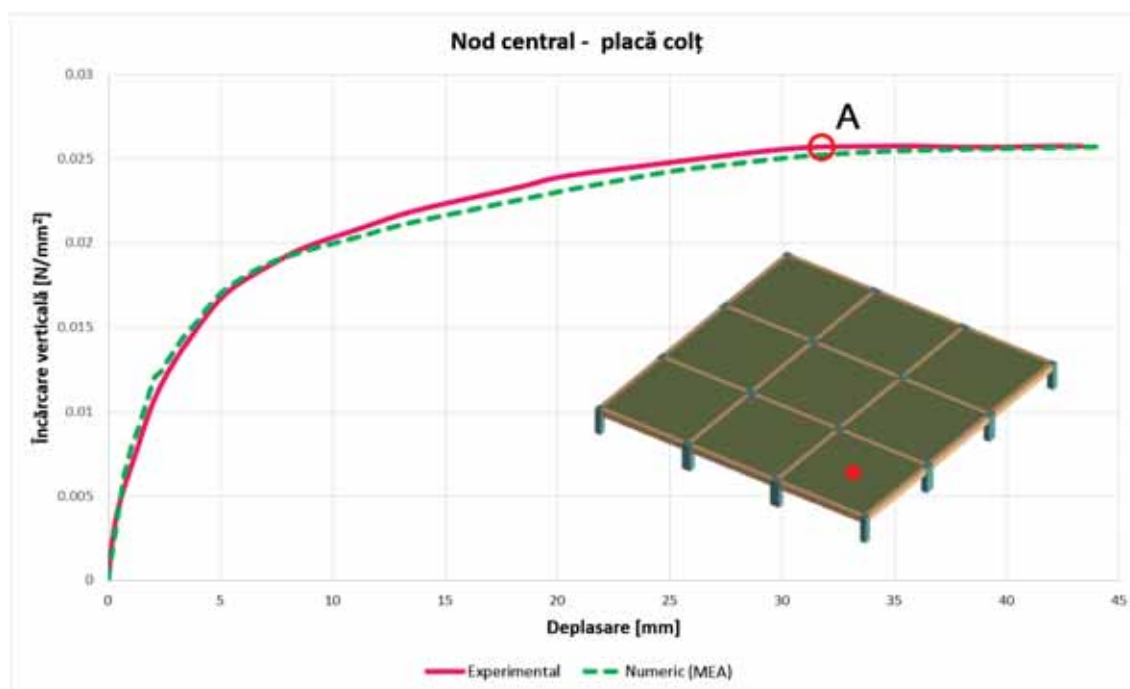


Fig. 3.17. Curbă forță (încărcare) - deplasare, nod central - placă colț

Datorită torsionării excesive a grinzilor marginale, odată cu atingerea unei sarcini verticale de 0.0257 N/mm^2 (fig. 3.17 - punctul A) structura reală cedează, deplasarea ultimă înregistrată situându-se în jurul valorii de 44 mm. O comportare asemănătoare este observată și în cazul modelului numeric, când pentru o valoare ușor mai mică a încărcării aplicate, curba forță (încărcare) - deplasare experimentează o ușoară aplatizare. Deplasarea maximă astfel obținută este de 44.6 mm, valoare aflată în vecinătatea celei obținute experimental.

Un răspuns structural similar celui obținut în urma analizei experimentale, exprimat prin intermediul curbelor forță (încărcare) - deplasare este obținut și în cazul celorlalte două ochiuri de placă considerate.

Deplasarea verticală maximă, aferentă modelului numeric, în cazul ochiului de placă poziționat în centrul structurii are valoarea de 23.36 mm, valoare aproximativ egală cu cea obținută experimental, în momentul premergător cedării, de 23.50 mm (fig. 3.18 - punctul A).

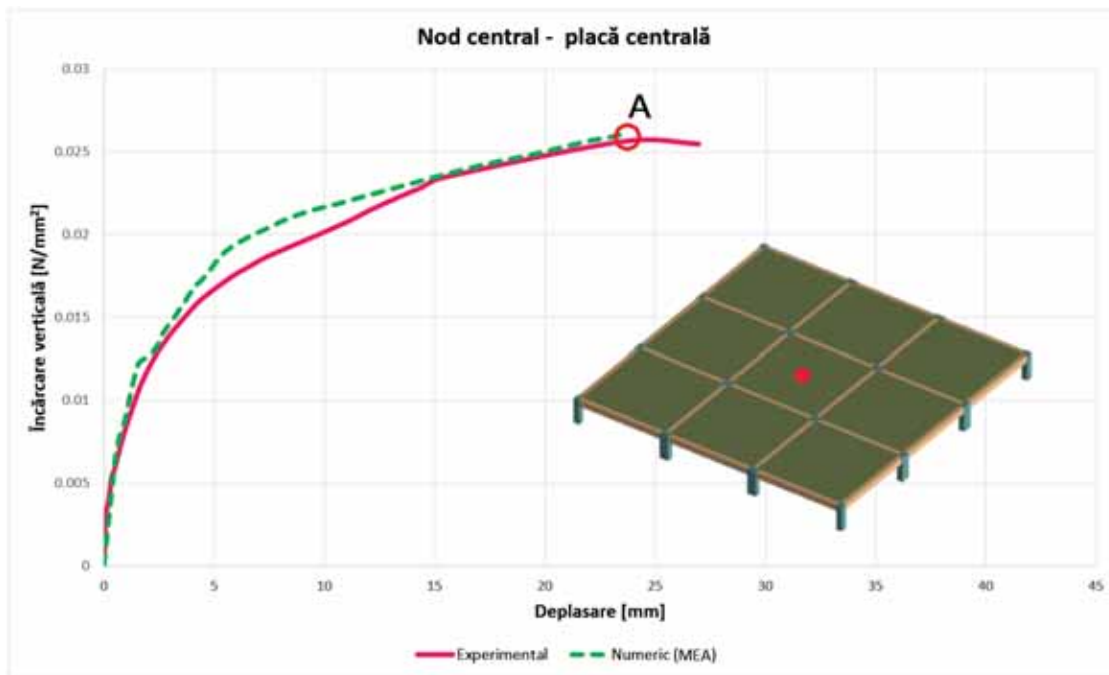


Fig. 3.18. Curbă forță (încărcare) - deplasare, nod central - placă centrală

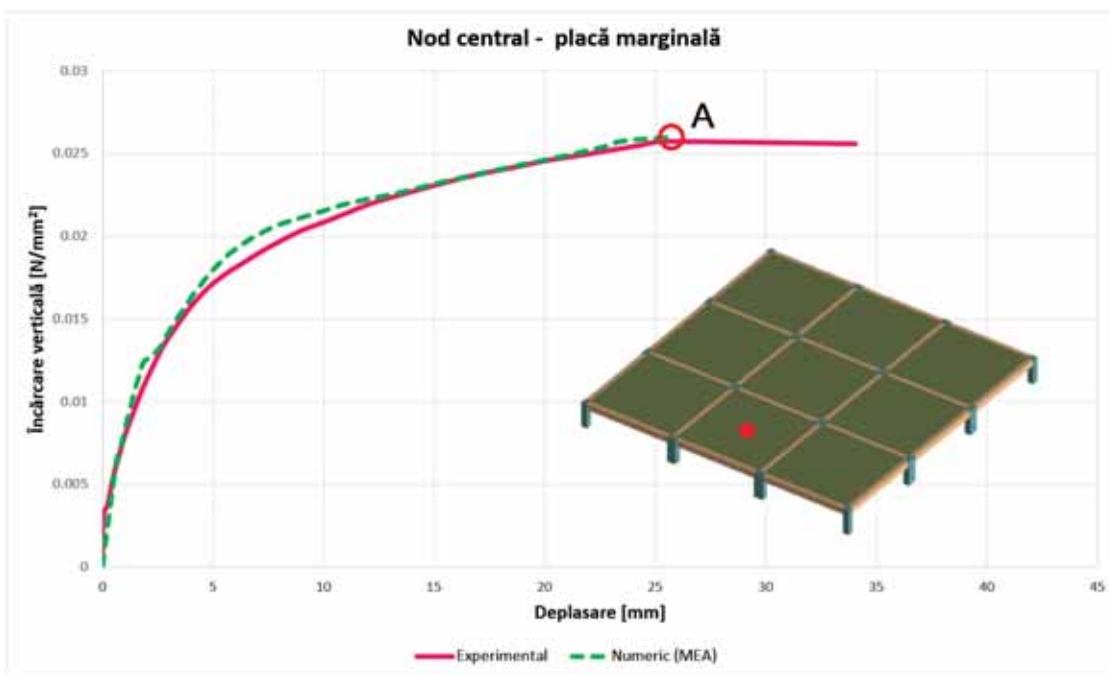


Fig. 3.19. Curbă forță (încărcare) - deplasare, nod central - placă marginală

În cazul punctului de control amplasat în centrul ochiului de placă dispus marginal, deplasarea verticală corespunzătoare aplicării totale a sarcinii verticale, obținută în urma analizei numerice are valoare de 25.91 mm, valoare corespunzătoare celei de 25.4 mm obținută prin mijloace experimentale (fig. 3.19 - punctul A).

Similar cazului anterior, validarea modelului se efectuează și prin compararea răspunsului structural obținut în diferite secțiuni caracteristice ale grinzilor din beton armat ce intră în componența planșeului. Figura 3.20 prezintă comparația dintre curbele forță (încărcare) - deplasare obținute pe baze experimentale, respectiv numerice. După cum se poate vedea, și în acest caz, rezultatele numerice se află într-o bună concordanță cu cele obținute experimental.

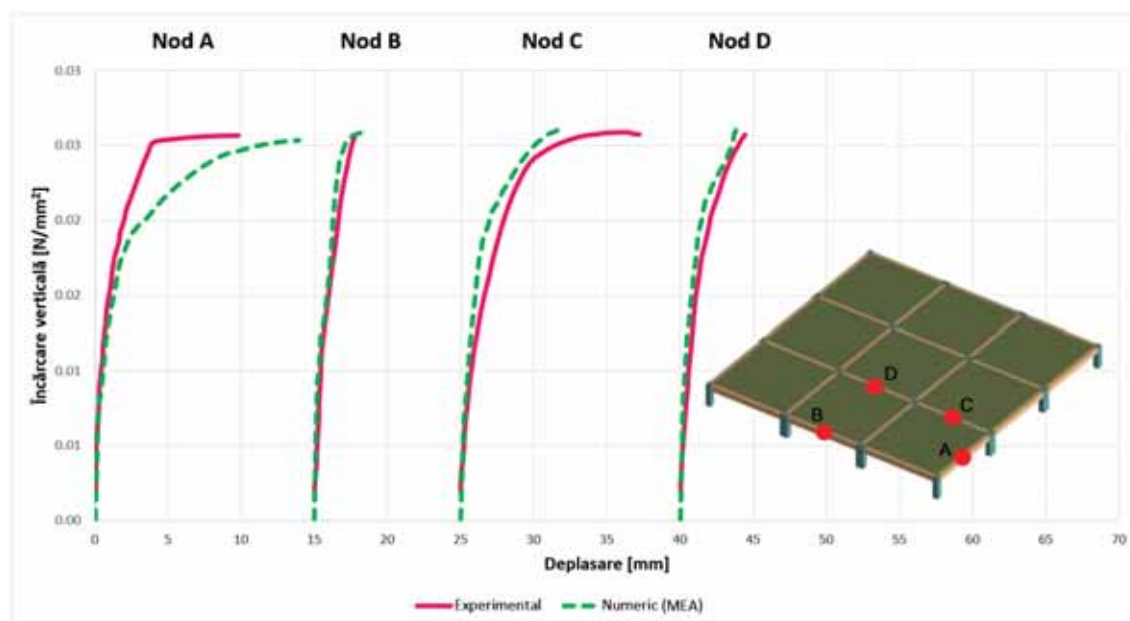


Fig. 3.20. Curbe forță (încărcare) - deplasare, nod central - grinda: A, B, C, D

3.3.3 Concluzii

Rezultatele numerice obținute în urma analizei planșeului din beton armat supus acțiunii statice a sarcinilor verticale, efectuate cu ajutorul programului de calcul bazat pe Metoda Elementelor Aplicate (MEA), Extreme Loading for Structures - ELS [97], demonstrează capacitatea acestuia de a oferi un răspuns structural foarte apropiat celui obținut prin mijloace experimentale.

Figurile 3.17 - 3.20 prezentate anterior, arată o bună concordanță între rezultatele numerice și cele experimentale, prin intermediul curbelor forță (încărcare) - deplasare, atât în domeniul elastic cât și în domeniul post-elastic (plastic).

Spre deosebire de cazul anterior, programul de calcul ELS este capabil să surprindă implicit atât inițierea fisurilor cât și separarea totală a elementelor survenită odată cu atingerea criteriului de cedare stabilit. Acest lucru constituie, potrivit dezvoltatorilor programului [131], unul din principalele atuuri în simularea numerică a situațiilor în care o structură poate

experimenta fenomene de cedare ale elementelor structurale. Din acest motiv, partea finală a curbei forță (încărcare) - deplasare obținută numeric (MEA) este mai apropiată de curba experimentală decât partea finală a curbei numerice obținută pe baza Metodei Elementelor Finite (MEF).

După cum se poate observa, modul de dezvoltare al fisurilor de la partea inferioară a plăcii de planșeu testată experimental [136], ilustrat în figura 3.21-a, este similar distribuției deformațiilor plastice obținute atât în cazul utilizării programului Abaqus (fig. 3.21-b) cât și în cazul utilizării programului ELS (fig. 3.21-c), dovadă a capabilității celor două programe de calcul de a surprinde cu acuratețe comportarea reală a structurilor.

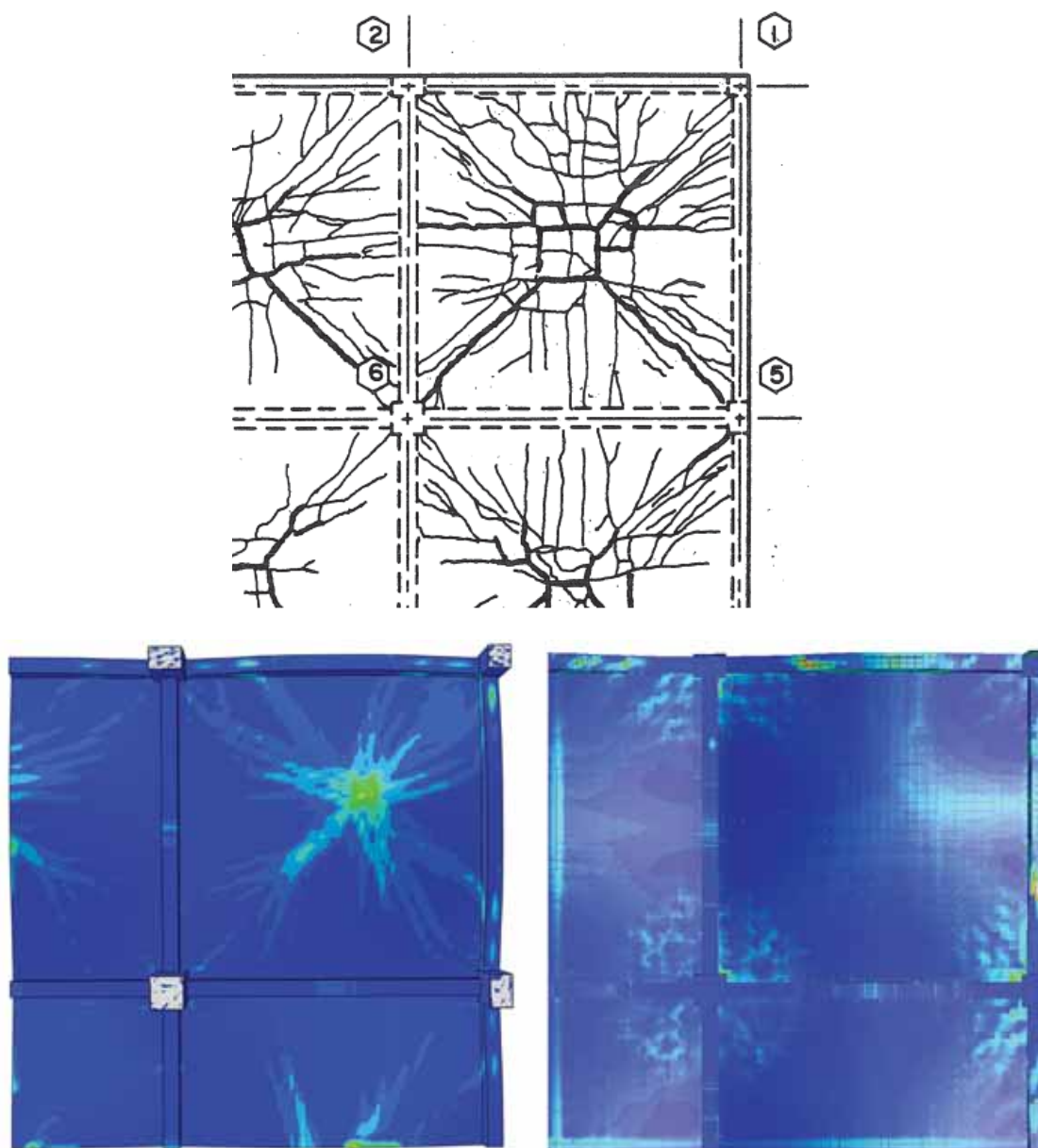


Fig. 3.21. Dezvoltarea fisurilor la partea inferioară a plăcii - a) experiment [136] vs. distribuția deformațiilor plastice - b) Abaqus [96], c) ELS [97]

Cap. 4 Modele structurale analizate la colaps progresiv

Modelele numerice, utilizate pentru atingerea obiectivelor menționate la Capitolul 1 al tezei corespund unui număr de trei structuri în cadre din beton armat, amplasate pe teritoriul țării noastre.

Întrucât studiile numerice și experimentale disponibile în literatura de specialitate [38, 73, 104] subliniază importanța pe care numărul de niveluri o are în cazul structurilor supuse acțiunilor accidentale ce pot avea ca efect declanșarea fenomenului de colaps progresiv, sunt alese spre a fi studiate structuri cu regimuri diferite de înălțime: P+2E, P+5E, respectiv P+8E. Fiecare dintre acestea are câte trei deschideri și cinci travee, a 6.00m fiecare, precum și o înălțime de nivel de 3.15m.

Conform P100-1/2006 [33], codul de proiectare seismică aflat în vigoare la începerea studiilor ce sunt incluse în prezenta lucrare, accelerația terenului pentru proiectare (a_g) corespunzătoare zonelor de hazard seismic din țara noastră, are o valoare minimă de 0.08g, respectiv o valoare maximă de 0.32g. Odată cu introducerea noului cod de proiectare seismică, P100-1/2013 [34], valorile accelerației terenului (a_g) sunt majorate. Astfel, limita inferioară devine 0.10g iar limita superioară 0.40g.

Deoarece creșterea seismicității zonei are o influență benefică asupra comportării structurilor din beton armat supuse avarierii unuia sau mai multor elemente structurale verticale [85, 86, 98, 99], în cadrul acestui studiu se dorește limitarea pe cât posibil a acestor efecte favorabile. Astfel, structurile sunt considerate a fi amplasate în zona de hazard seismic corespunzătoare unei valori a accelerației terenului de proiectare $a_g = 0.08g$ (fig. 4.1), în acest mod fiind surprinsă, din punctul de vedere al influenței seismicității zonei, situația cea mai dezavantajoasă.

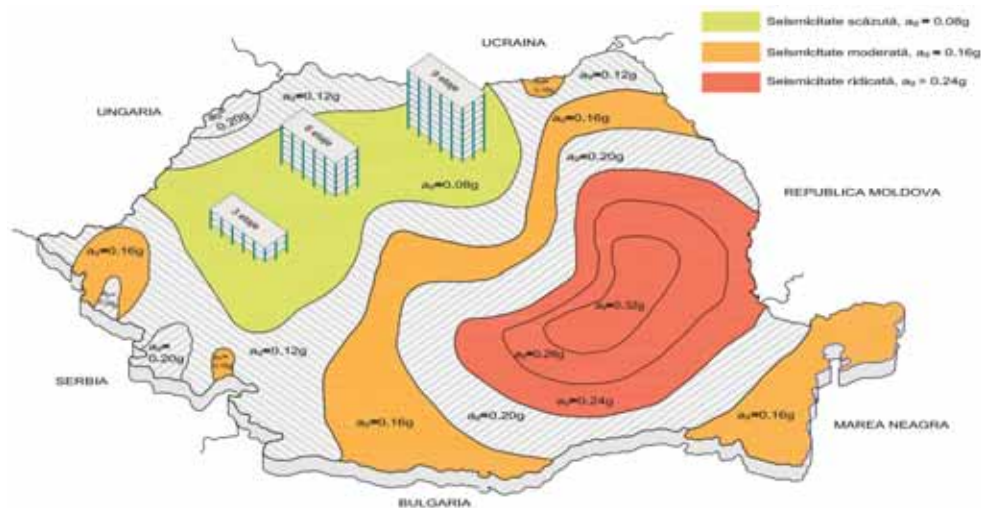


Fig. 4.1. Zonarea teritoriului României în funcție de valoarea de vârf a accelerației terenului de proiectare a_g

Proiectarea structurilor se realizează pe baza prescripțiilor incluse în codul de proiectare P100-1/2006 [33], prescripții similare celor prevăzute de SR-EN 1998-1 [141]. Clasa betonului utilizat este C25/30, iar tipul oțelului este S500.

4.1 Proiectarea sistemelor structurale

Procesul de proiectare, aferent celor trei structuri, cuprinde o serie de etape enumerate prin intermediul schemei logice alăturate (fig. 4.2). De asemenea, etapele sunt prezentate succint în cele ce urmează.

4.1.1 Alegerea materialelor

Beton

Clasa de beton aleasă pentru proiectarea structurilor, este C25/30. Această opțiune corespunde prevederilor din P100-1/2006 [33] privind clasa minimă de beton ce poate fi folosită, atât în cazul structurilor ce aparțin unei clase înalte (H) cât și în cazul celor ce aparțin unei clase medii (M) de ductilitate. Caracteristicile clasei **C25/30**, sunt:

- Rezistențe caracteristice:

$$f_{ck} = 25 \text{ N / mm}^2 \quad (4.1)$$

$$f_{ctk,0.05} = 1.8 \text{ N / mm}^2 \quad (4.2)$$

- Rezistențe de calcul:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1.0 \cdot 25.0}{1.5} = 16.67 \text{ N / mm}^2 \quad (4.3)$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = \frac{1.0 \cdot 1.8}{1.5} = 1.20 \text{ N / mm}^2 \quad (4.4)$$

unde:

- f_{ck} - rezistența caracteristică la compresiune a betonului;
- $f_{ctk,0.05}$ - rezistența caracteristică la întindere directă a betonului;
- f_{cd} - rezistența de calcul la compresiune a betonului;
- f_{ctd} - rezistența de calcul la întindere a betonului;
- α_{cc}, α_{ct} - coeficienți ce iau în considerare efectele de lungă durată și efectele defavorabile rezultate din modul de aplicare a încărcărilor ($\alpha_{cc}, \alpha_{ct} = 1$);
- γ_c - coeficient parțial de siguranță pentru beton ($\gamma_c = 1.5$).

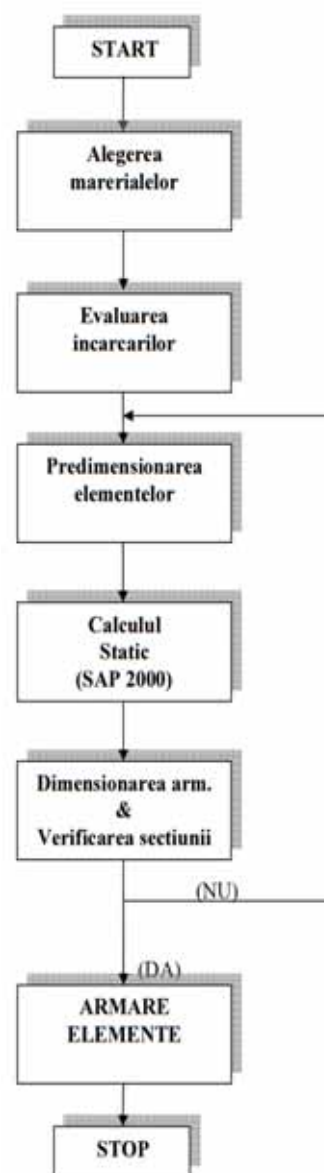


Fig. 4.2. Schemă logică:

proiectarea structurilor

Oțel

Tipul oțelului folosit pentru armarea elementelor structurale este **S500** - clasa C (având $\epsilon_u > 7,5\%$). Această opțiune corespunde prevederilor din P100-1/2006 [33] aferente atât clasei de ductilitate înalte (H), cât și clasei de ductilitate medie (M). Potrivit acestora, deformațiile specifice corespunzătoare efortului unitar maxim trebuie să fie cel puțin 7.5% (clasa H), respectiv 5% (clasa M).

Caracteristicile oțelului ales, sunt:

- Rezistența caracteristică:

$$f_{yk} = 500 \text{ N / mm}^2 \quad (4.5)$$

- Rezistența de calcul:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ N / mm}^2 \quad (4.6)$$

unde:

- f_{yk} - limita de curgere caracteristică a armăturilor pentru beton armat;
- f_{yd} - limita de curgere de calcul a armăturilor pentru beton armat;
- γ_s - coeficient parțial de siguranță pentru oțel ($\gamma_s = 1.15$).

4.1.2 Evaluarea încărcărilor

Evaluarea încărcărilor permanente, utile, respectiv a celor climatice (vânt și zăpadă) se realizează în conformitate cu prevederile din SR-EN 1991-1-1/2004 [142], SR-EN 1991-1-3:2005 [143] și SR-EN 1991-1-4:2006 [144].

Valorile normate ale încărcărilor mai sus amintite, considerate în acest studiu sunt detaliate în tabelul 4.1.

Tabel 4.1. Valori normate corespunzătoare sarcinilor considerate

Tipul încărcării	Valoare normată [kN/m ²]
Permanente	3.50
Utile	2.00
Zăpadă	1.20
Vânt	27 *

* – reprezintă viteza de referință a vântului, $V_{b,0}$, măsurată în metri / secundă.

4.1.3 Predimensionarea elementelor

Predimensionarea elementelor structurale (grinzi, placă, stâlpi) se realizează ținându-se cont de criteriile specifice condițiilor de rigiditate (săgeți admisibile), respectiv condițiilor de stabilitate, conform exemplelor de calcul aferente codului de proiectare seismică P100/1-2006 [33].

Algoritmul utilizat în cazul tuturor celor trei structuri considerate în cadrul tezei, este prezentat mai jos, exemplificarea orientându-se asupra clădirii cu trei niveluri (P+2E).

- Predimensionarea grinzilor

a) Condiții de rigiditate:

$$h_{gl} = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right) \cdot L = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right) \cdot 6.0\text{m} = 50 \div 75\text{cm}$$

⇒ aleg $h_{gl} = 45 \text{ cm}$

$$b_{gl} = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right) \cdot h_{gl} = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right) \cdot 0.45\text{m} = 15 \div 22.5\text{cm}$$

⇒ aleg $b_{gl} = 25 \text{ cm}$

b) Condiții de stabilitate:

$$\frac{h_{gl}}{b_{gl}} = 1.5 \div 3.0 \Leftrightarrow \frac{45}{25} = 1.8; \quad 1.5 < 1.8 < 3.0$$

⇒ **OK**

- Predimensionarea plăcii

Predimensionarea plăcii s-a realizat pe baza criteriilor de rigiditate și de izolare fonică.

$$l_1 = 5.75 \text{ m} \quad - \text{ dimensiunile în plan, de cele două direcții principale}$$

$$l_2 = 5.75 \text{ m}$$

$$\Rightarrow P = 2(l_1 + l_2) = 23 \text{ m}$$

$$h_{pl} = \frac{P}{180} + 2\text{cm} = 12.7 + 2 = 14.7\text{cm}$$

$$h_{opl} = \frac{\min(l_1, l_2)}{40} = 14.4\text{cm}$$

⇒ aleg grosimea plăcii $h_{pl} = 0.15 \text{ m}$

- Predimensionarea stâlpilor

Predimensionarea stâlpilor s-a realizat în conformitate cu criteriul ce prevede asigurarea ductilității locale a acestora prin limitarea efortului mediu de compresiune (rel. 4.7). Variația dimensiunii secțiunilor transversale ale acestora nu a fost considerată în niciunul din cele trei cazuri ale clădirilor utilizate în atingerea obiectivelor propuse în cadrul acestei teze. Motivul pentru care dimensiunile au rămas aceleași pe înălțimea clădirilor a fost acela de a evita variația rigidității etajelor, al căror efect defavorabil a fost pus în evidență prin intermediul calculului dinamice și prin degradările suferite de acest tip de clădiri la cutremure [33].

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \leq 0.55 \quad (4.7)$$

unde:

N_{Ed} - valoarea de calcul a forței axiale;

A_c - aria secțiunii transversale din beton;

f_{cd} - valoarea de calcul a rezistenței la compresiune a betonului.

Încărcările aferente stâlpului central la nivelul terasei, respectiv la nivelul etajului curent sunt prezentate în tabelul 4.2 și tabelul 4.3.

Tabel 4.2. Valori ale încărcărilor, considerate la nivelul terasei

Încărcare considerată	Efortul axial aferent stâlpului central [kN]
Zăpadă	$6 * 6 * 1.2 = 43.2$
Utilă	$6 * 6 * 2 = 72$
Beton pantă + Hidroizolație	$6 * 6 * 2 = 72$
Pardoseli + Compartimentări + Finisaje	$6 * 6 * 3.50 = 126$
Greutate proprie placă	$6 * 6 * 0.15 * 25 = 135$
Greutate proprie grinzi	$2 * ((6 * 0.45 * 0.25) * 25) = 33.75$
Greutate proprie stâlp	$0.4 * 0.4 * (3.15 - 0.45) * 25 = 10.8$
	$\Sigma(P+0.4U) = 449.55$

Tabel 4.3. Valori ale încărcărilor, considerate la nivelul etajului curent

Încărcare considerată	Efortul axial aferent stâlpului central [kN]
Utilă	$6 * 6 * 2 = 72$
Pardoseli + Compartimentări + Finisaje	$6 * 6 * 3.50 = 126$
Greutate proprie placă	$6 * 6 * 0.15 * 25 = 135$
Greutate proprie grinzi	$2 * ((6 * 0.45 * 0.25) * 25) = 33.75$
Greutate proprie stâlp	$0.4 * 0.4 * (3.15 - 0.45) * 25 = 10.8$
	$\Sigma(P+0.4U) = 334.35$

$$N_{st,c} = 2 * N_{niv.curent} + N_{niv.terasă} = 1118.25 \text{ kN.}$$

$$\Rightarrow v_d = \frac{1118.25 * 10^3}{400 \cdot 400 \cdot 16.67} = 0.42 \leq 0.55$$

\Rightarrow aleg dimensiunea stâlpului **bst = hst = 400 mm**

4.1.4 Calculul static

Calculul static al celor trei structuri considerate se efectuează prin combinarea valorilor corespunzătoare acțiunilor ce se consideră că pot acționa simultan asupra acestora și modelarea spațială a modelelor structurale în programul de calcul SAP2000 [75].

Grupările de încărcări aferente stării limită ultime (SLU), prevăzute de către codul de proiectare CR 0-2012 [1] sunt descrise prin intermediul relațiilor 4.8, respectiv 4.9.

- gruparea fundamentală (GF):

$$1.35 \sum_{j=1}^n G_{k,j} + 1.5 Q_{k,1} + \sum_{i=1}^m 1.5 \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.8)$$

- gruparea seismică (GS):

$$\sum_{j=1}^n G_{k,j} + \gamma_1 A_{Ek} + \sum_{i=1}^m \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.9)$$

unde:

$G_{k,j}$ - efectul pe structură al acțiunii permanente “j”, luată cu valoarea sa caracteristică;

$Q_{k,1}$ - efectul pe structură al acțiunii variabile predominante, luată cu valoarea caracteristică;

$Q_{k,i}$ - efectul pe structură al acțiunii variabile “i”, luată cu valoarea sa caracteristică;

A_{Ek} - valoarea caracteristică a acțiunii seismice;

$\psi_{0,i}$ - factor de simultaneitate al efectelor acțiunilor variabile pe structura, $\psi_{0,i} = 0.7$;

$\psi_{2,i}$ - coeficient pentru determinarea valorii cvasipermanente a acțiunii variabile Q_i , pentru acțiuni din zăpadă și acțiuni datorate exploataării, $\psi_{2,i} = 0.4$;

γ_1 - coeficient de importanță al construcției, $\gamma_1 = 1.0$.

Conform P100-1/2006 [33], în cazul zonei de hazard seismic considerată în cazul acestui studiu ($a_g = 0.08g$ - ex.: Cluj-Napoca), proiectarea structurilor implică respectarea următoarele caracteristici:

- a_g - accelerația orizontală a terenului pentru proiectare, $a_g = 0.08g$;
 β_0 - factorul de amplificare dinamică maximă a accelerației orizontale, $\beta_0 = 2.75$;
 $T_{B,C,D}$ - perioade de control (colț) ale spectrului de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale mișcării seismice, $T_C = 0.7s$, $T_B = 0.07s$, $T_D = 3s$.

Pe baza acestor valori, spectrul normalizat de răspuns elastic considerat în calculul static al structurilor poate fi determinat (fig. 4.3.).

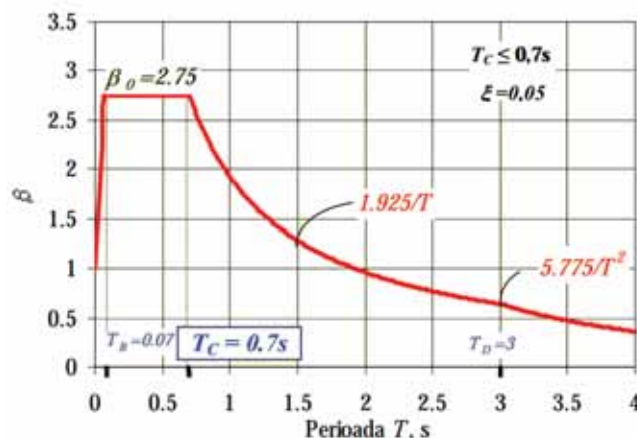


Fig. 4.3. Spectrul de răspuns elastic, aferent zonei de hazard seismic considerate [33]

4.1.5 Dimensionarea elementelor

Dimensionarea elementelor structurale se realizează conform codului de proiectare P100-1/2006 [33]. Pentru structurile în cadre de beton armat, multietajate, amplasate într-o zonă caracterizată de $a_g \leq 0.16g$, codul prevede posibilitatea adoptării unei proiectări care să înzestreze structurile cu o capacitate de ductilitate mai mică, cu un spor corespunzător de rezistență; clădirile din această categorie fiind încadrate în clasa medie (M) de ductilitate.

De asemenea, pentru zone unde $a_g \leq 0.12g$, codul de proiectare nu impune verificarea deplasărilor laterale la starea limită ultimă (SLU) de solicitare.

Factorul de comportare care ține seama de capacitatea de disipare de energie a unei structuri, încadrate în clasa de ductilitate medie (M), poate fi evaluat conform relației 4.10. Cerințele de ductilitate locale, aferente elementelor structurale (grinzi, stâlpi), prevăzute de P100-1/2006 [33] în conformitate cu clasa de ductilitate aleasă (clasa M) sunt de asemenea respectate.

$$q = 3.5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \quad (4.10)$$

unde:

α_u / α_1 - coeficient de suprarezistență; $\alpha_u / \alpha_1 = 1.35$ pentru clădiri cu mai multe niveluri și mai multe deschideri.

4.2 Structură trei niveluri (P+2E)

Caracteristici geometrice structură	6.00	[m]
Dimensiune deschidere:	6.00	[m]
Dimensiune travee:	3.15 / 9.45	[m]
Înălțime nivel / înălțime totală:		
Caracteristici geometrice elemente structurale	0.25 x 0.45	[m]
Grindă transversală:	0.25 x 0.45	[m]
Grindă longitudinală:	0.40 x 0.40	[m]
Stâlp:	0.15	[m]
Placă:		
Procent armare		
Grindă - armare superioară (gr. marginală/intermediară):	0.45 / 0.89	[%]
- armare inferioară (gr. marginală/intermediară):	0.45 / 0.64	[%]
- procent minim:	0.267	[%]
Stâlp - armare longitudinală:	0.86	[%]
- procent minim:	0.80	[%]
Placă - armare partea superioară:	0.44	[%]
- armare partea inferioară:	0.28	[%]
- procent minim:	0.14	[%]

Geometria structurii, dimensiunile elementelor structurale precum și armarea acestora este prezentă în continuare în figurile 4.4 - 4.7.

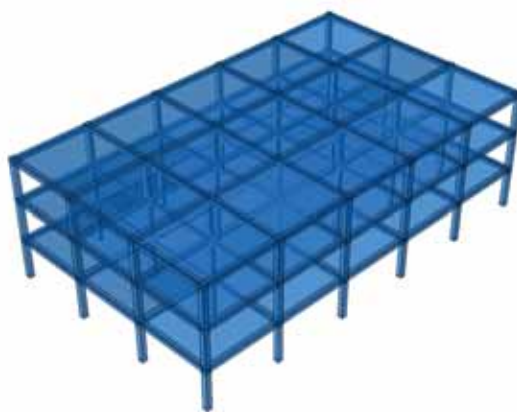


Fig. 4.4. Structură 3 niveluri (P+2E)

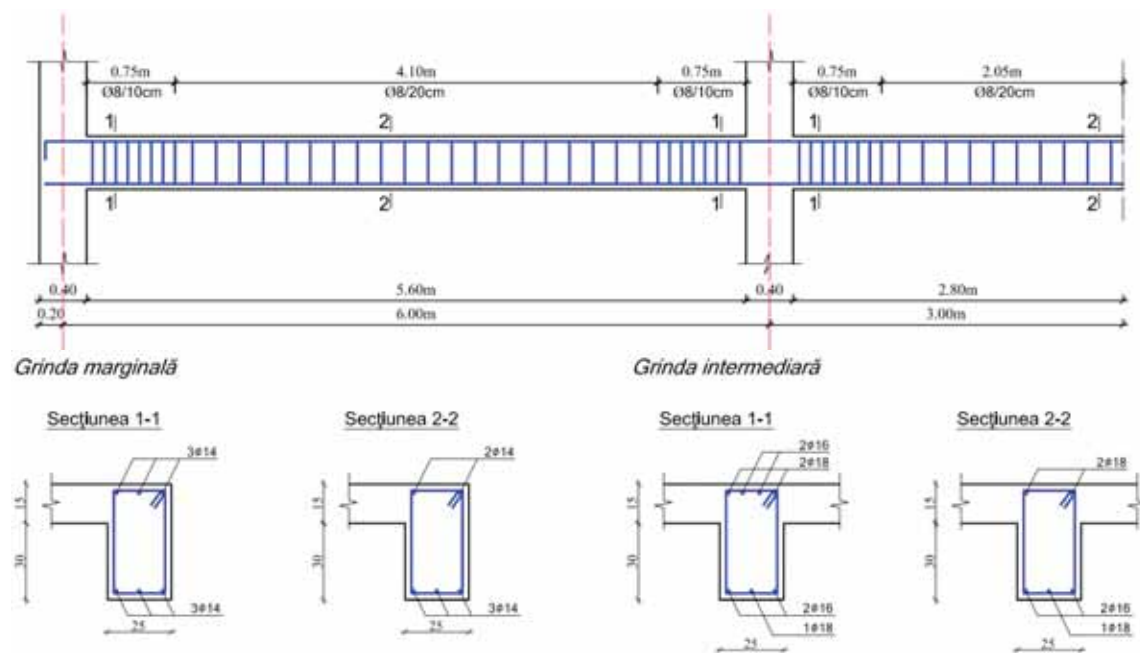


Fig. 4.5. Structură P+2E: plan armare grindă longitudinală/transversală b.a

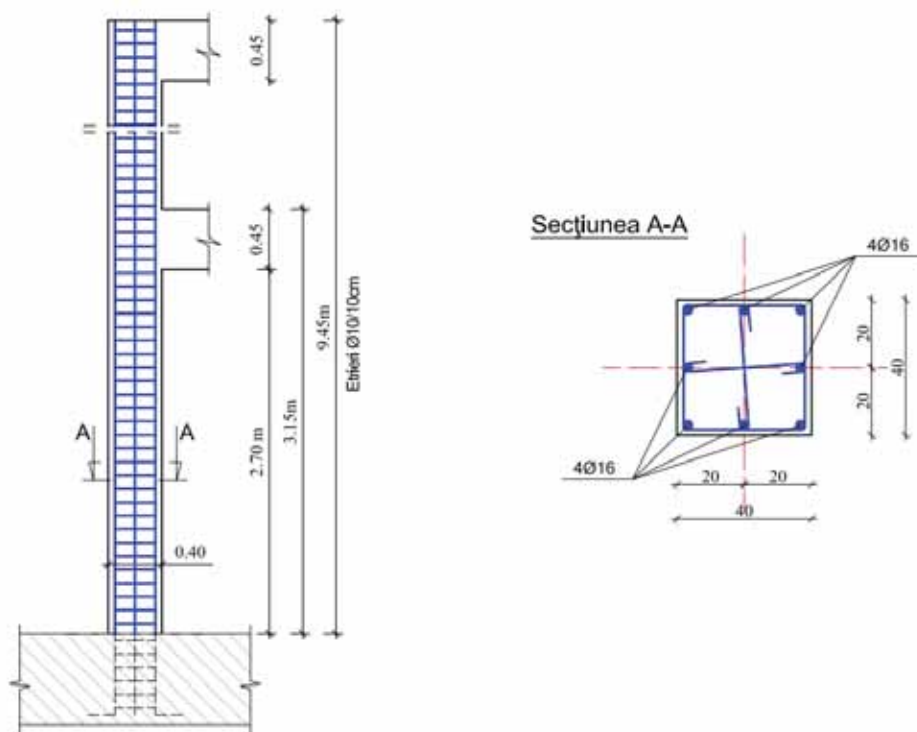


Fig. 4.6. Structură P+2E: plan armare stâlp b.a.

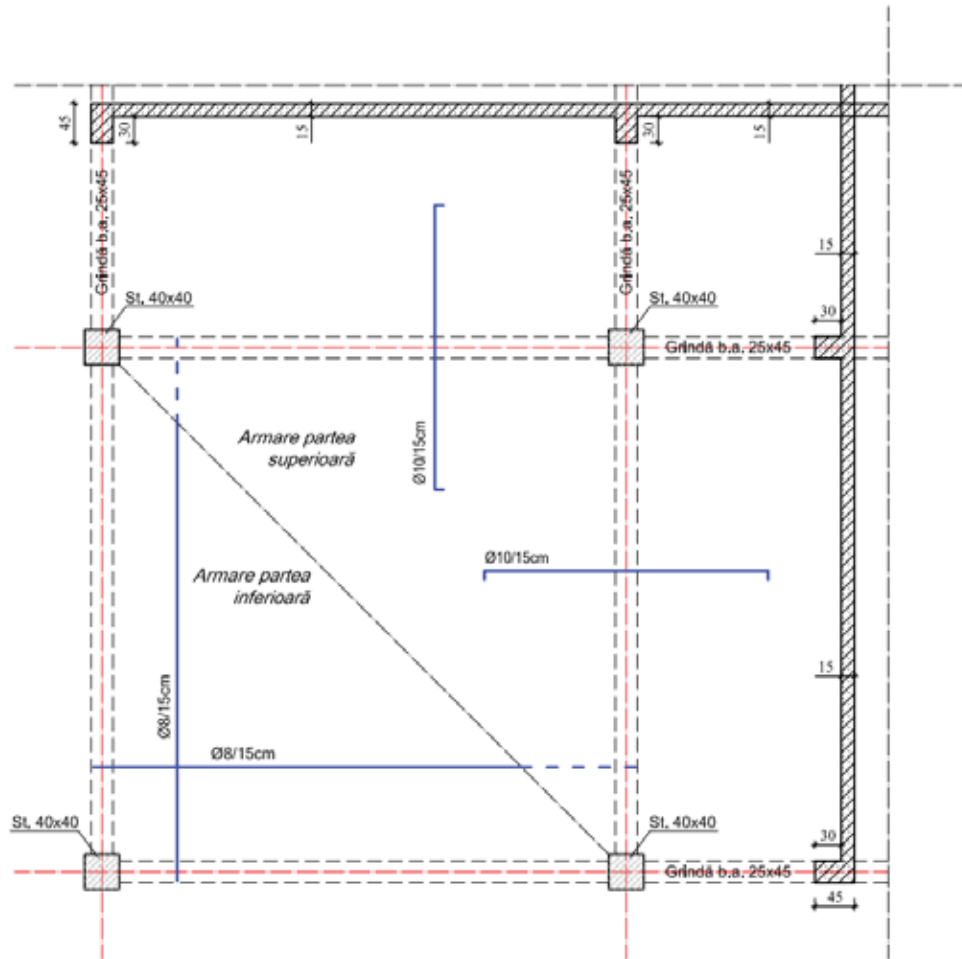


Fig. 4.7. Structură P+2E: plan armare placă b.a

4.3 Structură șase niveluri (P+5E)

Caracteristici geometrice structură	6.00	[m]
Dimensiune deschidere:	6.00	[m]
Dimensiune travee:	3.15 / 18.45	[m]
Înălțime nivel / înălțime totală:		
Caracteristici geometrice elemente structurale	0.25 x 0.50	[m]
Grindă transversală:	0.25 x 0.50	[m]
Grindă longitudinală:	0.55 x 0.55	[m]
Stâlp:	0.15	[m]
Placă:		
Procent armare		
Grindă - armare superioară (gr. marginală/intermediară):	0.44 / 0.71	[%]
- armare inferioară (gr. marginală/intermediară):	0.28 / 0.49	[%]
- procent minim:	0.267	[%]
Stâlp - armare longitudinală:	0.85	[%]
- procent minim:	0.80	[%]
Placă - armare partea superioară:	0.44	[%]
- armare partea inferioară:	0.28	[%]
- procent minim:	0.14	[%]

Geometria structurii, dimensiunile elementelor structurale precum și armarea acestora este prezentă în continuare în figurile 4.8 - 4.11.

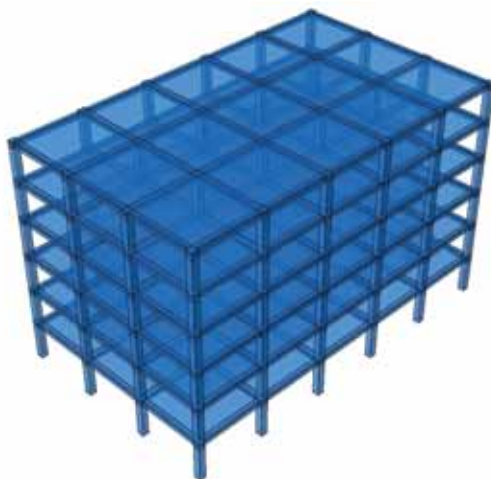


Fig. 4.8. Structură 6 niveluri (P+5E)

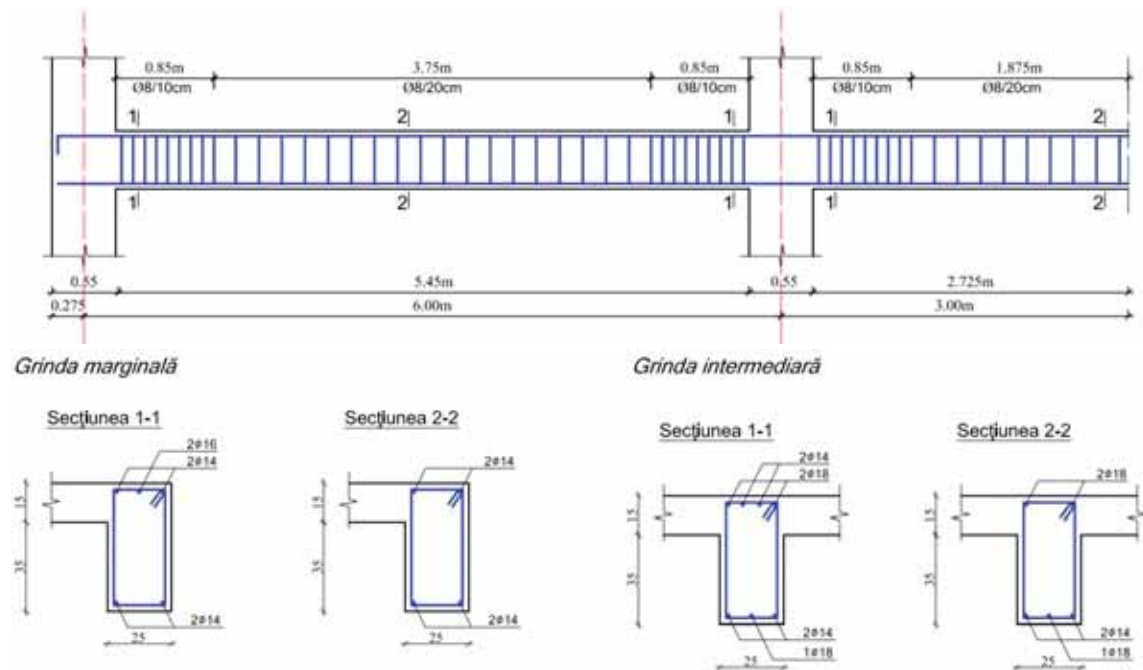


Fig. 4.9. Structură P+5E: plan armare grindă longitudinală/transversală b.a.

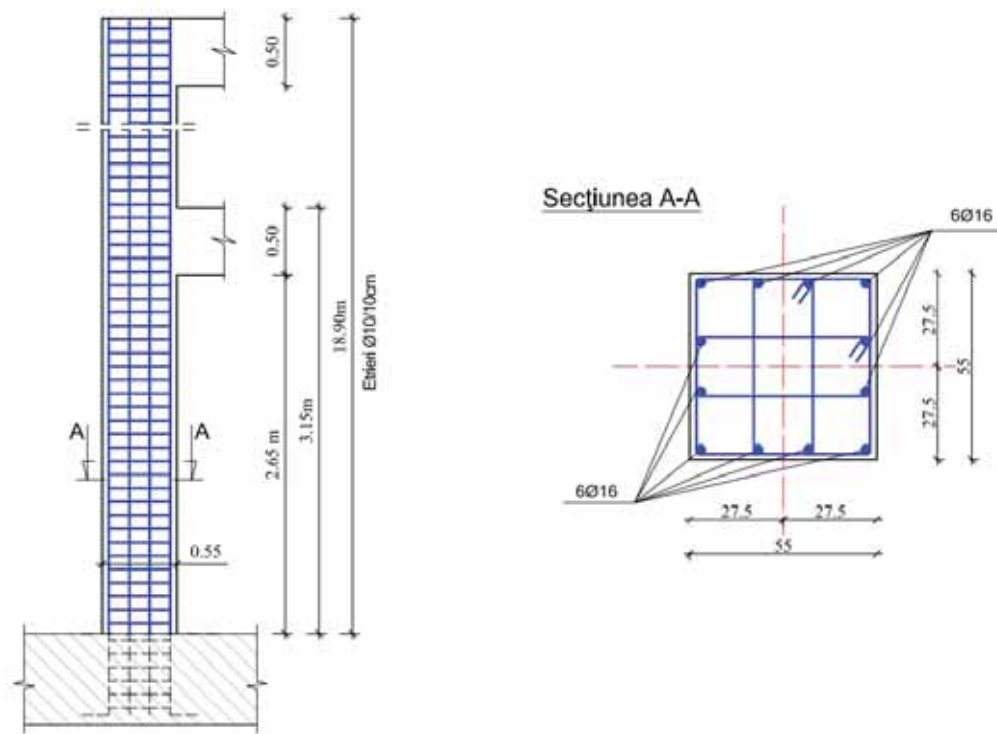


Fig. 4.10. Structură P+5E: plan armare stâlp b.a.

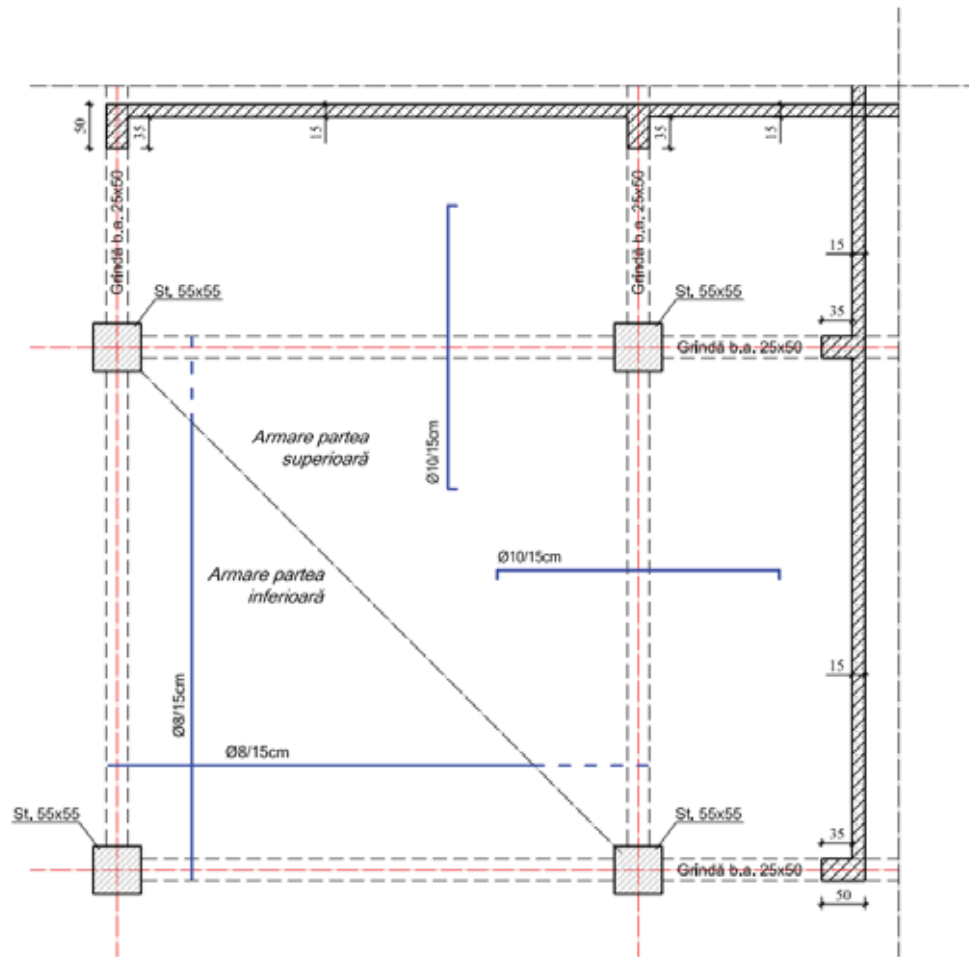


Fig. 4.11. Structură P+5E: plan armare placă b.a.

4.4 Structură nouă niveluri (P+8E)

Caracteristici geometrice structură	6.00 [m]
Dimensiune deschidere:	6.00 [m]
Dimensiune travee:	3.15 / 28.35 [m]
Înălțime nivel / înălțime totală:	
Caracteristici geometrice elemente structurale	0.25 x 0.55 [m]
Grindă transversală:	0.25 x 0.55 [m]
Grindă longitudinală:	0.65 x 0.65 [m]
Stâlp:	0.15 [m]
Placă:	
Procent armare	
Grindă - armare superioară (gr. marginală/intermediară):	0.48 / 0.72 [%]
- armare inferioară (gr. marginală/intermediară):	0.36 / 0.36 [%]
- procent minim:	0.267 [%]
Stâlp - armare longitudinală:	0.81 [%]
- procent minim:	0.80 [%]
Placă - armare partea superioară:	0.44 [%]
- armare partea inferioară:	0.28 [%]
- procent minim:	0.14 [%]

Geometria structurii, dimensiunile elementelor structurale precum și armarea acestora este prezentă în continuare în figurile 4.12 - 4.15.



Fig. 4.12. Structură 9 niveluri (P+8E)

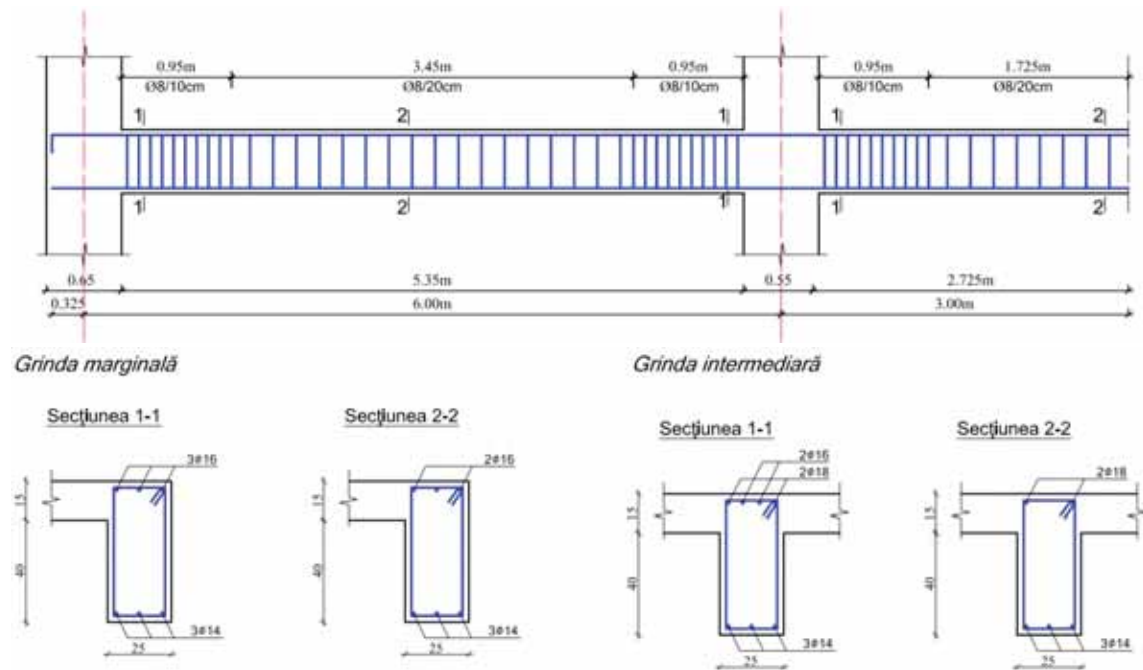


Fig. 4.13. Structură P+8E: plan armare grindă longitudinală/transversală b.a.

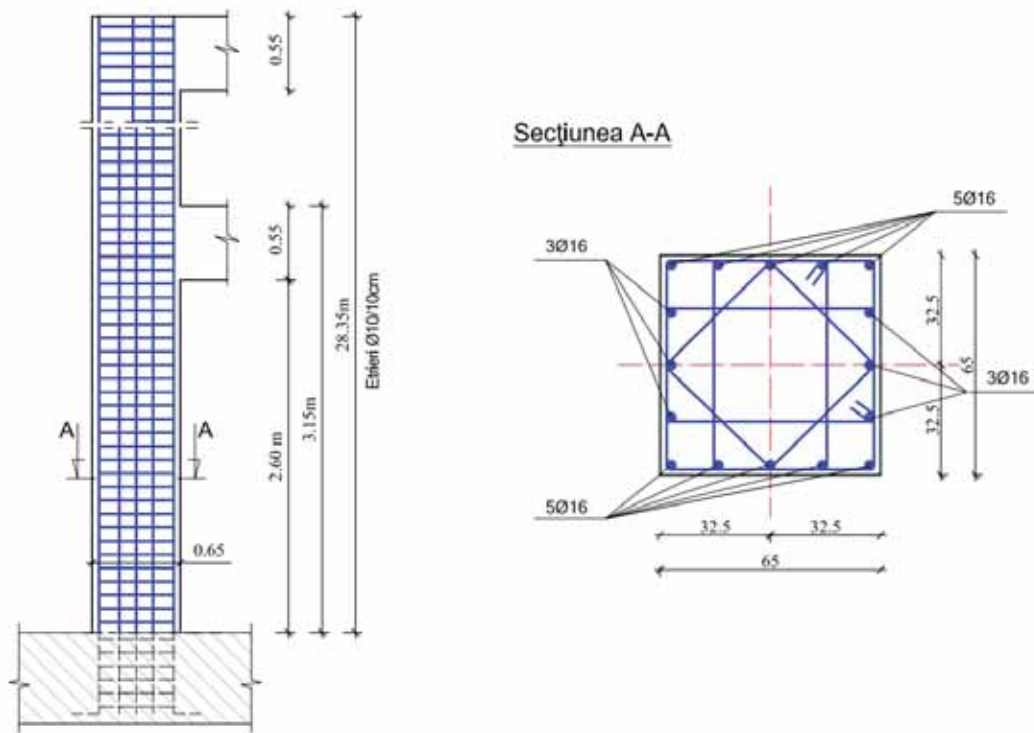


Fig. 4.14. Structură P+8E: plan armare stâlp b.a.

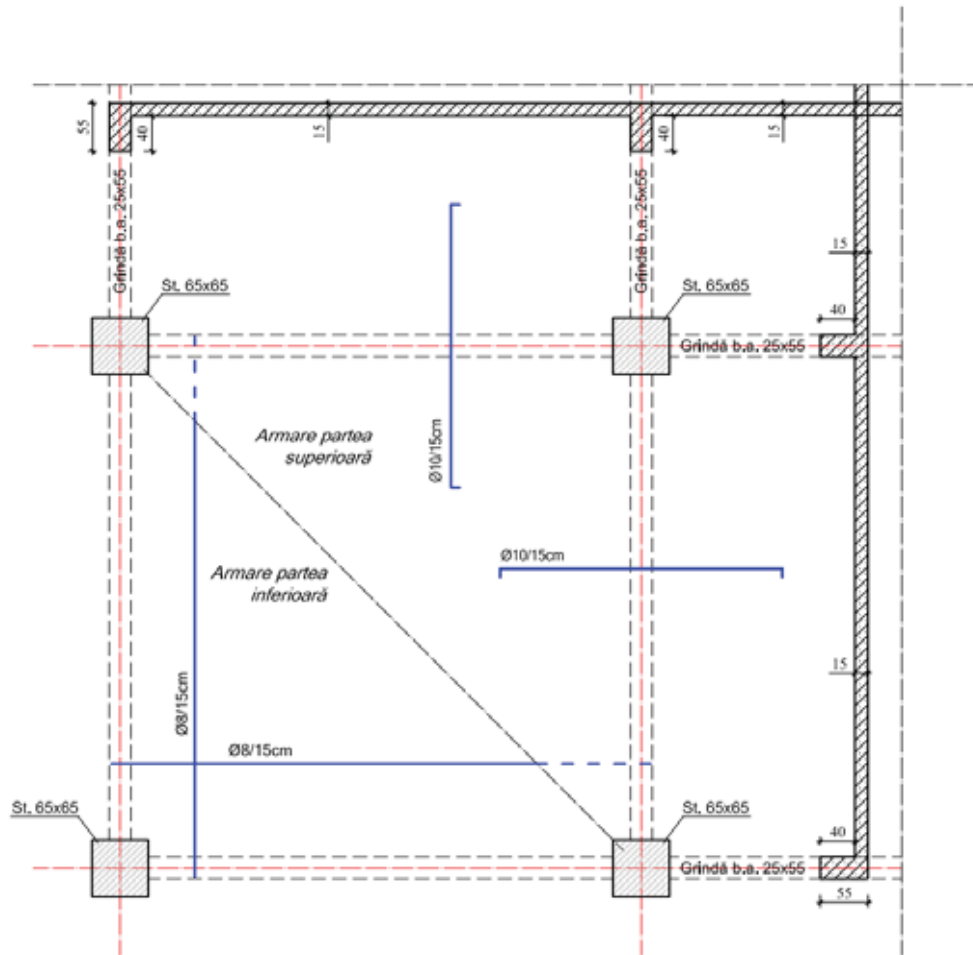


Fig. 4.15. Structură P+8E: plan armare placă b.a.

4.5 Parametrii utilizați în cadrul analizelor neliniare

Parametrii utilizați în cadrul analizelor neliniare efectuate în această lucrare, stabiliți în funcție de rezultatele obținute în urma calibrărilor modelelor numerice, respectiv în funcție de prevederile ghidurilor de proiectare utilizate sau de informațiile disponibile în literatura de specialitate, sunt prezentați în cadrul secțiunii curente a tezei.

4.5.1 Curbe de material

Conform prevederilor ghidurilor de proiectare utilizate [2, 15] corespunzătoare celor trei tipuri de analiză ce pot fi utilizate pentru stabilirea verdictului de colaps progresiv (LSA, NSA și NDA), există posibilitatea includerii efectelor benefice pe care viteza crescută de solicitare datorate avarierii cvasi-instantanee a elementelor o are asupra caracteristicilor materialelor.

Așa cum s-a menționat anterior (2.1.1, 2.1.2), valoarea factorului de amplificare al rezistențelor este de 1.25 atât în cazul betonului cât și în cazul oțelului, potrivit GSA(2003), respectiv de 1.5 în cazul betonului și 1.25 în cazul oțelului conform prevederilor DoD(2009).

În consecință, curbele tensiune - deformație specifică (σ - ϵ) utilizate în cadrul obiectivelor stabilite în această lucrare, amplificate cu factorii mai sus amintiți, sunt ilustrate în figura 4.16.

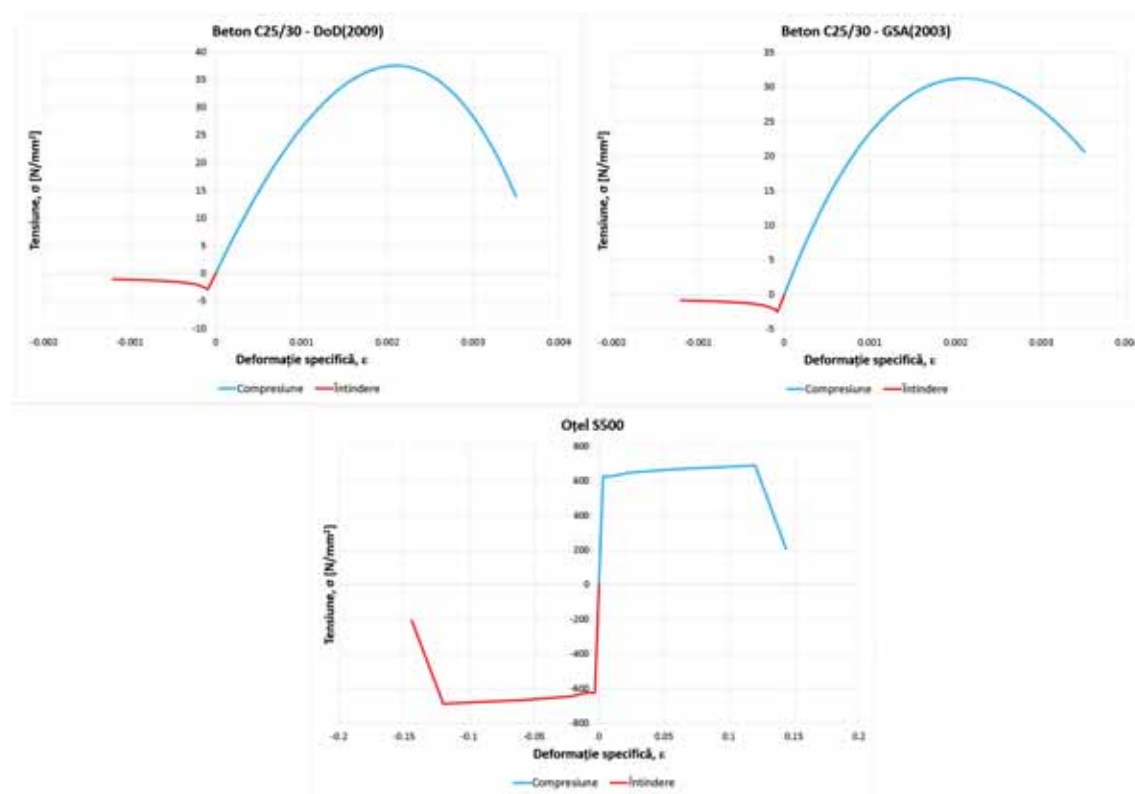


Fig. 4.16. Curbe tensiune - deformație specifică (σ - ϵ), beton clasa C25/30, oțel tip S500

Dacă în cazul betonului (C25/30) curba de material este definită în conformitate cu relațiile specificate de codul de proiectare SR EN 1992-1-1:2004 [126], în cazul oțelului de tip S500 definirea curbei se realizează utilizând modelul predefinit de curbă Simple, disponibil în programul de calcul SAP2000 [75], caracteristicile acesteia fiind în limita rezultatelor experimentale furnizate de către ICECON S.A. București și S.C. ASA CONS România S.R.L.

4.5.2 Discretizarea elementelor structurale

Ambele metode numerice (MEF, MEA) ce stau la baza programelor de calcul utilizate pentru efectuarea studiilor propuse, presupun discretizarea elementelor de rezistență (grindă, stâlp, placă) ce alcătuiesc modelele structurale analizate.

Întrucât mărimea elementelor, finite (MEF) sau aplicate (MEA), stabilită în urma discretizării are un efect important asupra rezultatelor obținute, determinarea acesteia are loc pe baza unui studiu parametric.

Astfel, sunt analizate o serie de variante de discretizare atât prin intermediul programului de calcul Abaqus [96], cât și prin intermediul programului de calcul ELS [97], urmând ca ulterior analizării datelor obținute să se aleagă varianta optimă de lucru, atât din punctul de vedere al acurateții rezultatelor cât și din punctul de vedere al eficienței acesteia (ex. durată de timp).

Rezultatele seriei de analize dinamice neliniare (NDA), efectuate cu ajutorul programului Abaqus asupra unui model structural în cadre din beton armat cu trei niveluri (P+2E) supus avarierii stâlpului de colț (caz C₃), sunt ilustrate în figura 4.17.

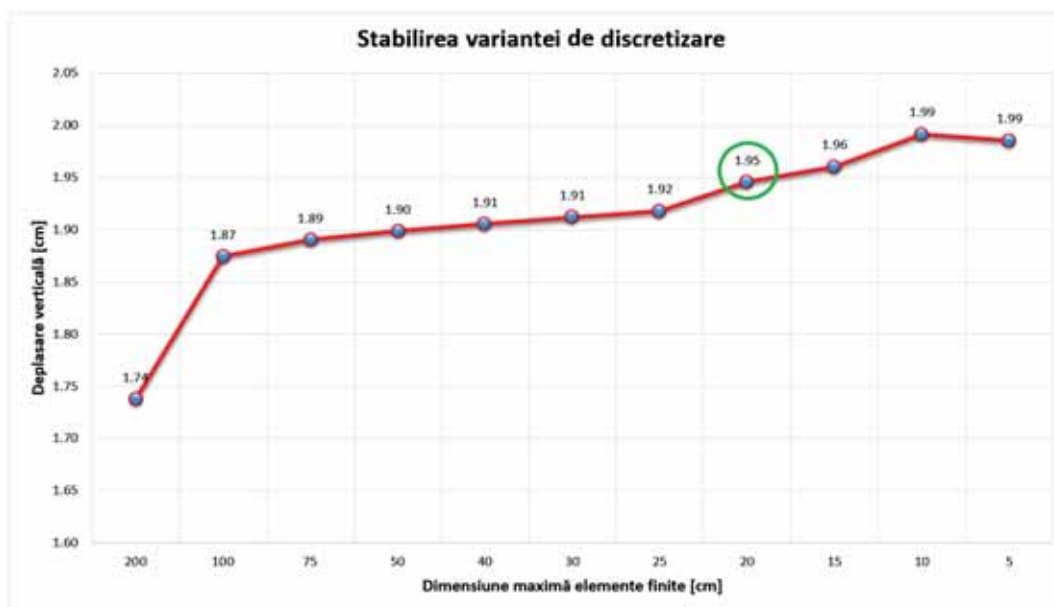


Fig. 4.17. Stabilirea variantei de discretizare a elementelor structurale: structură P+2E - Abaqus

Dimensiunea maximă a elementelor finite, considerată în acest caz este de 20 cm. Întrucât modelele structurale au un număr semnificativ de elemente, valoarea anterior menționată va fi folosită pentru discretizarea elementelor ce aparțin tramelor adiacente

stâlpilor suprimați, în timp ce pentru restul elementelor se va opta pentru o discretizare mai grosieră, de aproximativ 50 cm.

O abordare similară, ce presupune derularea unei serii de analize dinamice neliniare (NDA) asupra unei structuri în cadre din beton armat cu trei niveluri (P+2E) supusă avarierii stâlpului de colț (caz C₃), este utilizată și în cazul programului de calcul ELS [97].

Rezultatele obținute în acest caz, care prezintă variația deplasării verticale maxime în funcție de varianta de discretizare propusă, sunt ilustrate în figura 4.18. De menționat este faptul că, stabilirea variantei de discretizare ce urmează a fi aplicate în continuare este dependentă de limitarea impusă de varianta disponibilă a programului de calcul ELS, care dă posibilitatea utilizării unui număr maxim de 120000 de elemente.

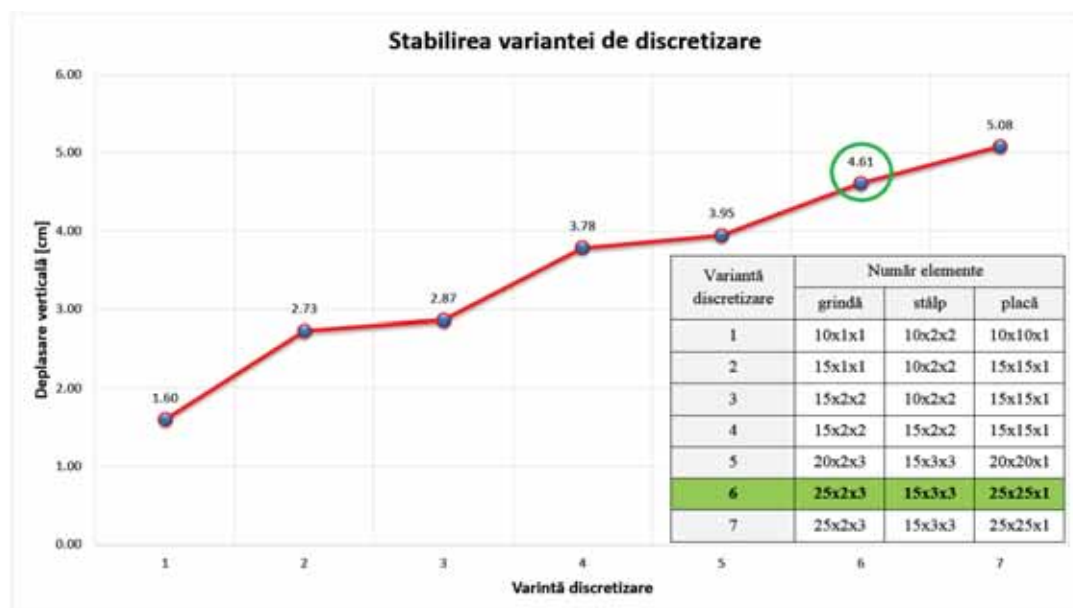


Fig. 4.18. Stabilirea variantei de discretizare a elementelor structurale: structură P+2E - ELS

4.5.3 Modalitatea de suprimare a stâlpului

Întrucât programul de calcul Abaqus [96] are un caracter general, putând fi utilizat pentru rezolvarea unei multitudini de probleme din diferite domenii (inginerie civilă, mecanică, etc.), acesta nu dispune de opțiuni predefinite ce pot fi utilizate în scopul evaluării la colaps progresiv al structurilor.

Astfel, suprimarea elementelor de rezistență verticale poate fi realizată în mai multe moduri. În decursul stagiului de cercetare pentru elaborarea tezei de doctorat au fost considerate trei variante diferite de lucru.

Prima dintre ele, utilizată cu precădere în cazul analizelor la colaps progresiv efectuate cu programul de calcul structural SAP2000 [75], implică considerarea reacțiunilor aferente stâlpului eliminat (N, T, M) pe parcursul intervalului de aplicare a sarcinilor gravitaționale asupra structurii și eliminarea ulterioară cvasi-instantanee a acestora prin aplicarea unor reacțiuni echivalente de sens contrar (-N, -T, -M) [36, 37, 45].

Cea de-a doua variantă studiată, implică modificarea rigidității elementului ce urmează a fi avariat. Structura este modelată integral, urmând ca ulterior aplicării statice a sarcinilor gravitaționale, modulului de elasticitate longitudinal (E) în stâlpul respectiv să îi fie redusă considerabil valoarea (aproximativ 0), într-un interval de timp foarte scurt. Această abordare, implică utilizarea suplimentară a unor sintaxe (keywords), ce trebuie introduse în cadrul fișierului *.INP aferent modelului structural.

A treia variantă considerată, presupune eliminarea fizică a elementului dorit, ulterior aplicării sarcinilor gravitaționale asupra modelului structural integral. Similar cazului anterior, în această situație este nevoie de utilizarea suplimentară a unor sintaxe (keywords), ce trebuie introduse în cadrul fișierului *.INP aferent modelului structural.

Rezultatele obținute odată cu aplicarea celor trei modalități de suprimare a stâlpului aplicate în cazul utilizării programului de calcul Abaqus [96], relevate prin intermediul curbelor timp - deplasare verticală obținute în urma analizelor dinamice neliniare (NDA) efectuate asupra unui model structural cu trei niveluri (P+2E) supus avarierii stâlpului de colț, sunt ilustrate în figura 4.19.

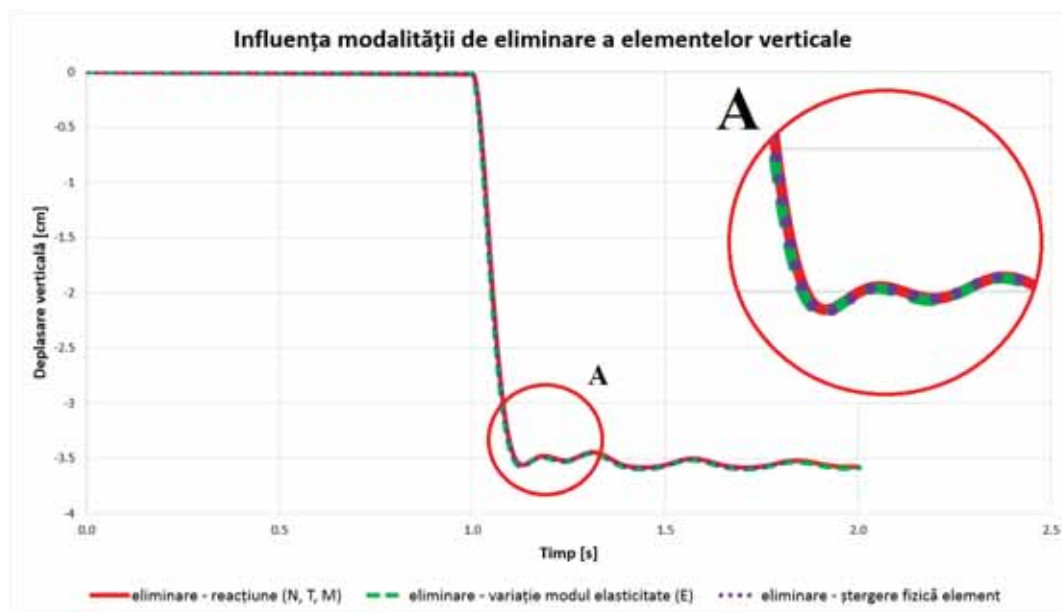


Fig. 4.19. Influența modalității de eliminare a elementelor asupra deplasării verticale

După cum se poate observa, răspunsul structurii obținut ulterior eliminării stâlpului este similar, oricare din cele trei opțiuni putând fi considerată compatibilă cu evaluarea structurilor la colaps progresiv.

Abordarea utilizată în cadrul acestei teze, s-a bazat pe aplicarea celei de-a treia modalități de eliminare prezentate anterior, fiind din punctul de vedere al autorului cea mai convenabilă și corespunzând de asemenea cel mai bine realității.

O modalitate similară de eliminare a stâlpului este utilizată și în cazul analizelor efectuate cu ajutorul programului de calcul ELS [97]. De subliniat este faptul că, în această situație eliminarea fizică a componentei dorite ulterior aplicării statice a sarcinilor gravitaționale este mai facilă, datorită opțiunilor predefinite disponibile în cadrul programului de calcul.

4.5.4 Alți parametri

- Perioadă eliminare stâlp

Perioada de eliminare a elementelor de rezistență verticale, considerată în cazul evaluării riscului de colaps progresiv prin intermediul analizelor dinamice neliniare (NDA), trebuie să fie potrivit celor două ghiduri de proiectare folosite [2, 15] mai mică de 1/10 din perioada de vibrație asociată mișcării pe verticală a tramelor situate deasupra acestui element.

În cadrul studiilor disponibile în literatura de specialitate, intervalul de timp în care elementul structural este înlăturat variază de la 0.001 secunde [48], la 0.005 secunde [37, 50], respectiv la 0.02 secunde [55, 65].

Pentru a observa influența pe care durata de eliminare a stâlpului o are asupra valorii maxime a deplasării verticale, este derulată o serie de analize dinamice neliniare (NDA) asupra unui model structural din beton armat cu trei niveluri (P+2E) supus avarierii stâlpului de colț, cu ajutorul programului de calcul Abaqus.

Rezultatele obținute, ilustrate în figura 4.20, relevă variații insignifiante ale nivelului deplasărilor maxime pentru intervalul [0.001 secunde - 0.025 secunde], depășirea acestui interval conducând însă la o accentuare a variației nivelului deplasărilor verticale.

În consecință, intervalul de timp utilizat în cazul analizelor efectuate în cadrul studiilor prezentate în această lucrare este de 0.005 secunde, valoarea fiind aleasă atât în funcție de rezultatele anterior amintite cât și în funcție de condiția ($< 1/10 T_v$) impusă de cele două ghiduri de proiectare [2, 15].

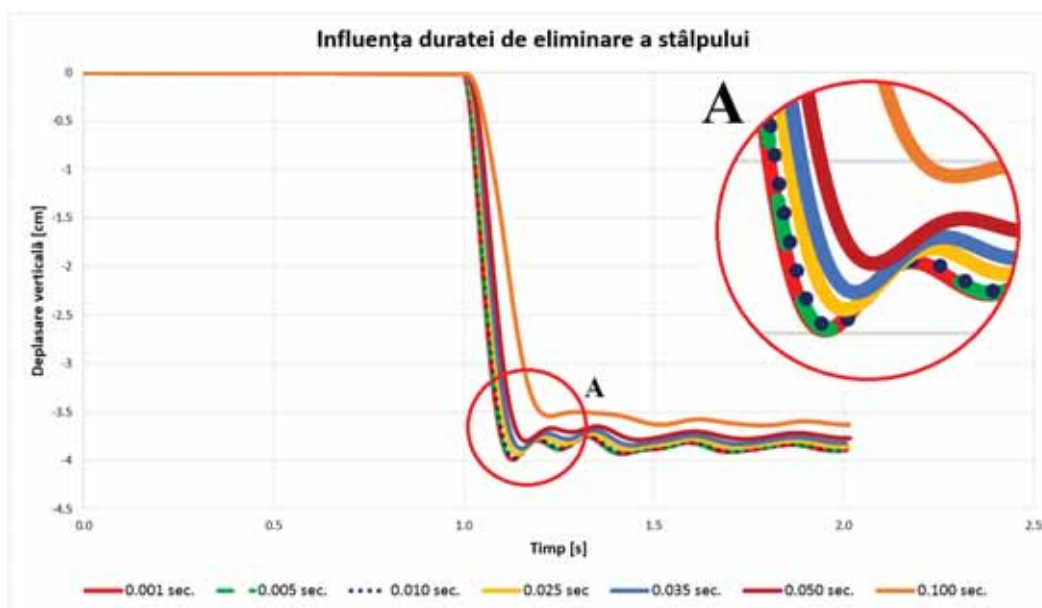


Fig. 4.20. Influența duratei de eliminare a elementelor asupra deplasării verticale

- Dimensiune increment (mărime pas analiză)

Dimensiunea maximă a incrementului (mărimea pasului analizei) reprezintă un alt parametru aferent analizelor dinamice neliniare (NDA) în cazul căruia nu există o valoare

exactă specificată de ghidurile de proiectare în vigoare [2, 15].

În cadrul studiilor de specialitate disponibile în literatură valoarea acestuia diferită; Sasani & Sagioglu [52], Kim [53] sau Foley [54] consideră o valoare de 0.001 secunde a parametrului în timp ce Iribaren [50] menționează o valoare de 0.005 secunde a acestuia. Valori superioare (0.01 secunde), sunt considerate în studiile efectuate de către Bazan [55] sau Song [56].

La fel ca și în cazul precedent, influența parametrului asupra nivelului deplasărilor verticale este investigată printr-o serie similară de analize dinamice neliniare (NDA) efectuate cu programul de calcul Abaqus asupra aceluiași model structural cu trei niveluri (P+2E), supus înlăturării instantanee a stâlpului de colț.

Rezultatele obținute indică un răspuns structural similar în cazul tuturor celor trei mărimi ale pasului analizei investigate. În consecință, în cazul analizelor dinamice neliniare efectuate în cadrul acestei teze dimensiunea considerată a incrementului (mărimea pasului) este de 0.005 secunde; majoritatea studiilor de specialitate consideră o mărime a pasului mai mică sau egală cu cea a intervalului de timp considerat pentru eliminare stâlpului.

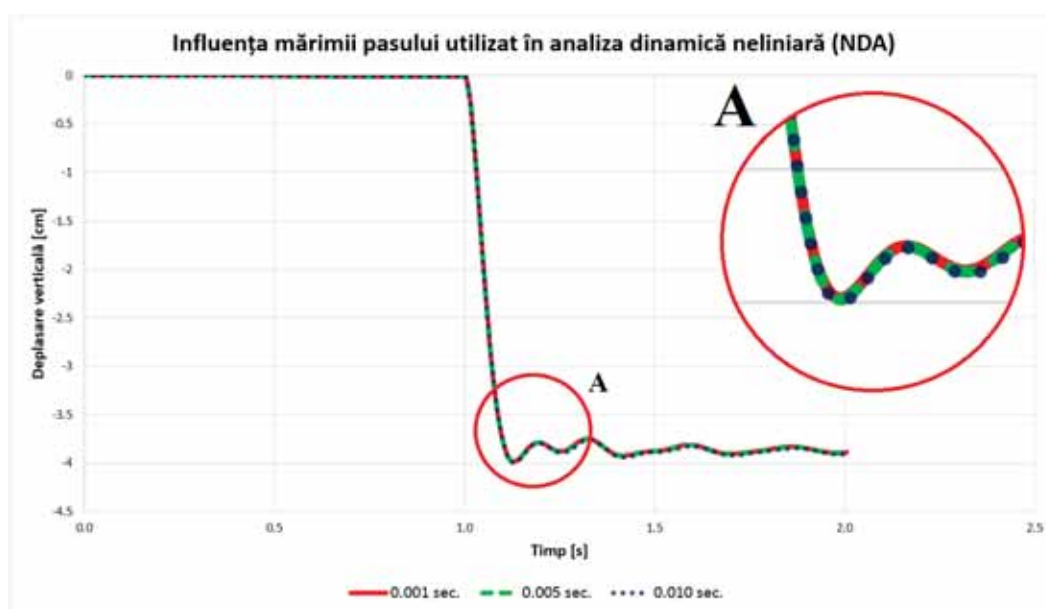


Fig. 4.21. Influența dimensiunii incrementului asupra deplasării verticale

Mărimea pasului de 0.005 secunde este utilizată într-o primă fază și în cazul programului de calcul ELS [97], însă potrivit manualului de utilizare al acestuia [131], în cazul analizelor dinamice neliniare (NDA) mărimea recomandată a incrementului este de 0.001 secunde.

- Coeficient de amortizare

Valoarea coeficientului de amortizare, considerat în cazul analizelor dinamice neliniare (NDA) efectuate în cadrul prezentei lucrări este de 5%. Stabilirea acesteia s-a realizat ținându-se cont de valoarea coeficientului considerată în studiile de specialitate în cazul structurilor în cadre din beton armat efectuate de către Hadi & Alrudaini [46], Sagioglu [48] sau Kokot și alții [49].

Cap. 5 Rezultatele analizelor la colaps progresiv

5.1 Influența considerării modelelor structurale reduse asupra acurateței și a eficienței rezultatelor - Obiectiv 1

Evaluarea riscului de colaps progresiv al structurilor în cadre din beton armat, stabilit în urma efectuării de analize tridimensionale avansate (NDA) pe baza abordării ce utilizează Metoda Elementelor Finite (MEF), implică un număr mare de elemente structurale (stâlpi, grinzi) ce trebuie luate în considerare. Ulterior discretizării acestora, numărul elementelor finite pentru o întreagă structură atinge valori semnificative, acest lucru având drept consecință o majorare importantă a efortului computațional, respectiv a intervalului de timp necesar efectuării analizei, fenomenul putând fi observat cu ușurință chiar și în cazul structurilor cu un regim mediu de înălțime (ex.: 6-9 etaje).

Pornind de la aceste considerente, primul obiectiv al tezei are ca scop stabilirea unui nivel limită de simplificare al modelului structural, prin reducerea numărului de trame aferente direcției longitudinale a clădirii, astfel încât acuratețea rezultatelor să nu fie semnificativ afectată.

Modelul structural inițial, format din 3 deschideri și 5 travee (3x5 trame), este redus într-o primă etapă la un sub-model structural alcătuit din 3 deschideri și 2 travee (3x2 trame) iar într-o a doua etapă, acolo unde există posibilitatea, la un sub-model structural cu 3 deschideri și 1 travee (3x1 trame). Întrucât reducerea modelelor structurale, ce poate ajunge până la suprimarea a 80% din numărul elementelor de rezistență, influențează rigiditatea orizontală a structurii, este necesară impunerea unor condiții suplimentare de rezemare (restricții). Drept consecință, pe direcția tramelor eliminate (direcția longitudinală) deplasarea structurii este restricționată, prin blocarea translațiilor la capătul grinzilor ce aparțin sub-modelelor structurale rezultate (fig. 5.1-a). Structurile sunt încărcate cu sarcina gravitațională standard dată de DoD(2009) - $1.2D + 0.5L$ - unde $D = 3.5\text{kN/m}^2$, iar $L = 2.0\text{kN/m}^2$.

În cazul tuturor modelelor, respectiv sub-modelelor utilizate în cadrul acestui obiectiv, influența plăcii, element structural secundar potrivit ghidului de proiectare utilizat [15], este inclusă într-o manieră simplificată prin intermediul lățimii active de placă (fig. 5.1-b).

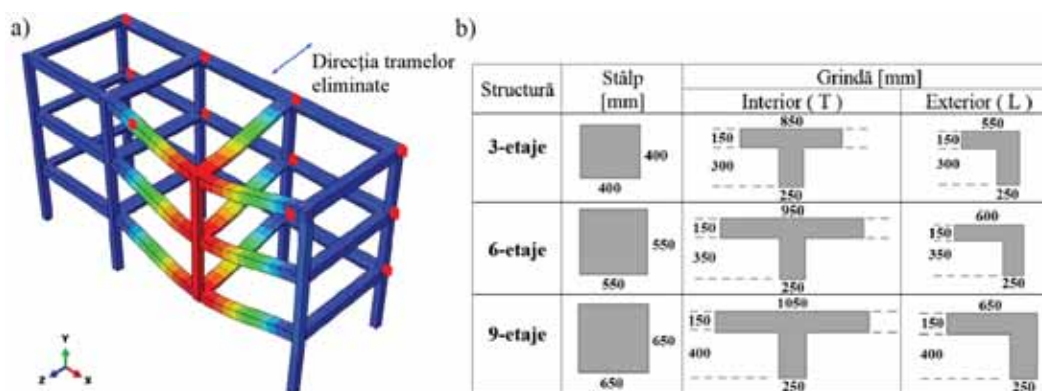


Fig. 5.1. a) Restricții - direcția tramelor eliminate, b) caracteristici geometrice - elemente structurale

5.1.1 Structură P+2E

5.1.1.1 Caz avarie: C_1

Scenariul de avarie ce implică suprimarea elementului de rezistență vertical (C_1), ce aparține laturii scurte exterioare (direcție transversală) a structurii cu trei niveluri (P+2E), oferă posibilitatea reducerii modelului structural inițial (3x5 trame) în două etape succesive. Cele două sub-modele astfel rezultate sunt formate din 3x2 trame (fig. 5.2-b), respectiv 3x1 trame (fig. 5.2-c).

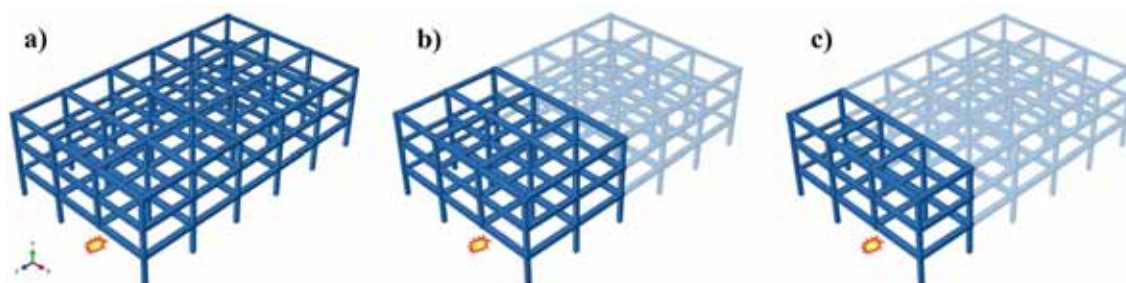


Fig. 5.2. Reducerea modelului structural: structură 3 niveluri (P+2E) - caz avarie C_1

Răspunsul structurii aferent celor trei modele investigate, exprimat prin intermediul curbelor timp - deplasare, este ilustrat în figura 5.3. Suplimentar acestuia, figura include și o reprezentare grafică a intervalului de timp necesar desfășurării analizei dinamice neliniare (NDA) aferentă fiecărui model/sub-model structural considerat.

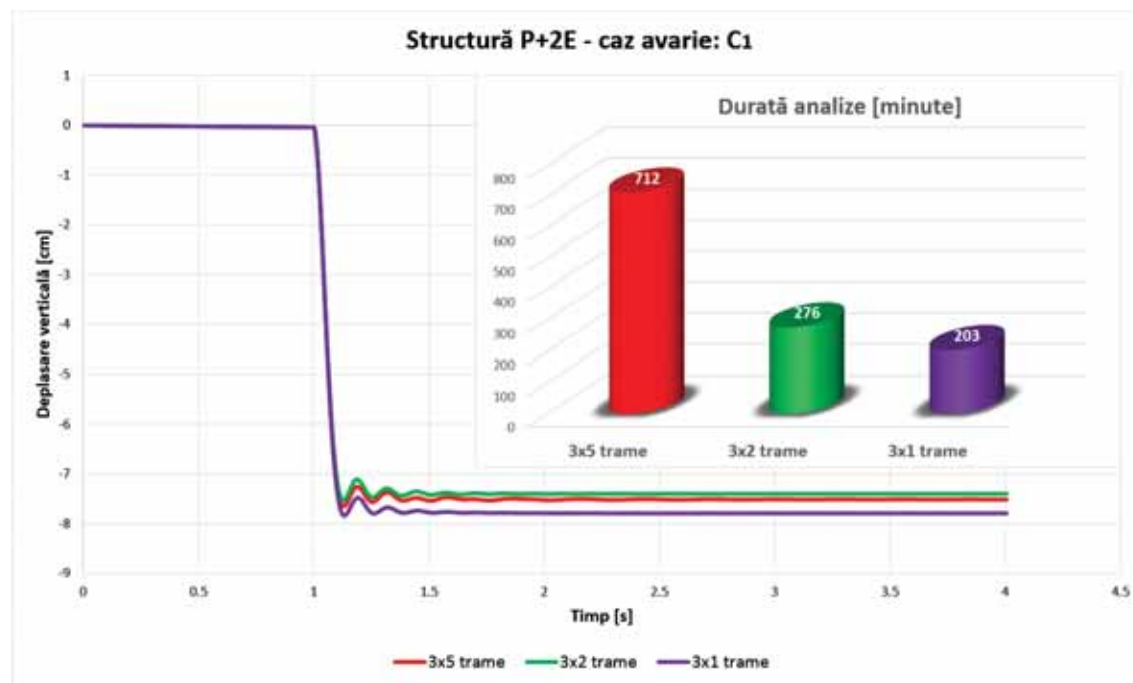


Fig. 5.3. Curbe timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C_1

Modelul structural inițial (3x5 trame) relevă, odată cu aplicarea scenariului de avarie considerat, o deplasare verticală maximă de 7.65 cm (fig. 5.3), valoarea fiindu-i corespunzătoare unei rotiri totale $\Theta=0.0137$ rad. Intervalul de timp necesar pentru efectuarea analizei în acest caz este de 712 minute.

Faza inițială de reducere a modelului structural, de la 3x5 trame la 3x2 trame, indică un maxim al deplasării verticale de 7.53 cm (fig. 5.3). Rotirea totală, corespunzătoare acesteia, este $\Theta=0.0134$ rad, iar durata de timp necesară efectuării analizei este de 276 minute.

Investigarea celui de-al doilea sub-model structural (3x2 trame) indică o deplasare verticală maximă ce atinge valoarea de 7.84 cm (fig. 5.3). Rotirea totală, evaluată pe baza acesteia, este $\Theta=0.0140$ rad, iar intervalul de timp necesar efectuării analizei este de 203 minute.

Analizând rezultatele obținute, se constată că pentru acest caz de avarie modelul structural poate fi simplificat cu succes prin reducerea succesivă a numărului de travee de la cinci la două, respectiv la o travee. Valoarea deplasării verticale maxime și implicit a rotirii totale variază, prin comparație cu cea a modelului inițial (3x5 trame), cu 1.56% în cazul primei substructuri analizate (3x2 trame) și cu 4.12% în cazul celei de-a doua (3x1 trame). Pe de altă parte, durata de timp aferentă analizelor efectuate pentru cele două sub-modele se reduce, raportat la durata de timp corespunzătoare modelului inițial, cu 61.24% în cazul primului (3x2 trame), respectiv cu 71.5% în cazul celui de-al doilea sub-model (3x1 trame).

Concluzia privind riscul de colaps progresiv al structurii, stabilită pe baza analizelor dinamice neliniare (NDA) efectuate asupra tuturor celor trei modele/sub-modele structurale, indică abilitatea acesteia de a rezista cedării unui element de rezistență vertical, fără ca nivelul maxim al deplasărilor obținute să fie capabil să inițieze cedarea progresivă a elementelor structurale.

5.1.1.2 Caz avarie: C₂

Cel de-al doilea caz de avarie considerat, C₂, prevede suprimarea unui element de rezistență vertical ce aparține laturii exterioare de pe direcția lungă (longitudinală) a clădirii (fig. 5.4-a). Întrucât poziționarea acestuia, nu permite reducerea modelului structural inițial în mai multe faze, similar cazului precedent, simplificarea acestuia are loc prin păstrarea a câte unei travee de fiecare parte a elementului eliminat (direcția longitudinală), rezultând astfel un singur sub-model structural format din 3x2 trame (fig. 5.4-b).

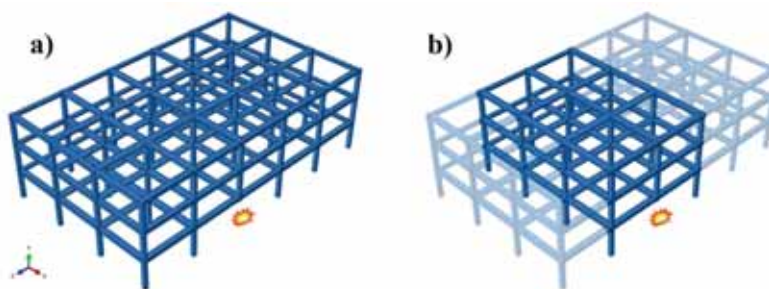


Fig. 5.4. Reducerea modelului structural: structură 3 niveluri (P+2E) - caz avarie C₂

Răspunsul structural corespunzător modelului inițial, exprimat prin intermediul curbei timp - deplasare verticală, indică o valoare maximă a deplasării de 7.14 cm (fig. 5.5). Rotirea totală, determinată pe baza acesteia, este $\Theta=0.0128$ rad, iar intervalul de timp necesar efectuării analizei este de 643 minute.

Analiza dinamică neliniară (NDA), efectuată asupra modelului structural simplificat (3x2 trame), relevă o deplasare verticală maximă ce atinge valoarea de 5.13 cm. Corespunzătoare acesteia, valoarea rotirii totale este $\Theta=0.0091$ rad, durata de timp necesară efectuării analizei fiind de 311 minute.

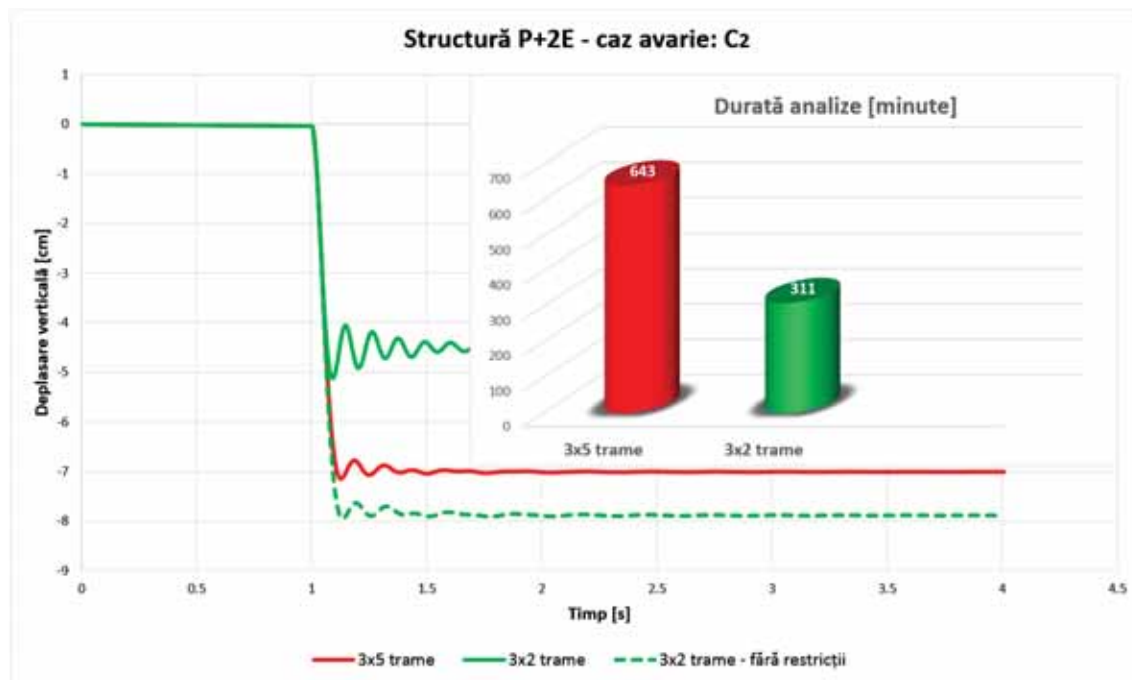


Fig. 5.5. Curbe timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C₂

Întrucât, după cum se poate observa în figura 5.5, răspunsul structurii survenit odată cu eliminarea instantanee a stâlpului diferă cu aproximativ 28% în termen de valoare maximă a deplasării verticale, se poate afirma că pentru acest caz de avarie, reducerea modelului structural inițial, nu se poate realiza fără a se înregistra un impact major asupra acurateții rezultatelor. Diferența semnificativă poate fi explicată de rigidizarea excesivă ce survine în plan orizontal, odată cu impunerea condițiilor de rezemare suplimentare pe direcția traveelor eliminate (direcția longitudinală).

Pentru a elimina influența rigidității orizontale care, așa cum s-a arătat anterior, are un impact semnificativ asupra răspunsului modelului structural analizat, restricțiile suplimentare impuse sunt eliminate iar modelul structural este reanalizat. Așa cum era de așteptat, de această dată valoarea deplasării verticale maxime o surclasează pe cea a modelului inițial cu aproximativ 11.3%, valoarea acesteia fiind de 7.95 cm.

În consecință, deși verdictul oferit de toate cele trei analize este identic și subliniază capacitatea structurii de a rezista colapsului progresiv, rezultatelor obținute pe baza

analizelor neliniare efectuate asupra modelelor simplificate diferă semnificativ prin comparație cu cele aferente modelului structural inițial. Rezultate superioare acestora ar rezulta, probabil, prin impunerea unor restricții rigurose calculate, în funcție de rigiditatea părții suprimate din structură.

5.1.1.3 Caz avarie: C_3

Avariarea elementului de rezistență vertical amplasat în colțul structurii, ce corespunde celui de-al treilea scenariu de avarie considerat (C_3), oferă posibilitatea reducerii modelului structural inițial în două faze succesive. Sub-modelele structurale astfel rezultate sunt compuse din 3x2 trame (fig. 5.6-b), respectiv 3x1 trame (fig. 5.6-c).

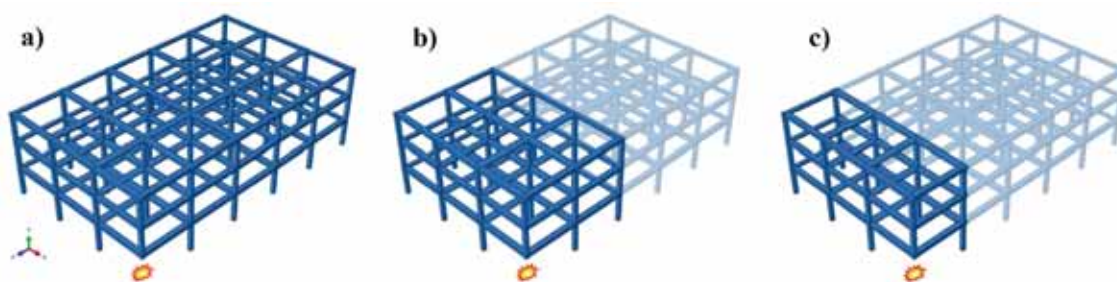


Fig. 5.6. Reducerea modelului structural: structură 3 niveluri (P+2E) - caz avarie C_3

Valoarea deplasării verticale maxime, înregistrată în urma investigării modelului structural inițial (3x5 trame), este 7.43 cm (fig. 5.7). Aceasta îi corespunde unei rotații totale a

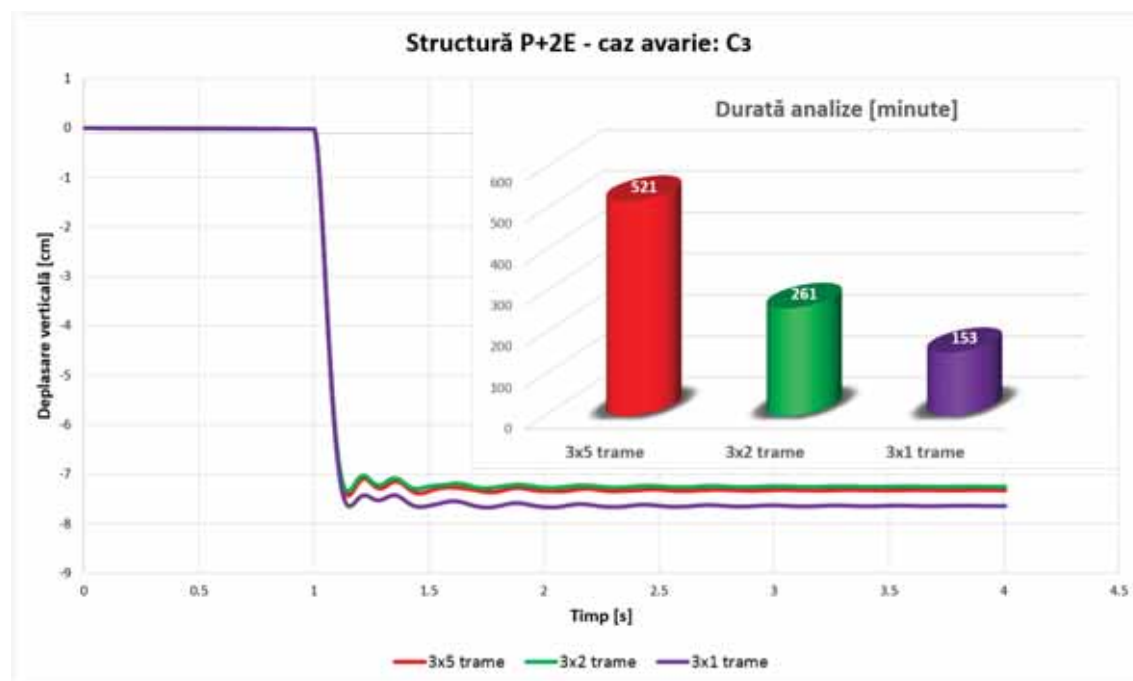


Fig. 5.7. Curbe timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C_3

elementelor structurale orizontale (grinzi), $\Theta=0.0133$ rad. În acest caz, timpul necesar efectuării analizei neliniare este de 521 minute.

În cazul primului sub-model analizat (3x2 trame), valoarea deplasării verticale maxime este de 7.34 cm (fig. 5.7), iar valoarea rotirii totale aferente acesteia este $\Theta=0.0131$ rad. Aceste rezultate sunt obținute în urma unei analize neliniare, efectuată într-un interval de timp de 261 minute.

Datele survenite în urma analizei neliniare efectuate asupra celui de-al doilea model redus (3x1 trame) indică o valoare a deplasării verticale maxime de 7.67 cm. Rotire totală evaluată pe baza acestei valori este $\Theta=0.0137$ rad, iar perioada de timp necesară efectuării analizei este de 153 minute.

Rezultatele obținute, arată posibilitatea simplificării modelului structural inițial prin reducerea succesivă a numărului de travee, indicând o bună concordanță între răspunsul structural aferent celor trei modele analizate. Valoarea deplasării verticale maxime variază cu 1.21% în cazul primului model redus (3x2 trame), respectiv cu 3.23% în cazul celui de-al doilea; aceste procente sunt obținute prin raportarea la valoarea deplasării verticale înregistrată în cazul modelului inițial. În ceea ce privește reducerea duratei de timp necesare efectuării analizelor, aceasta se reduce, raportat la durata de timp aferentă modelului inițial, cu 49.90% în cazul primei substructuri analizate (3x2 trame) și cu 70.63% în cazul celei de-a doua substructuri (3x1 trame).

Ca și în situațiile precedente, structura de trei niveluri poate face față acțiunilor accidentale ce au ca efect eliminarea elementului vertical principal amplasat în colțul structurii, fără a experimenta fenomenul de colaps progresiv.

5.1.1.4 Caz avarie: C_4

Cel din urmă caz de avarie considerat (C_4), aferent structurii cu trei niveluri (P+2E), vizează eliminarea unui element vertical principal poziționat în interiorul structurii. Similar cazului C_2 , de fiecare parte a stâlpului considerat se păstrează câte o travee, modelului structural redus rezultându-i în acest mod o configurație de 3x2 trame (fig. 5.8).

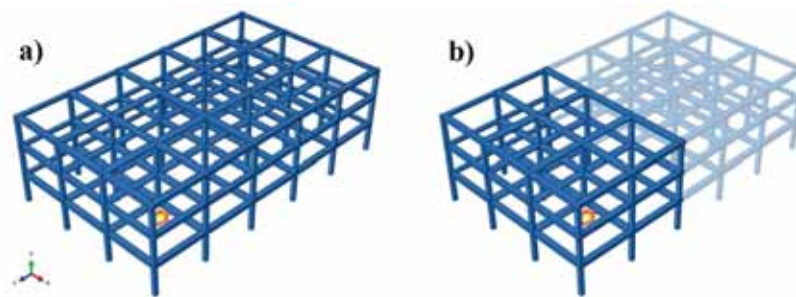


Fig. 5.8. Reducerea modelului structural: structură 3 niveluri (P+2E) - caz avarie C_4

Valoarea deplasării verticale maxime, obținută în cazul modelului inițial este de 8.85 cm, iar rotirea totală calculată pe baza acesteia este $\Theta=0.0158$ rad ($< \Theta_{adm} = 0.063$ rad). Timpul necesar efectuării analizei, în acest caz, este de 844 minute (fig. 5.9).

Deplasarea maximă verticală rezultată în urma analizei modelului structural redus (3x2 trame), atinge valoarea de 9.02 cm (fig. 5.9) iar rotirea totală corespunzătoare acesteia este $\Theta=0.0161$ rad. Intervalul de timp aferent efectuării analizei în acest caz este de 379 minute.

Pe baza acestor rezultate se poate afirma că simplificarea modelului structural inițial, prin reducerea numărului de trame de la 3x5 trame la 3x2 trame, în cazul avarierii stâlpului amplasat în interiorul structurii se poate efectua fără a influența semnificativ acuratețea rezultatelor. Diferența procentuală între valorile maxime ale deplasării verticale, aferentă celor două modele analizate, este de 1.90%, în timp ce durata de timp necesară efectuării analizei asupra substructurii (3x2 trame) scade cu 55.10%.

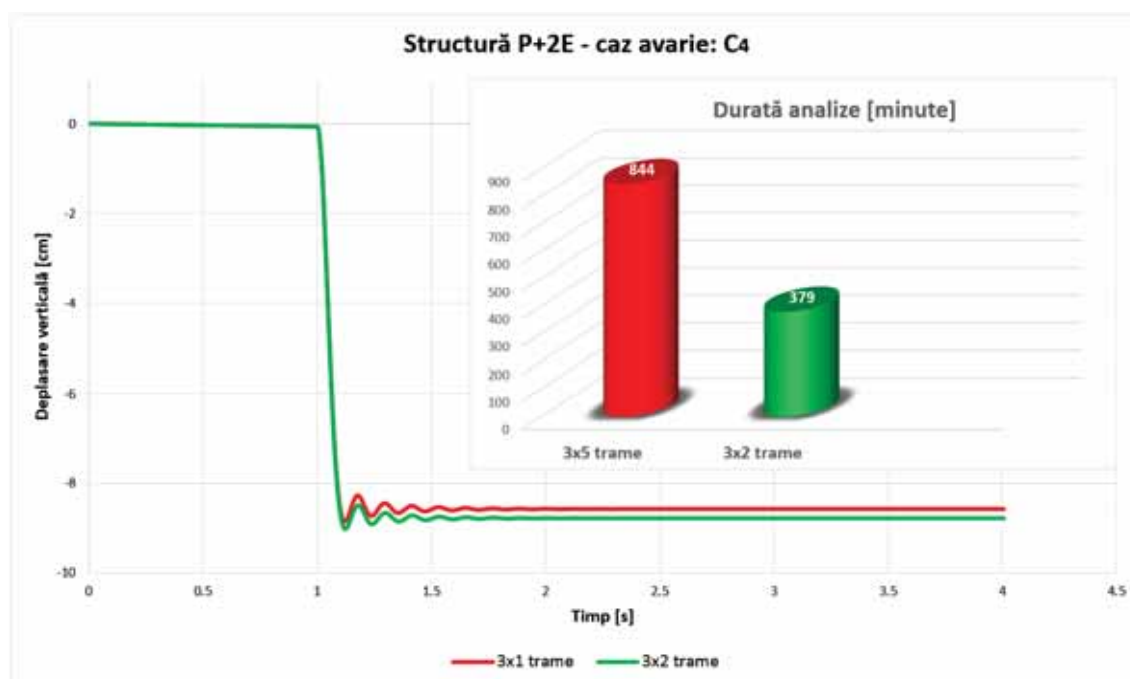


Fig. 5.9. Curbe timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C₄

Deși în acest caz, valoarea deplasării maxime verticale și implicit a rotirii totale este cea mai mare, prin comparație cu restul cazurilor de avarie analizate, nivelul maxim al deplasărilor înregistrate nu este capabil să inițieze cedarea progresivă a elementelor structurale, în consecință nici fenomenul de colaps progresiv.

5.1.2 Structură P+5E și P+8E

Rezultate similare celor prezentate anterior, sunt înregistrate și în cazul structurilor cu un regim mediu de înălțime, de șase (P+5E), respectiv nouă niveluri (P+8E).

Modalitatea de simplificare a modelelor structurale aferente acestora precum și răspunsul structural exprimat prin intermediul curbelor timp - deplasare verticală, aferent scenariului de avarie ce implică suprimarea unui element de rezistență exterior ce aparține laturii scurte a structurii (direcție transversală) sunt prezentate în cadrul acestei secțiuni.

Datele aferente celorlalte trei cazuri de avarie investigate C_2 , C_3 , respectiv C_4 (modalitate de simplificare, curbă timp - deplasare verticală) sunt prezentate în Anexa A.

5.1.2.1 Caz avarie: C_1

- Structură P+5E

Simplificarea modelului structural, în cazul aplicării scenariului de avarie ce implică suprimarea stâlpului exterior ce aparține laturii scurte a structurii - C_1 , amplasat la primul nivel al acesteia, poate fi realizată în două etape: de la 3x5 trame la 3x2 trame (fig. 5.10 - b), respectiv la 3x1 trame (fig. 5.10 - c).

Curba timp - deplasare verticală obținută odată cu investigarea modelului structural inițial (3x5 trame), relevă o valoare maximă a deplasării verticale de 4.93 cm (fig. 5.11). Corespunzătoare acesteia, valoarea rotirii totale este $\Theta=0.0090$ rad. Perioada de timp corespunzătoare aplicării sarcinilor verticale, respectiv suprimării stâlpului și evaluării răspunsului structural pentru o perioadă de trei secunde, este de 1336 minute.

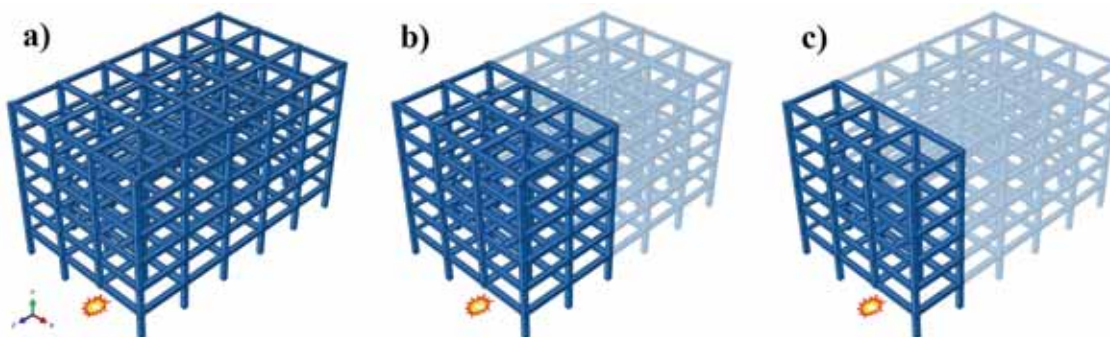


Fig. 5.10. Reducerea modelului structural: structură 6 niveluri (P+5E) - caz avarie C_1

Rezultatele analizei dinamice neliniare (NDA) efectuate asupra primului model structural simplificat (3x2 trame), indică o deplasare verticală maximă ce atinge valoarea de 4.89 cm (fig. 5.11), valoarea rotirii totale, determinate pe baza acesteia, fiind $\Theta=0.0089$ rad ($< \Theta_{adm}=0.063$ rad). Intervalul de timp necesar efectuării analizei corespunzător acestui caz este de 519 minute.

Faza secundă a simplificării modelului structural inițial (3x1 trame) evidențiază, odată cu efectuarea analizei neliniare într-un interval de timp de 307 minute, o valoare maximă a deplasării verticale de 4.91 cm (fig. 5.11), respectiv o valoare a rotirii totale $\Theta=0.0090$ rad.

Astfel, pentru cazul de avarie considerat, valoarea deplasării verticale maxime precum și cea a rotirii totale (Θ) variază cu 0.81% în cazul primei substructuri analizate (3x2 trame), respectiv cu 0.41% în cazul celei de-a doua substructuri. Totodată, intervalul de timp necesar efectuării analizei, scade cu 61.15% în cazul primului model simplificat și cu 77.02% în cazul celui de-al doilea model simplificat. Aceste diferențe procentuale, obținute atât în cazul deplasărilor verticale cât și în cazul perioadei de timp necesare pentru efectuarea analizei neliniare, sunt raportate la valorile corespunzătoare modelului structural inițial, nesimplificat.

Toate aceste valori, relevă capacitatea structurii de a rezista acțiunilor excepționale ce pot duce la eliminarea unui stâlp exterior, ce aparține laturii scurte a clădirii, în conformitate cu prevederile ghidului de proiectare DoD(2009) [15].

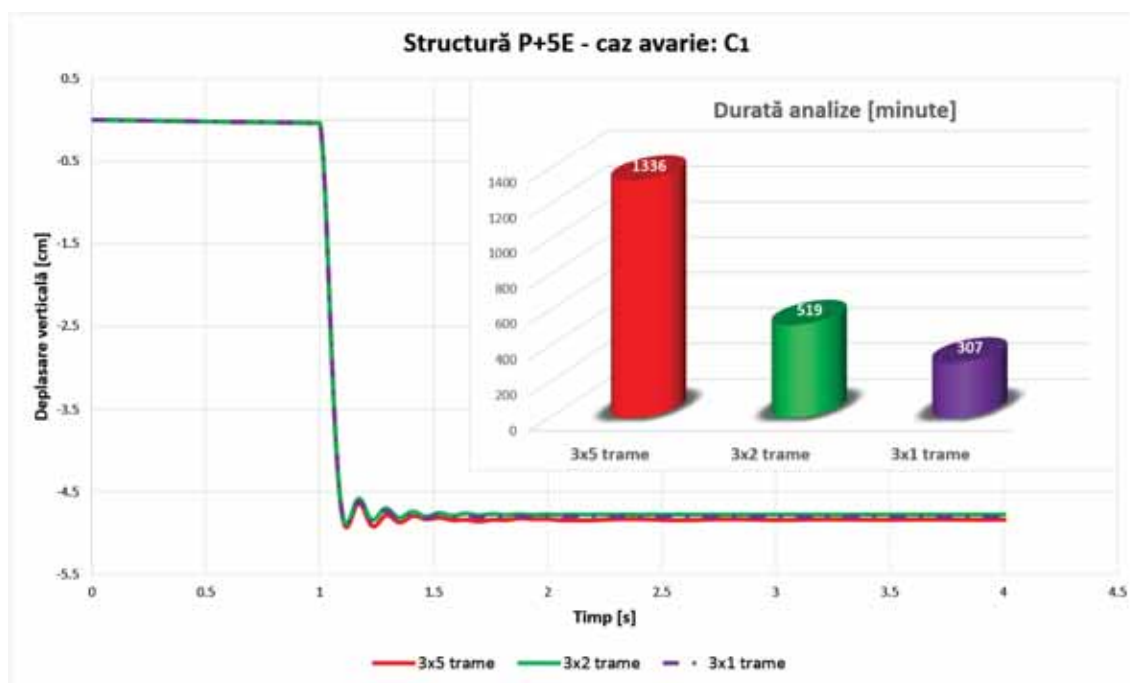


Fig. 5.11. Curbe timp-deplasare verticală, structură 6 niveluri - caz avarie C₁

- Structură P+8E

Simplificarea modelului structural în situația corespunzătoare primului caz de avarie considerat C₁, caz ce implică eliminarea unui stâlp exterior amplasat pe latura scurtă a clădirii, se poate efectua în două etape. Astfel, rezultă două sub-modele având 3x2 trame (fig. 5.12-b), respectiv 3x1 trame (fig. 5.12-c).

Curba timp - deplasare obținută în cazul modelului structural inițial, nesimplificat (fig. 5.13) relevă o valoare a deplasării verticale maxime de 3.397 cm și o rotire totală

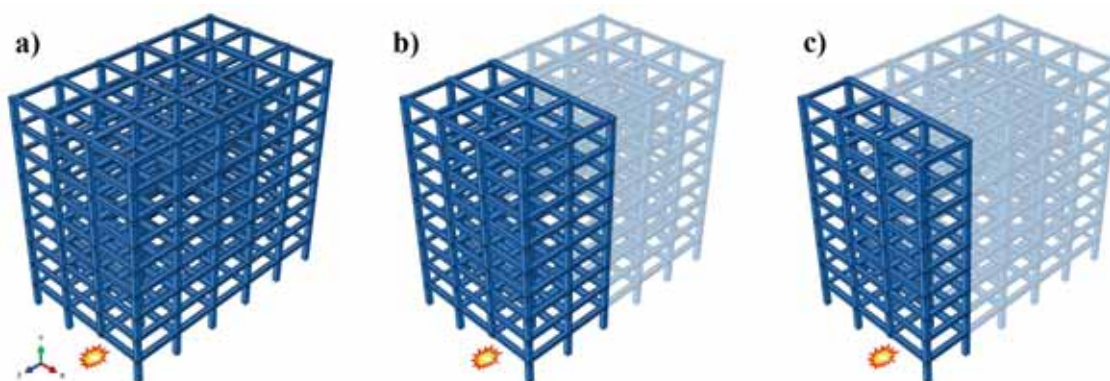


Fig. 5.12. Reducerea modelului structural: structură 9 niveluri (P+8E) - caz avarie C₁

corespunzătoare acesteia $\Theta=0.00634$ rad, inferioară celei admisibile $\Theta_{adm}=0.063$ rad. Intervalul de timp rezultat în acest caz pentru efectuarea analizei este de 4722 minute.

În cazul primului sub-model structural analizat (3x2 trame), valoarea maximă a deplasării verticale este 3.401 cm (fig. 5.13). Rotirea totală aferentă acestui nivel de deplasare este $\Theta=0.00636$ rad, iar durata de timp necesară efectuării analizei este de 824 minute.

Pentru cel de-al doilea sub-model structural studiat (3x1 trame), deplasarea verticală maximă înregistrează o valoare de 3.370 cm (fig. 5.13), rotirea totală corespunzătoare acesteia fiind $\Theta=0.00603$ rad. Intervalul de timp calculat ca fiind necesar efectuării analizei neliniare în acest caz este de 450 minute.

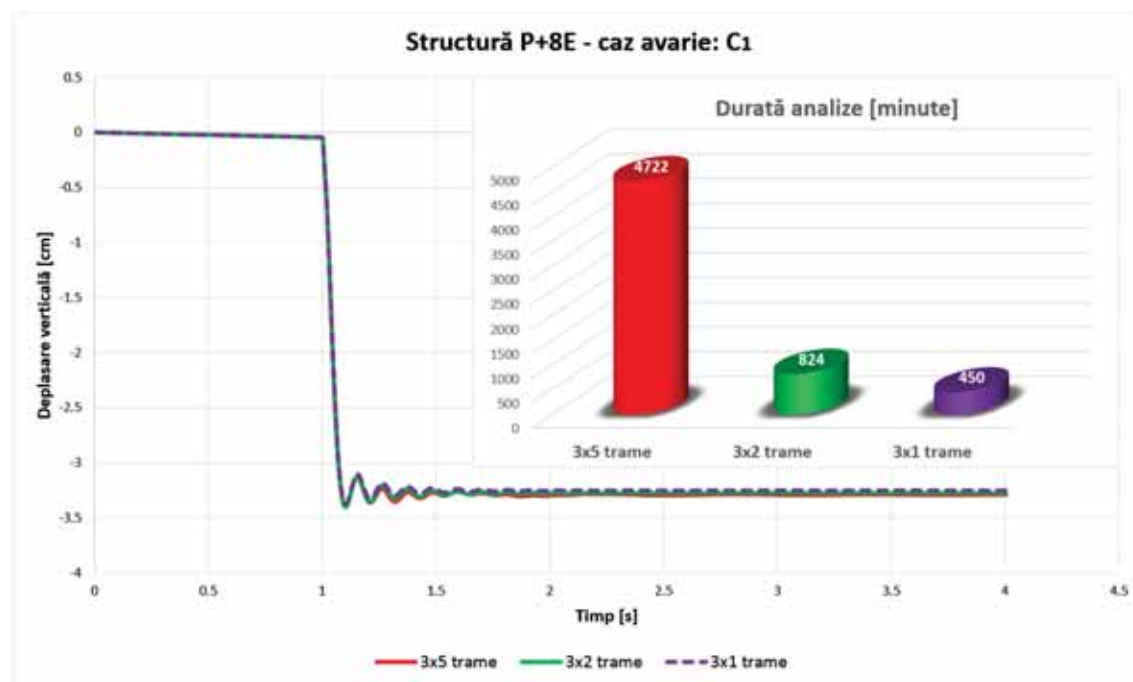


Fig. 5.13. Curbe timp-deplasare verticală: structură 9 niveluri - caz avarie C₁

Analizând datele numerice obținute, se constată că în cazul structurii cu nouă etaje, supusă avarierii unui element structural vertical exterior (cazul C₁), reducerea modelului structural ce trebuie analizat pentru stabilirea unui verdict privind riscul de colaps progresiv poate fi efectuată cu succes. Variația procentuală între valorile deplasării verticale maxime și implicit între cele ale rotirii totale, raportată la modelul inițial, este de 0.12% în cazul primului sub-model analizat (3x2 trame), respectiv de 0.80% în cazul celui de-al doilea sub-model (3x1 trame). Pe de altă parte, intervalul de timp necesar efectuării acestor analize se reduce, prin comparație cu durata de timp aferentă modelului inițial, cu 82.50% în cazul primului model simplificat (3x2 trame) și cu 90.47% în cazul celui de-al doilea model simplificat (3x1 trame).

Raportând valorile maxime ale rotirilor totale obținute pe baza celor trei analize la valoarea maximă admisibilă ($\Theta_{adm}=0.063$ rad) specificată de către ghidul de proiectare împotriva colapsului progresiv [15], se poate afirma că pentru acest caz de avarie structura considerată poate face față acțiunilor excepționale fără a se produce colapsul acesteia.

5.1.3 Sinteza rezultatelor. Concluzii

Stabilirea riscului de colaps progresiv al structurilor în cadre de beton armat, poate fi efectuată conform prevederilor actualelor ghiduri de proiectare [2, 15] prin intermediul analizelor liniare (LSA) sau neliniare (NSA, NDA), tridimensionale.

Numărul mare de elemente structurale (primare sau secundare) aferent structurilor multietajate, conduce de cele mai multe ori la generarea unor modele numerice complexe a căror rezolvare implică resurse considerabile din punctul de vedere al efortului computațional precum și al intervalului de timp necesar.

Scopul acestui obiectiv constă în stabilirea unui nivel limită de simplificare al modelului structural inițial, prin reducerea succesivă a numărului de trame, fără ca acuratețea rezultatelor obținute să fie influențată semnificativ.

Pentru a oferi un caracter de generalitate concluziilor obținute, sunt investigate patru cazuri distincte de avarie (C₁, C₂, C₃ și C₄) ale unui element primar vertical (stâlp), ce aparțin a trei structuri în cadre din beton armat, cu regimuri de înălțime diferite: P+2E, P+5E și P+8E.

Rezultatele obținute, prezentate la punctul 3.1, 3.2 și 3.3 al lucrării, relevă posibilitatea reducerii cu succes a modelului structural, prin eliminarea succesivă a numărului de trame aferent direcției longitudinale a structurii, pentru trei din cele patru cazuri de avarie considerate (tab. 5.1).

Tabel 5.1. Centralizator rezultate Obiectiv 1

Structură	Caz avarie	Deplasare verticală maximă [cm] / Diferență procentuală [%] * ¹			Durată timp analiză [min] / Diferență procentuală [%] * ²		
		3x5 trame	3x2 trame	3x1 trame	3x5 trame	3x2 trame	3x1 trame
P+2E	C ₁	7.65	7.53 / 1.56	7.84 / 4.12	712	276 / 61.2	203 / 71.5
	C ₂	7.14	5.13 / 28.0	---	643	311 / 51.6	---
	C ₃	7.43	7.34 / 1.21	7.67 / 3.23	521	261 / 49.9	153 / 70.6
	C ₄	8.85	9.02 / 1.90	---	844	379 / 55.1	---
P+5E	C ₁	4.93	4.89 / 0.81	4.91 / 0.41	1336	519 / 61.2	307 / 77.0
	C ₂	4.74	3.40 / 28.3	---	1328	536 / 59.6	---
	C ₃	4.99	4.96 / 0.60	5.06 / 1.40	1203	434 / 63.9	267 / 77.8
	C ₄	5.16	5.13 / 0.58	---	1650	583 / 64.7	---
P+8E	C ₁	3.397	3.401 / 0.1	3.370 / 0.8	4722	824 / 82.5	450 / 90.5
	C ₂	3.311	2.492 / 24	---	4409	837 / 81.0	---
	C ₃	3.423	3.383 / 1.2	3.393 / 0.9	4663	762 / 83.7	414 / 91.1
	C ₄	3.828	3.797 / 0.8	---	4724	792 / 83.2	---

*¹ – exprimă diferența procentuală între valorile deplasărilor verticale, obținută prin raportarea valorii curente la valoarea aferentă modelului structural inițial (3x5 trame);

*² – exprimă reducerea intervalului de timp, aferent analizei efectuate, raportată la durata de timp corespunzătoare modelului structural inițial (3x5 trame).

Diferențele procentuale, obținute prin raportarea valorii deplasării verticale maxime aferente modelului simplificat (3x2 trame sau 3x1 trame) la valoarea corespunzătoare modelului inițial (3x5 trame), variază în funcție de cazul de avarie considerat. Astfel, pentru cazul de avarie al stâlpului ce aparține laturii scurte a structurii - C₁, valorile extreme ale acestora sunt cuprinse între 4.12% pentru structura cu trei niveluri și 0.80% pentru cea cu nouă niveluri. Rapoarte relativ similare, sunt observate și pentru cazul de avarie al stâlpului de colț - C₃ (3.23% pentru structura cu trei etaje și 1.20% pentru cea de nouă etaje), precum și pentru cazul de avarie al stâlpului amplasat în interiorul structurii - C₄ (1.90% în cazul structurii cu trei niveluri, respectiv 0.80% în cazul celei cu nouă niveluri).

O situație particulară, din prisma rezultatelor obținute, este cel al stâlpului exterior dispus pe latura lungă a structurii - C₂. În acest caz, diferențele procentuale obținute sunt semnificative și variază de la 28.0%, în cazul structurii cu regim de înălțime P+2E, până la 24.0%, în cazul celei cu regim de înălțime P+8E. Această situație poate fi motivată prin influența majoră pe care condițiile de capăt impuse pe direcția tramelor eliminate (translații egale cu zero) o au asupra rigidității orizontale a structurii. Analiza unei variante ușor derivată a modelelor numerice, obținute prin suprimarea condițiilor de capăt impuse anterior, a evidențiat de asemenea incapacitatea metodei de simplificare propuse de a oferi rezultate cu o acuratețe acceptabilă în cazul structurilor cu trei și șase niveluri. Deși în cazul structurii cu nouă niveluri diferențele procentuale sunt de 3.32%, acest rezultat nu prezintă un caracter de generalitate fiind puternic influențat de suplimentarea numărului de niveluri.

Reducerea intervalului de timp necesar desfășurării analizelor dinamice neliniare (NDA) este semnificativă, variind în funcție de numărul de niveluri ale structurii considerate. În cazul structurii cu trei niveluri, diferența maximă se situează în jurul valorii de 71%, în timp ce pentru structurile cu șase și nouă niveluri aceasta se majorează la aproximativ 77%, respectiv aproximativ 91%.

În concluzie, metoda de simplificare a modelului structural propusă este capabilă să ofere rezultate cu un nivel de acuratețe acceptabil în trei (C₁, C₃ și C₄) din cele patru cazuri de avarie prevăzute în principalele ghiduri de proiectare [2, 15]. Aplicabilitatea acestei metode, se dovedește a fi cu atât mai avantajoasă cu cât numărul de trame sau numărul de niveluri ale unei structuri este mai mare.

Astfel, verdictul privind riscul de colaps progresiv al unei structuri în cadre de beton armat poate fi stabilit într-un interval de timp redus cu până la aproximativ 90% (de la aproximativ 80 de ore la aproximativ 8 ore), fapt ce conferă inginerilor proiectanți un avantaj semnificativ privind productivitatea.

De menționat este faptul că, pentru nivelul considerat al sarcinilor gravitaționale (încercarea standard recomandată de DoD(2009) - 1.2D + 0.5L), structura a activat numai mecanismul de rezistență la încovoiere (FA), respectiv mecanismul de rezistență ce mizează pe dezvoltarea efectului de arc comprimat (CAA). Studiile în curs de desfășurare efectuate în cadrul colectivului condus de către Prof. Adrian M. Ioani, au arătat că atunci când se activează și mecanismele de rezistență de tip catenar (pentru deplasări mai mari sau egale $0.7 \div 1$ din înălțimea secțiunii transversale a grinzii), respectiv membrană întinsă, simplificarea modelului structural influențează semnificativ acuratețea rezultatelor obținute.

5.2. Plastificare concentrată vs. plastificare distribuită în analiza la colaps progresiv a structurilor din beton armat - Obiectiv 2

Modalitatea de considerare a plastificării elementelor solicitate dincolo de limita domeniului elastic, ce poate fi aplicată atât în cazul analizelor statice (NSA) cât și în cazul celor dinamice neliniare (NDA) pentru stabilirea riscului de colaps progresiv al structurilor în cadre din beton armat, se află în legătură directă cu tipul elementelor finite utilizate pentru modelarea structurii (ex.: liniare, volumice).

Abordarea cea mai simplă, aplicată în cazul de față în condițiile folosirii elementelor finite de tip bară (frame), o reprezintă utilizarea modelului articulațiilor plastice (A.P.) sau al plastificării concentrate [145].

Pe de altă parte, o modalitate superioară celei menționate anterior, din punctul de vedere al acurateței analizei, o reprezintă utilizarea modelului zonelor plastice (Z.P.) sau al plastificării distribuite [145].

Drept urmare, obiectivul curent al tezei își propune să sublinieze influența diferitelor modele de considerare a plastificării elementelor asupra verdictului de colaps progresiv al structurilor în cadre de beton armat. În acest scop, potențialul de colaps progresiv este stabilit în conformitate cu prevederile DoD(2009) [15] prin efectuarea analizelor dinamice neliniare (NDA) asupra a trei modele structurale corespunzătoare a trei clădiri cu regimuri diferite de înălțime: P+2E, P+5E și P+8E. Cazul de avarie considerat în acest subcapitol, implică suprimarea stâlpului exterior de la parterul structurii, stâlp ce aparține laturii scurte a acesteia (caz C₁), sarcinile considerate fiind cele standard specificate de DoD(2009) - 1.2D + 0.5L.

Similar obiectivului anterior, influența plăcii (element structural secundar) este inclusă într-o manieră simplificată prin intermediul lățimii active de placă (fig. 5.1).

5.2.1 Plastificare concentrată

Comportamentul neliniar aferent stadiului de curgere precum și celor post-curgere al elementelor de tip bară (frame), utilizate în cazul modelării structurilor analizate cu ajutorul programul de calcul SAP2000 [75], poate fi surprins în cazul analizelor statice sau dinamice neliniare (NSA/NDA) odată cu utilizarea articulațiilor plastice (A.P.) [125].

O astfel de articulație, reprezintă un set de proprietăți rigid-plastice ce-i pot fi atribuite unuia sau mai multor elemente de tip bară (frame) și este definită de utilizator punctual. În consecință, deformațiile plastice se produc în secțiunea considerată, determinarea acestora implicând stabilirea unei lungimi a articulației, pe care fie deformația plastică, fie curbura plastică este integrată [125]. Stabilirea lungimii articulației plastice, reprezintă un punct de interes în literatura de specialitate [78 - 81], valoarea acesteia raportându-se în majoritatea cazurilor la înălțimea secțiunii transversale a elementului considerat (ex.: $0.5h_{gr}$, $1h_{gr}$, etc.). În cazul studiilor efectuate în cadrul acestei lucrări, lungimea articulației plastice (A.P.) este considerată ca fiind jumătate din înălțimea secțiunii transversale a grinzii ($0.5h_{gr}$) [78].

Cea dintâi opțiune privind considerarea articulațiilor plastice (A.P.) în cadrul analizelor la colaps progresiv desfășurate în cadrul acestui obiectiv, folosită de asemenea într-o bună parte a studiilor disponibile în literatura de specialitate [37, 39, 73], o reprezintă

articulația plastică (A.P.) de tip M_3 (MPH - moment plastic hinge).

Suplimentar acesteia, cea de-a doua modalitate de considerare a articulațiilor plastice (A.P.) aferente elementelor de tip bară, utilizate în cadrul programului de calcul structural SAP2000 [75] o constituie utilizarea A.P. de tip fibră P- M_2 - M_3 (FPH - fiber plastic hinge), articulații capabile să surprindă dezvoltarea forțelor axiale de compresiune în grinzi ca urmare a eliminării instantanee a elementelor structurale verticale (stâlp). Odată cu fisurarea grinzilor din beton armat, tendința acestora de a se alungi (beam growth) este împiedicată datorită restricțiilor impuse la capete (stâlpi, grinzi, plăci), în acest mod rezultând în grinzi forțe axiale de compresiune. Efectul benefic al acestor forțe se materializează prin creșterea capacității de rezistență (creșterea momentului limită, transmiterea încărcărilor prin diagonalele comprimate din beton) și reducerea deplasărilor experimentate de structură.

5.2.1.1 Articulație plastică (A.P.) de tip M_3

Comportarea articulațiilor plastice de tip M_3 , considerate în cazul primului set de analize efectuate în cadrul acestui obiectiv, este definită conform normativului ASCE41 [122] și modificată potrivit prevederilor din DoD(2009) [15] pentru a se ține cont de particularitățile specifice asociate fenomenului de colaps progresiv (fig. 5.14).

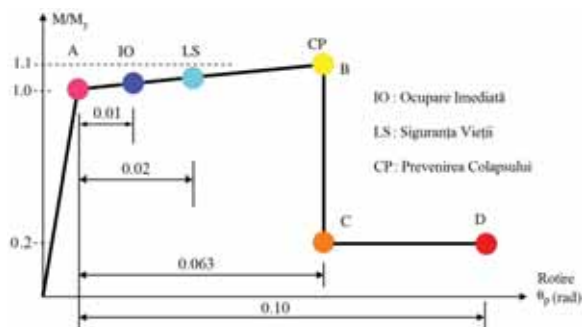


Fig. 5.14. Comportare A.P. de tip M_3 conform DoD(2009) [15]

Efectul considerării articulațiilor plastice (A.P.) asupra comportării elementului apare odată cu atingerea punctului aferent inițierii fenomenului de curgere (punctul A). Anterior acestui moment, comportarea elementelor este liniar elastică. Odată cu atingerea acestui punct însă, deformațiile plastice încep să-și facă simțită prezența în secțiune considerată, porțiunea dintre două astfel de secțiuni având în continuare un comportament rigid (elastic).

Poziția articulațiilor plastice este stabilită de utilizator în cazul fiecărui model structural în funcție de înălțimea secțiunii transversale a grinzilor ce aparțin tramei adiacente elementului eliminat; în cazul acestui studiu A.P. se plasează la jumătate din înălțimea grinzii, distanța fiind măsurată de la fața exterioară a stâlpului.

5.2.1.1.1 Structură P+2E

Analiza dinamică neliniară (NDA), efectuată în cazul modelului structural aferent clădirii cu un regim de înălțime P+2E sub încărcarea standard specificată de DoD(2009) [15] - $1.2D + 0.5L$, indică formarea articulațiilor plastice (A.P.) în toate secțiunile caracteristice

unde dezvoltarea deformațiilor plastice este considerată posibilă (18 secțiuni - fig. 5.15).

Valoarea maximă a deplasării verticale înregistrată într-un interval de trei secunde, măsurat din momentul eliminării stâlpului, este de 23.42 cm (fig. 5.16).

Deși valoarea rotirii totale (Θ) determinată pe baza acesteia se situează sub limita acceptată de ghidul de proiectare DoD(2009) [15], $\Theta = 0.042 < 0.063$ rad, structura nu este capabilă să atingă o stare de echilibru, tendința de creștere a deplasării verticale fiind păstrată.

Astfel, dacă intervalul de trei secunde considerat inițial ca fiind suficient pentru atingerea unei stări de echilibru ar fi majorat, valoarea rotirii maxime, Θ , ar atinge și chiar ar depăși valoarea limită specificată anterior (fig. 5.16).

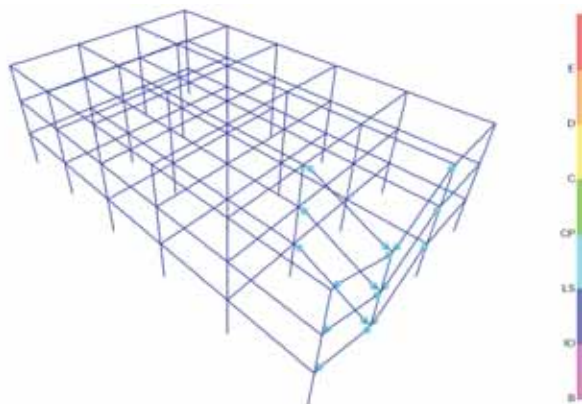


Fig. 5.15. Distribuția articulațiilor plastice - caz avarie C_1 ($t = 3$ secunde)

În consecință, rezultatele obținute în acest caz evidențiază incapacitatea structurii de a rezista avarierii unui element structural vertical, ca urmare a acțiunilor accidentale.

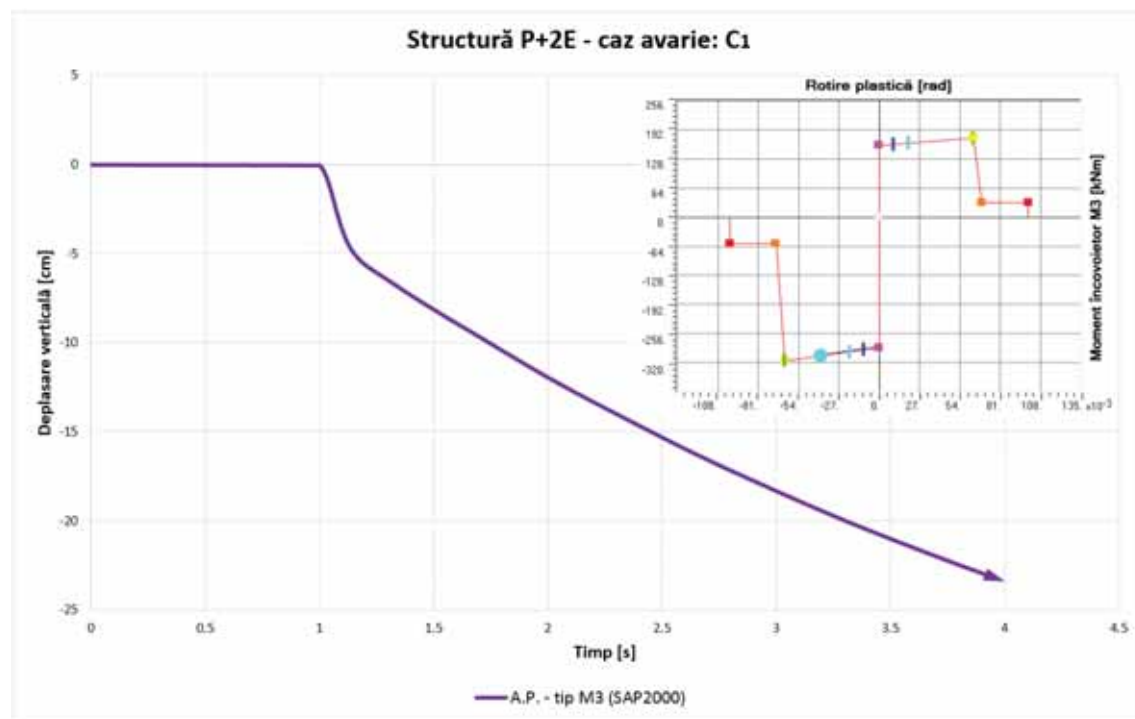


Fig. 5.16. Curbă timp-deplasare: structură 3 niveluri - A.P. de tip M_3

5.2.1.1.2 Structură P+5E

Similar situației anterior prezentate, în cazul modelului structural corespunzător clădirii cu șase niveluri (P+5E), depășirea limitei de curgere are loc în toate secțiunile caracteristice considerate, valoarea deplasării verticale maxime, înregistrată în acest caz la trei secunde după cedarea stâlpului fiind de 10.08 cm (fig. 5.17).

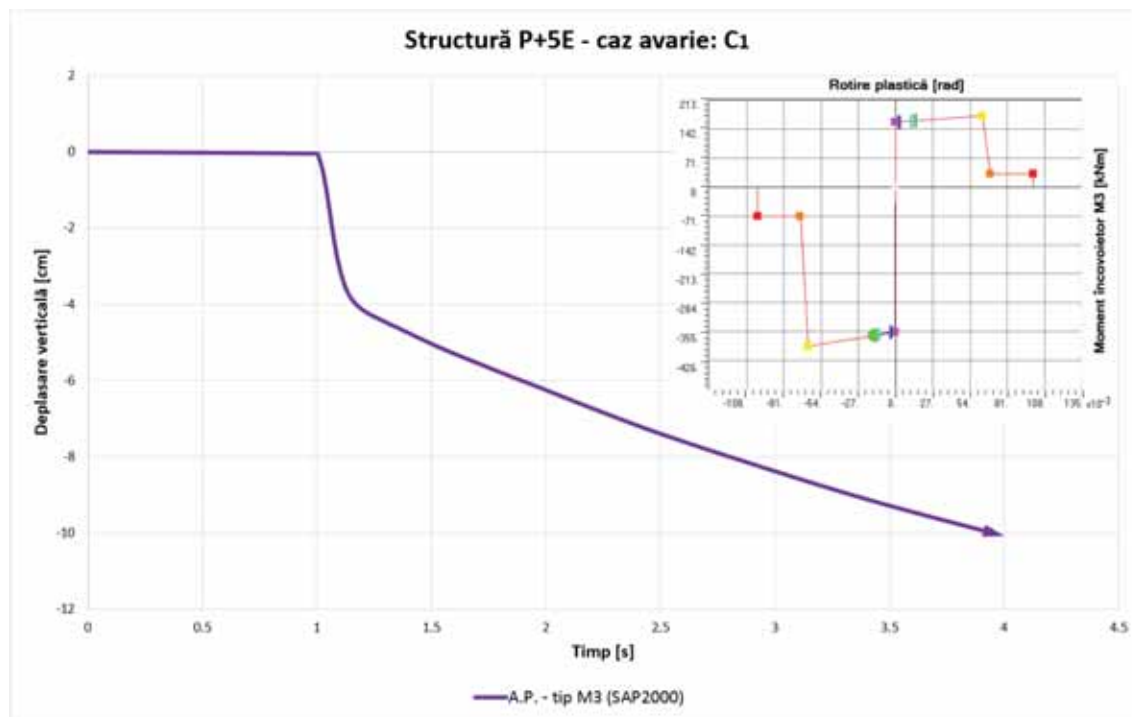


Fig. 5.17. Curbă timp-deplasare: structură 6 niveluri - A.P. de tip M_3

Incapacitatea clădirii de a face față acțiunilor accidentale care pot duce la suprimarea stâlpului exterior ce aparține laturii scurte a structurii este evidențiată și de această dată de incapacitatea acesteia de a atinge starea de echilibru. Tendința de creștere a deplasării verticale este păstrată și în acest caz, verdictul fiind de colaps progresiv.

5.2.1.1.3 Structură P+8E

Analiza efectuată asupra structurii cu nouă niveluri (P+8E), relevă un răspuns structural diferit de cele precedente, valoarea maximă a deplasării verticale înregistrată în acest caz fiind de numai 2.63 cm (fig. 5.18).

Corespunzătoare acesteia, valoarea rotirii totale $\Theta = 0.0049$ rad ($< \Theta_{adm} = 0.063$ rad) respectă prevederile ghidului de proiectare DoD(2009), iar analiza dinamică neliniară (NDA) arată că structura este capabilă să atingă o stare de echilibru în intervalul de timp de trei secunde (fig. 5.18).

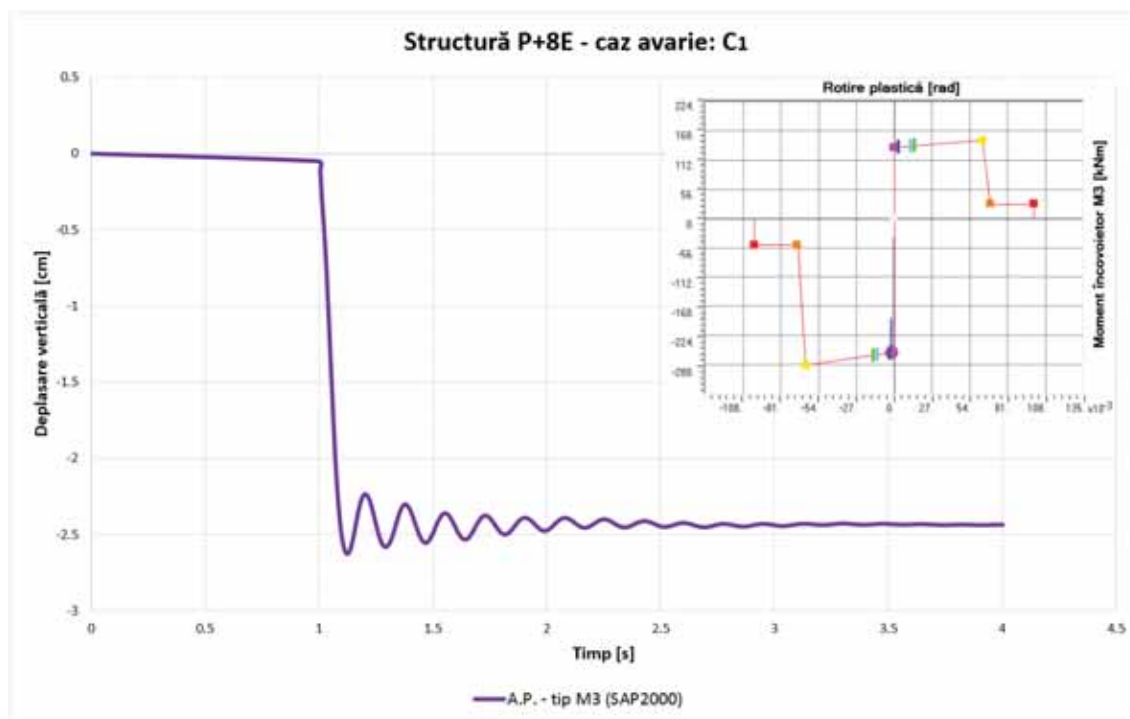


Fig. 5.18. Curbă timp-deplasare: structură 9 niveluri - A.P. de tip M_3

Conform celor de mai sus, structura analizată este capabilă să susțină acțiunile accidentale generate de cedarea instantanee a elementului vertical exterior ce aparține laturii scurte a clădirii (caz C_1).

5.2.1.2 Articulație plastică (A.P.) de tip fibră $P-M_2-M_3$

Cea de-a doua modalitate utilizată în cadrul acestui obiectiv, pentru a surprinde deformațiile plastice ale elementelor de tip bară (frame), o reprezintă articulația plastică (A.P.) de tip fibră $P-M_2-M_3$. O recomandare privind utilizarea unei astfel de articulații plastice, este evidențiată și în studiile de colaps progresiv efectuate de către Sasani & Kazemi [76, 77] sau Sagioglu [48] ca urmare a capacității acestui tip de articulație plastică (A.P.) de a considera și efectul benefic al forțelor axiale de compresiune în grinzii.

Întrebuițarea acesteia, implică divizarea secțiunii transversale a elementului considerat într-un număr finit de fibre longitudinale (fig. 5.19), fiecărei astfel de fibre fiindu-i atribuită o poziție, o arie, respectiv o curbă tensiune - deformație specifică (σ - ϵ) corespunzătoare materialului (beton sau oțel) din care aceasta este constituită. Relațiile forță-deformație corespunzătoare efortului axial (P) precum și cele moment-rotire aferente momentelor exprimate în raport cu cele două axe (M_2 și M_3), la nivel de secțiune, sunt obținute prin însumarea comportamentului corespunzător fiecărei fibre și multiplicarea acestuia cu lungimea articulației plastice [125].

Similar cazului anterior, secțiunile caracteristice ale grinzilor unde sunt modelate articulațiile plastice (A.P.) de tip fibră $P-M_2-M_3$, sunt amplasate la jumătate din înălțimea acesteia, distanța fiind măsurată de la fața exterioară a stâlpului.

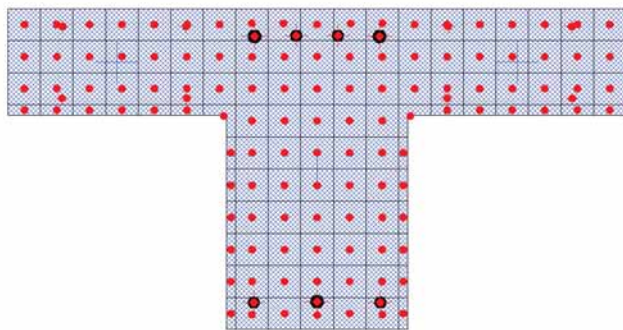


Fig. 5.19. Divizare secțiune transversală în fibre longitudinale, modele structurale SAP2000 [75]

5.2.1.2.1 Structură P+2E

Răspunsul structurii indicat prin intermediul curbei timp - deplasare, obținut în cazul structurii cu trei niveluri (P+2E) odată cu utilizarea articulațiilor plastice de tip fibră P-M₂-M₃ poate fi observat în figura 5.20. Valoarea rotirii totale $\Theta = 0.0085$ rad, corespunde unei deplasări verticale maxime de 4.78 cm și este inferioară criteriului de acceptare ($\Theta_{adm} = 0.063$ rad) specificat de ghidul de proiectare DoD(2009) [15].

De asemenea, intervalul de timp considerat ulterior suprimării elementului vertical considerat cedat se dovedește a fi suficient pentru ca structura să poată atinge starea de echilibru.

În concluzie, odată cu utilizarea articulațiilor plastice de tip fibră P-M₂-M₃ în cazul acestei structuri, verdictul privind riscul de colaps progresiv se schimbă, clădirea fiind capabilă să evite producerea unui asemenea fenomen. Motivul principal care duce la schimbarea verdictului îl reprezintă capacitatea acestui tip de A.P. de a considera efectul favorabil al forțelor axiale de compresiune ce se dezvoltă la structurile din beton armat datorită fenomenului de “alungire a grinzii” (beam growth).

5.2.1.2.2 Structură P+5E

Odată cu creșterea regimului de înălțime al structurii analizate, deplasarea verticală maximă înregistrată scade la valoarea de 3.78 cm (fig. 5.21). Valoarea rotirii totale aferente acesteia $\Theta = 0.0069$ rad, este și în acest caz inferioară limitei de cedare specificată de ghidul de proiectare [15] și după cum se poate observa, intervalul de trei secunde este suficient pentru atingerea stării de echilibru structural.

În consecință, structura este capabilă reziste efectelor nefavorabile cauzate de eventualele acțiuni accidentale care pot duce la cedarea stâlpului exterior ce aparține laturii scurte a acesteia, fără a experimenta fenomenul de colaps progresiv. Similar cazului anterior, adoptarea unui mod diferit de a considera articulația plastică (A.P.) în cazul elementelor finite de tip bară (frame), utilizate pentru modelarea structurilor în programul de calcul SAP2000 [75], evidențiază o concluzie radical schimbată față de cea dintâi abordare privind modelarea articulațiilor.

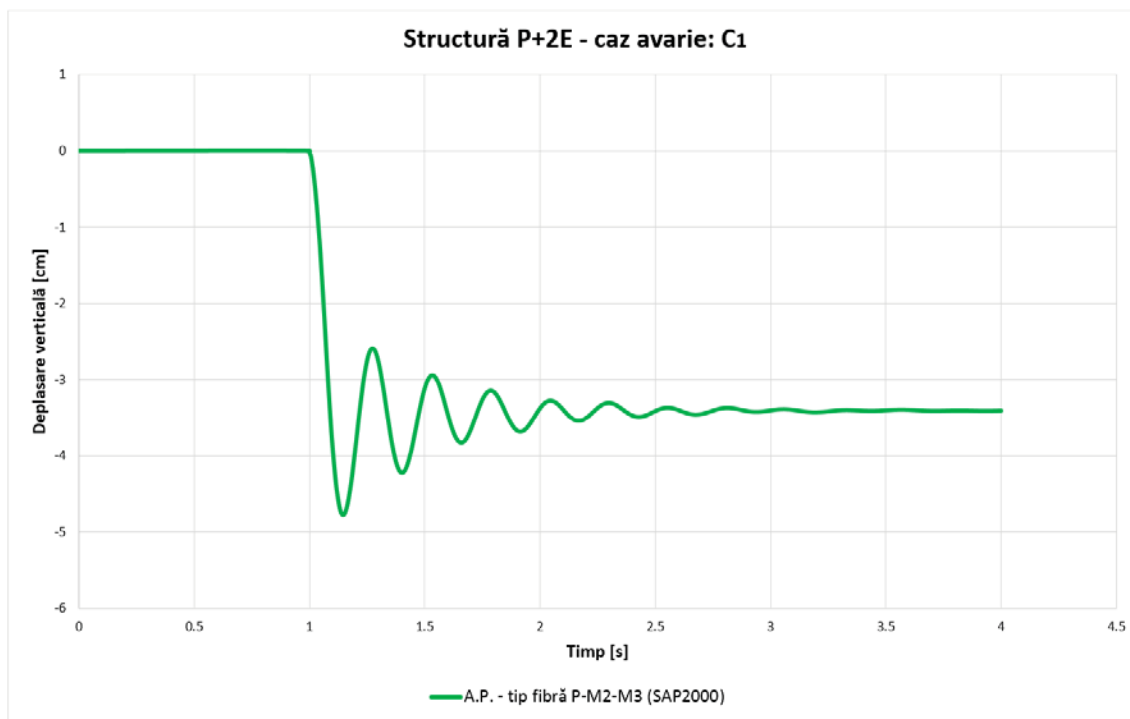


Fig. 5.20. Curbă timp-deplasare: structură 3 niveluri - A.P. de tip P-M₂-M₃

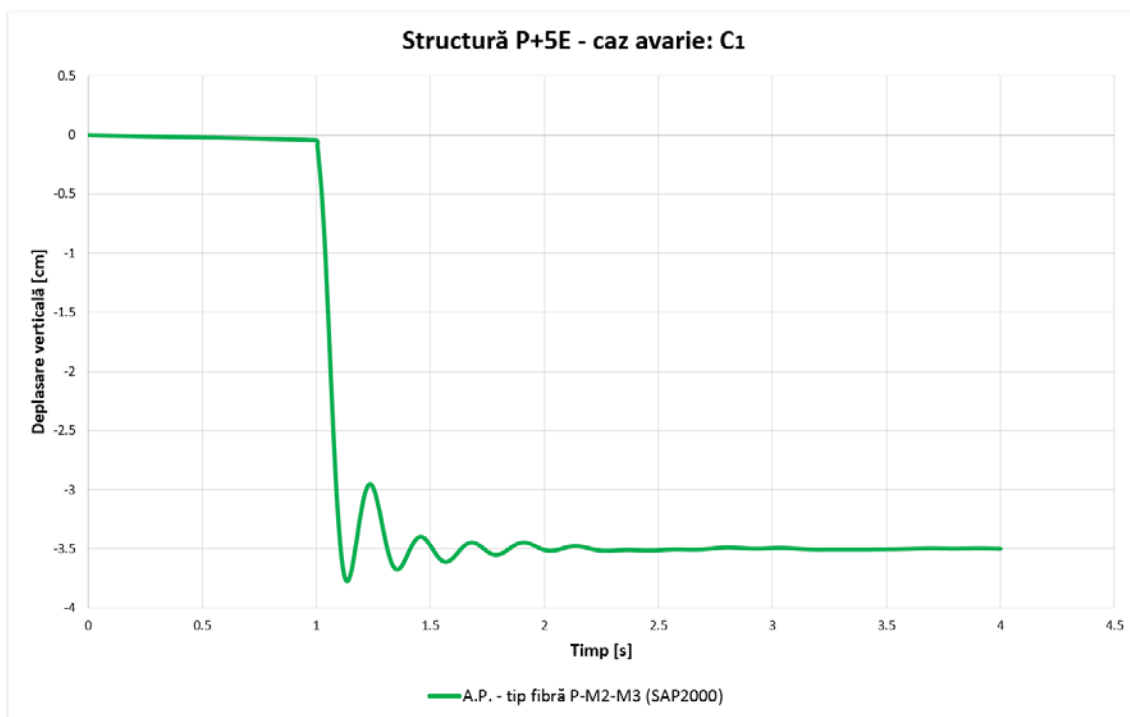


Fig. 5.21. Curbă timp-deplasare: structură 6 niveluri - A.P. de tip P-M₂-M₃

5.2.1.2.3 Structură P+8E

Un răspuns structural similar celor două prezentate anterior, este obținut și în cazul structurii cu nouă niveluri (P+8E). Deplasarea maximă obținută în urma efectuării analizei dinamice neliniare (NDA) ajunge la valoarea de 2.96 cm (fig. 5.22), valoare ce corespunde unei rotiri totale $\Theta = 0.0055$ rad, situată mult sub limita acceptată ($\Theta_{adm} = 0.063$ rad) de DoD(2009) [15]. Starea de echilibru a structurii este de asemenea atinsă și de această dată.

În consecință, structura poate susține nivelul maxim al deplasărilor verticale înregistrat odată cu cedarea unui element de rezistență vertical ce aparține laturii scurte exterioare a acesteia (caz C₁), fără a experimenta fenomenul de colaps progresiv.

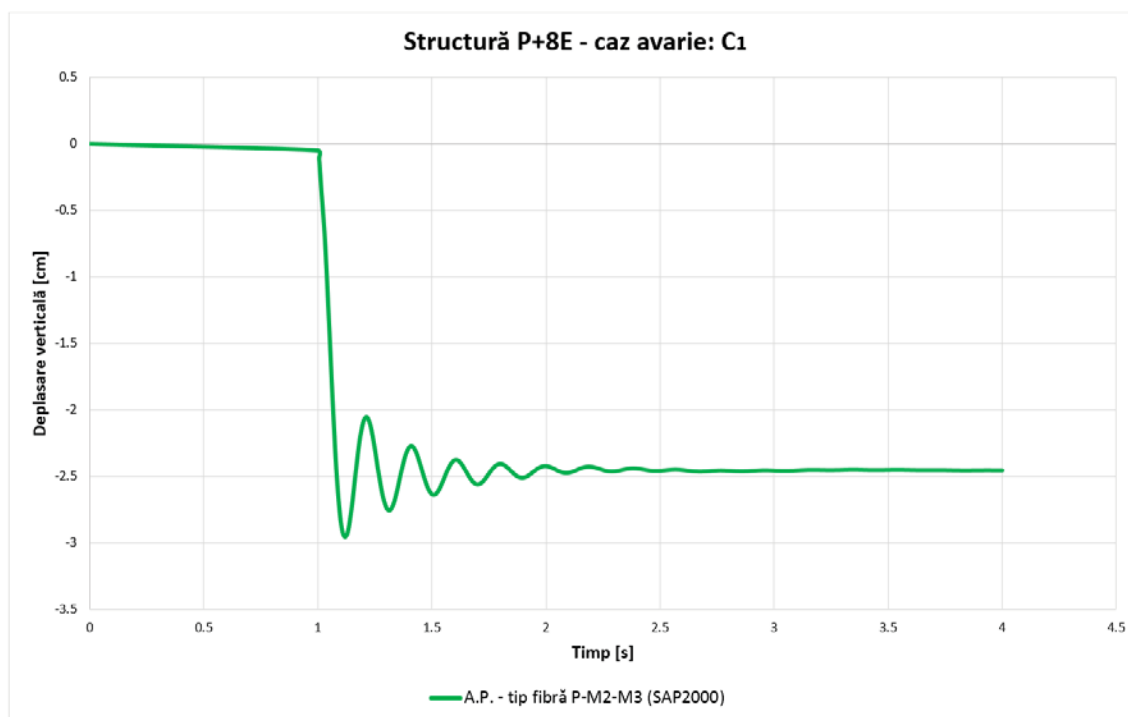


Fig. 5.22. Curbă timp-deplasare: structură 9 niveluri - A.P. de tip P-M₂-M₃

5.2.2 Plastificare distribuită

O abordare diferită privind comportamentul neliniar al structurilor în cadre din beton armat o reprezintă utilizarea modelului de plastificare distribuită (zone plastice). Utilizat atât în cazul evaluării răspunsului structural datorat acțiunilor seismice cât și în cazul analizelor la colaps progresiv [65, 67, 82], conceptul este aplicat în cadrul acestui obiectiv coroborat cu utilizarea elementelor finite de tip solid (tridimensionale) ce sunt utilizate pentru alcătuirea modelelor structurale în cadrul programului de analiză Abaqus [96].

Reprezentând cea mai complexă categorie de elemente finite, utilizarea lor implică evaluarea deformațiilor plastice corespunzătoare fiecărui nod de integrare ce aparține elementului. Spre deosebire de cazul anterior, unde secțiunile dispuse spre a înregistra

deformații plastice trebuie indicate de către utilizator, în cazul acestei abordări investigarea apariției acestora (deformațiilor plastice) are loc pentru toate elementele finite ce alcătuiesc modelul structural.

Elementele finite utilizate pentru modelarea componentelor structurale din beton (stâlp, grindă) sunt de tip C3D20R, având 20 de noduri de integrare, în timp ce elementele finite utilizate în cazul armăturilor sunt de tip T3D2 și au două noduri de integrare.

Modelul de plastificare utilizat în cazul surprinderii comportamentului nelinier al betonului, odată cu atingerea stadiului de curgere este “CDP - Concrete Damage Plasticity” (Degradarea betonului în domeniul plastic), în timp ce pentru oțel este utilizat modelul de plastificare “Plastic”.

Informații suplimentare despre aceste modele de plastificare precum și despre elementele finite utilizate, sunt oferite în Capitolul 2 al lucrării, în cadrul subpunctului ce prezintă succint modalitatea de definire a materialelor, corespunzătoare programului Abaqus.

5.2.2.1 Structură P+2E

Deplasarea verticală maximă obținută odată cu utilizarea conceptului de plasticitate distribuită, în cazul structurii cu trei niveluri (P+2E) supusă avarierii elementului vertical exterior ce aparține laturii scurte a acesteia, atinge valoarea de 7.65 cm (fig. 5.23).

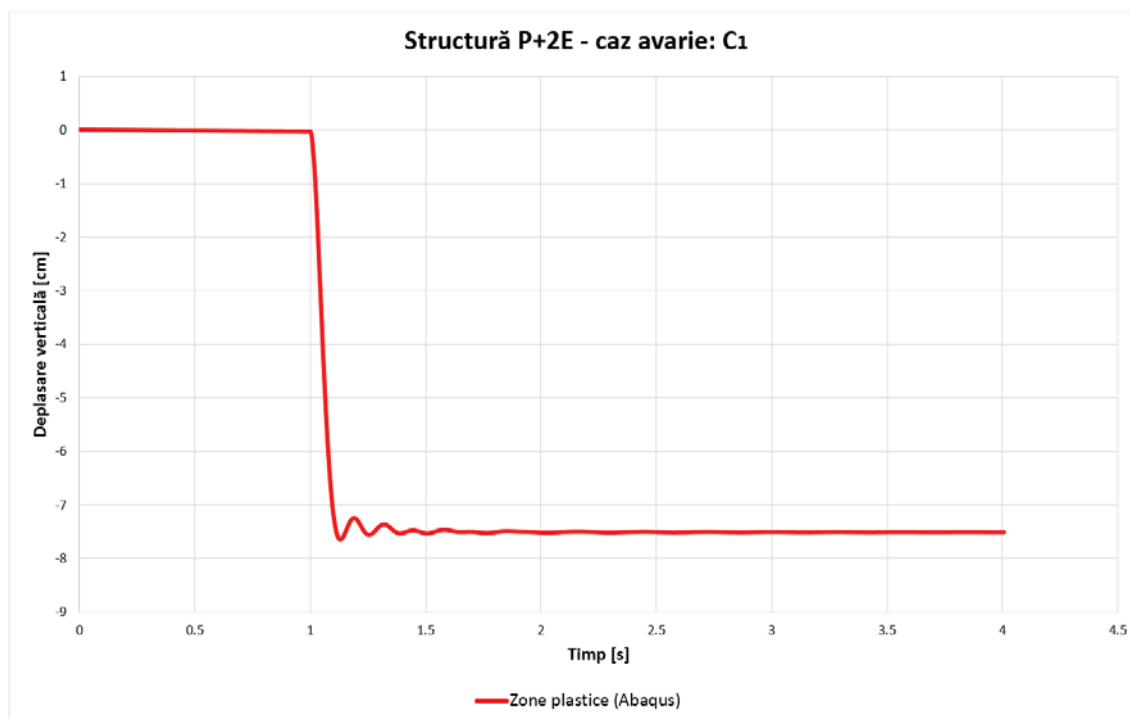


Fig. 5.23. Curbă timp-deplasare: structură 3 niveluri - zone plastice

Corespunzătoare acesteia, rotirea totală înregistrată $\Theta = 0.0136$ rad, respectă criteriile de cedare ($\Theta_{adm} = 0.063$ rad) impuse de ghidul de proiectare DoD(2009) [15], structura fiind

capabilă de asemenea ca într-un interval de trei secunde, cuantificat din momentul suprimării stâlpului considerat avariat, să atingă starea de echilibru.

Distribuția deformațiilor specifice plastice la întindere, obținută în urma efectuării analizei dinamice neliniare (NDA), este prezentată în figura 5.24. Valori extreme ale acestora sunt înregistrate în vecinătatea secțiunii unde în cazul abordărilor anterioare au fost modelate articulațiile plastice (A.P.), diminuarea lor producându-se treptat pe o bună parte din lungimea grinzii (aproximativ 3.5 - 4.0 h_{gr}).

În consecință, deși valoarea rotirii totale (Θ) crește semnificativ în cazul utilizării modelului de plastificare distribuită, structura este capabilă să reziste efectelor cauzate de acțiunile accidentale ce pot duce la avarierea unui element structural vertical, fără a experimenta fenomenul de colaps progresiv.

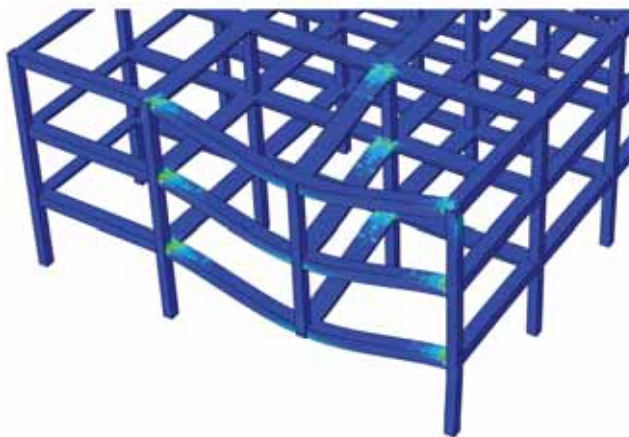


Fig. 5.24. Distribuția deformațiilor specifice plastice echivalente la întindere, structură 3 niveluri

5.2.2.2 Structură P+5E

Analiza dinamică neliniară efectuată în acest caz relevă o valoare maximă a deplasării verticale redusă la 4.93 cm (fig. 5.25), față de valoarea de 7.65 cm înregistrată de modelul structural cu trei niveluri (P+2E).

De asemenea, zonele plastice aferente acestui model structural sunt mai puțin extinse decât zonele plastice relevate odată cu analiza modelului cu trei niveluri (P+2E), deformațiile specifice putând fi observate pe o porțiune de grindă de aproximativ 2.75 - 3.0 h_{gr} de la fața exterioară a stâlpului (fig. B.3, B.4 - Anexa B).

Întrucât rotirea totală determinată pe baza acesteia, $\Theta = 0.0090$ rad, are o valoare inferioară limitei acceptate ($\Theta_{adm} = 0.063$ rad) de ghidul de proiectare [15], structura este capabilă să susțină efectele generate de înlăturarea instantanee a stâlpului de colț.

5.2.2.3 Structură P+8E

Un verdict similar privind riscul de colaps progresiv este obținut și în cazul structurii cu nouă niveluri (P+8E). Deplasarea maximă verticală rezultată în acest caz atinge valoarea de 3.40 cm (fig. 5.26), valoare ce corespunde unei rotiri totale $\Theta = 0.0064$ rad, inferioară limitei admisibile ($\Theta_{adm} = 0.063$ rad); și în acest caz, structura este capabilă să atingă o stare

de echilibru în intervalul de timp considerat (trei secunde). Distribuția deformațiilor specifice plastice este mai puțin extinsă, în raport cu modelele anterior analizate, ajungând la o distanță de aproximativ 2.0 - 2.5 h_{gr} de la fața exterioară a stâlpului (fig. B.5, B.6 - Anexa B).

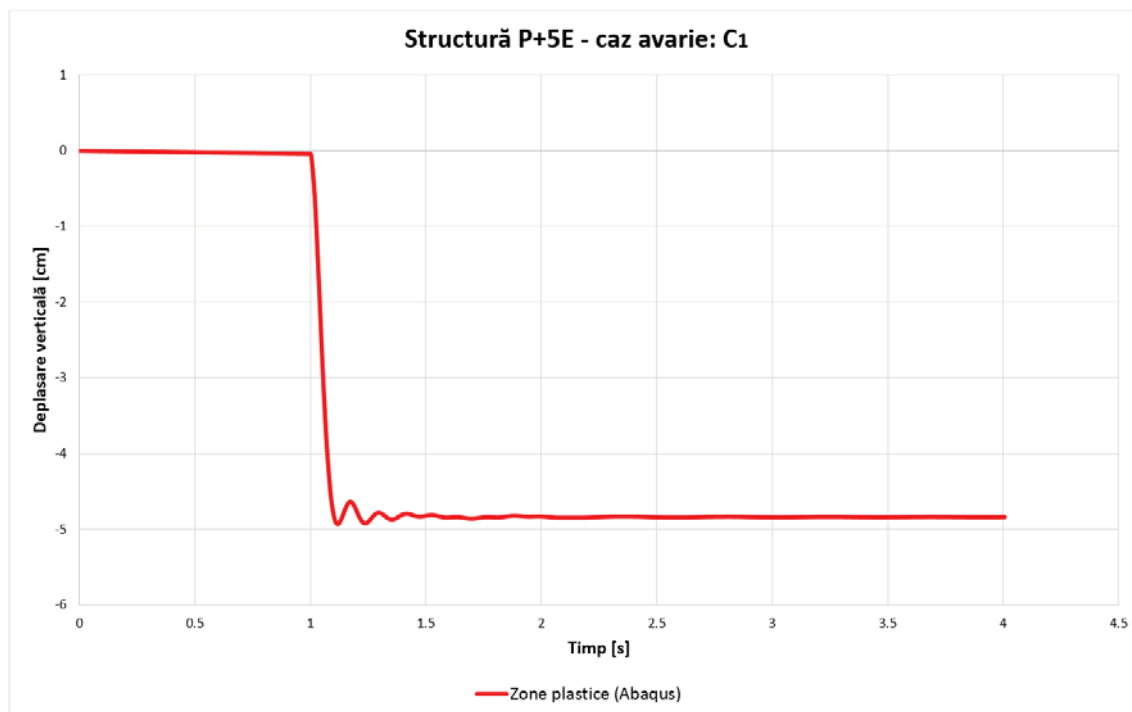


Fig. 5.25. Curbă timp-deplasare: structură 6 niveluri - zone plastice

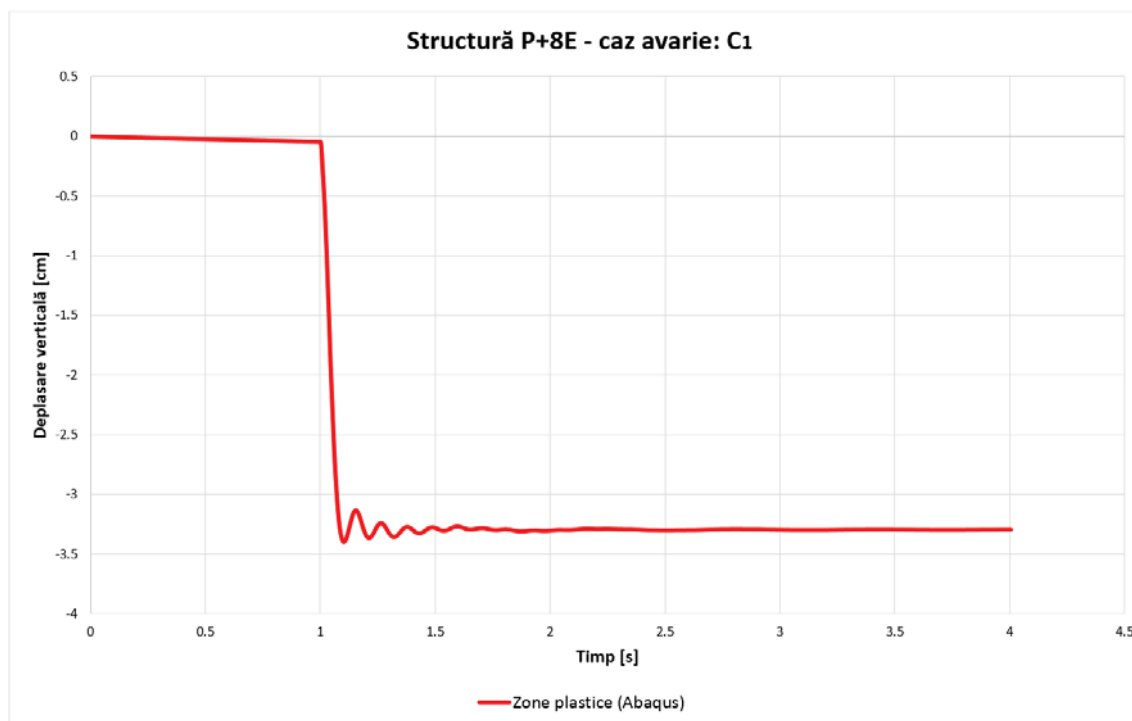


Fig. 5.26. Curbă timp-deplasare: structură 9 niveluri - zone plastice

5.2.3 Sinteza rezultatelor. Concluzii

Răspunsul structurilor investigate, reprezentat prin intermediul relațiilor timp - deplasare, obținut în urma efectuării analizelor dinamice neliniare (NDA) pe baza celor două concepte utilizate pentru considerarea plastificării (plasticitate concentrată, respectiv plasticitate distribuită) prezentate anterior, este rezumat în figurile 5.27 - 5.29.

O primă diferență este obținută în cazul structurii cu trei niveluri (P+2E) în cazul utilizării aceluiași concept de considerare al plastificării, prin intermediul articulațiilor plastice (A.P.). Dacă în cazul utilizării primului tip de articulații, de tip M_3 , analiza relevă riscul de producere a fenomenului de colaps progresiv, structura nefiind capabilă să reziste cedării unui element structural vertical; prin creșterea gradului de complexitate al analizei ca urmare a utilizării articulațiilor plastice de tip fibră P- M_2 - M_3 verdictul privind potențialul de colaps progresiv al structurii se schimbă (fig. 5.27).

Utilizarea conceptului de plastificare distribuită (zone plastice) atrage după sine o creștere de aproximativ 37.5% a deplasării verticale maxime, deci implicit și a rotirii plastice, prin comparație cu valorile relevate anterior în cazul utilizării articulațiilor plastice (A.P.) de tip fibră P- M_2 - M_3 , verdictul de colaps progresiv rămânând însă neschimbat: structura poate susține cedarea unui element structural vertical (fig. 5.27).

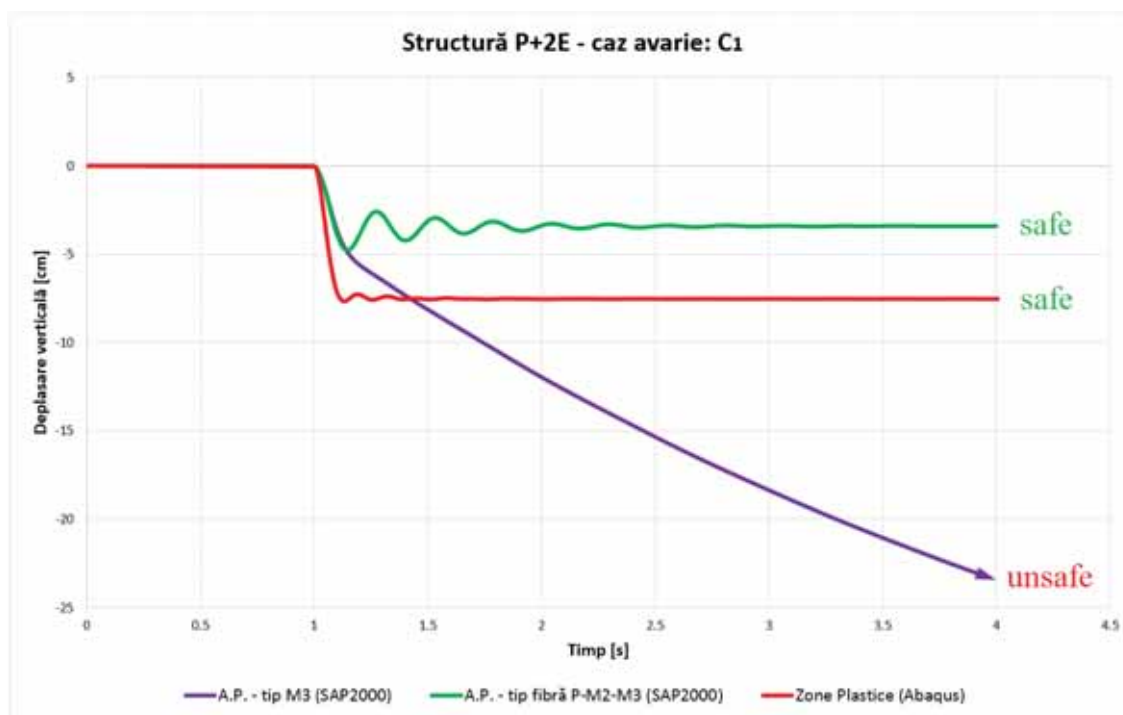


Fig. 5.27. Curbe timp-deplasare: structură 3 niveluri - A.P.(M_3) vs. A.P. (P- M_2 - M_3) vs. Z.P.

Răspunsuri structurale similare sunt observate și în cazul modelelor structurale cu șase niveluri (P+5E). Discrepanța între potențialul de colaps progresiv stabilit pe baza abordărilor ce implică utilizarea articulațiilor plastice (A.P.) se păstrează, A.P. de tip M_3 indicând cedarea structurii în timp de A.P. de tip fibră P- M_2 - M_3 relevă capacitatea acestuia de a rezista acțiunilor accidentale (fig. 5.28). Aplicarea conceptului de plastificare distribuită generează o

creștere de aproximativ 23.3% a deplasării verticale/rotirii plastice comparativ cu valorile înregistrate în cazul surprinderii deformațiilor plastice prin intermediul articulațiilor plastice (A.P.) de tip fibră P-M₂-M₃, însă fără a schimba potențialul de colaps al structurii (fig. 5.28).

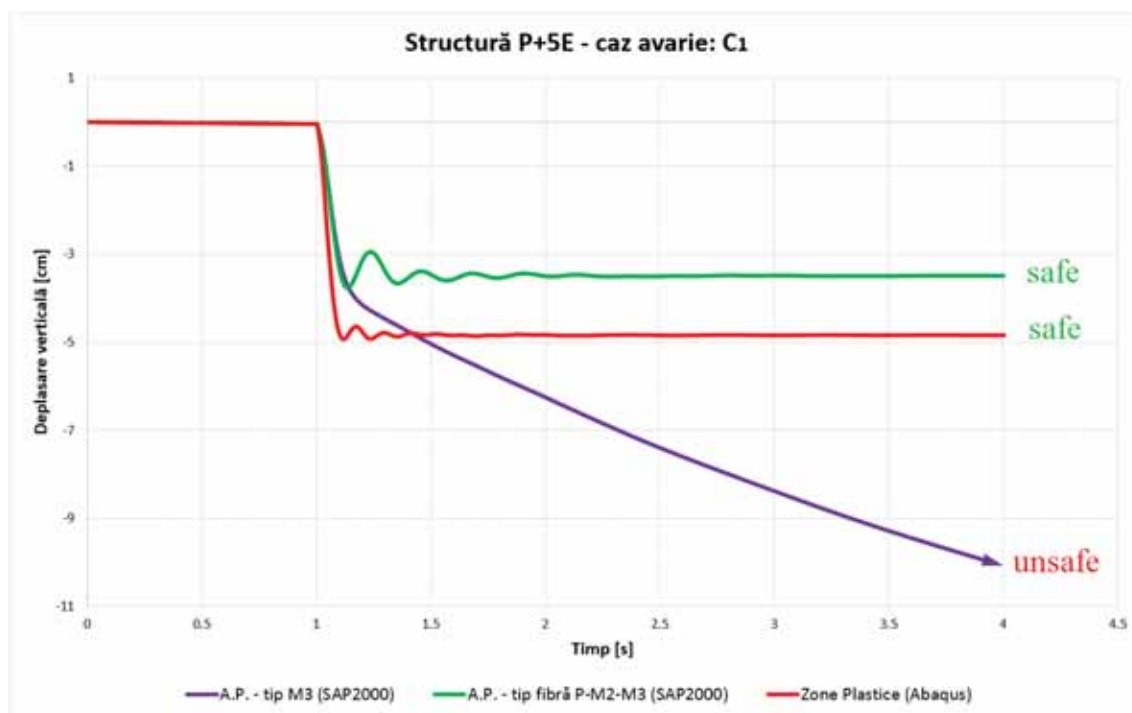


Fig. 5.28. Curbe timp-deplasare: structură 6 niveluri - A.P.(M₃) vs. A.P. (P-M₂-M₃) vs. Z.P.

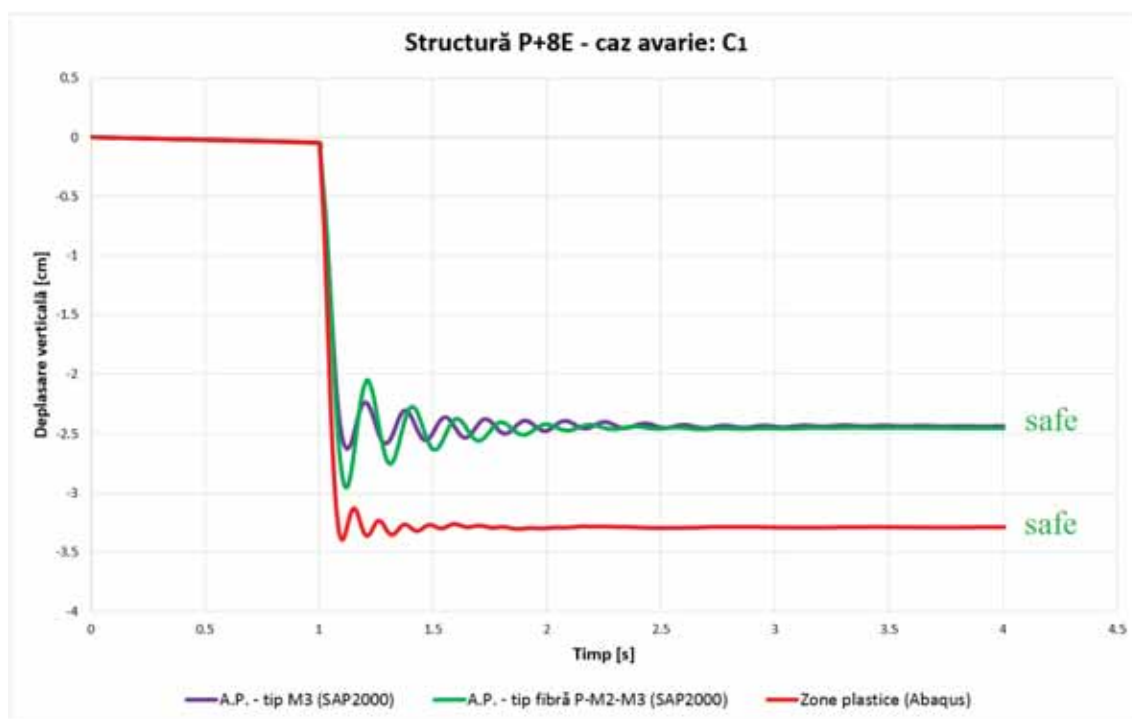


Fig. 5.29. Curbe timp-deplasare: structură 9 niveluri - A.P.(M₃) vs. A.P. (P-M₂-M₃) vs. Z.P.

În cazul structurii cu nouă niveluri (P+8E), potențialul de colaps progresiv indicat de cele trei abordări este același: structura poate fi avariata și poate susține încărcările (fig. 5.29). Diferența procentuală exprimată prin raportarea deplasărilor verticale/rotirilor plastice obținute ca urmare a aplicării conceptului de A.P. de tip fibră P-M₂-M₃ la valorile obținute în cazul surprinderii deformațiilor plastice prin intermediul A.P. de tip M₃ este în acest caz de aproximativ 12%. Valori superioare acestea sunt observate prin raportarea rezultatelor relevate de utilizarea conceptului de plasticitate distribuită (zone plastice) la cele obținute pe baza A.P. de tip M₃ (23%), respectiv A.P. de tip fibră P-M₂-M₃ (13%)

Rezultatele obținute pe baza analizelor dinamice neliniare (NDA), evidențiază importanța modului în care surprinderea deformațiilor plastice, ce apar odată cu solicitarea elementelor dincolo de limita de elasticitate, poate fi considerată în cazul analizelor neliniare.

O diferență majoră privind riscul de colaps progresiv obținut în funcție de opțiunea de modelare a articulațiilor plastice este evidențiată, în special, în cazul structurilor cu un regim de înălțime scăzut (P+2E, P+5E). Motivul ce stă la baza acestuia se datorează în special modului de lucru al celor două tipuri de articulații plastice (A.P.).

În cazul primei opțiuni considerate, A.P. de tip M₃, momentul încovoietor guvernează atât apariția cât și evoluția deformațiilor plastice, interacțiunea dintre acesta și eventualele forțe axiale fiind neglijată. Întrucât avariarea cvasi-instantanee a stâlpului generează apariția unor forțe axiale de compresiune [76, 88, 90], ca urmare a restricțiilor de capăt ale grinzilor (stâlpi, grinzi, plăci) ce se opun tendinței de alungire a acestora (beam growth) odată cu apariția fisurilor, fenomenul nu poate fi surprins de articulațiile plastice (A.P.) de tip M₃.

Pe de altă parte, A.P. de tip P-M₂-M₃, care implică utilizarea curbilor de material neliniare (σ - ϵ) în evaluarea echilibrului din cadrul fiecărui pas al analizei, sunt capabile să țină cont de interacțiunea dintre forțele axiale și momentul încovoietor, lucru ce se dovedește a fi benefic în evaluarea riscului de colaps progresiv [76]. Efectul favorabil al acestor forțe, considerat și în cazul modelului de plastificare distribuită, este cunoscut sub numele de efect de arc comprimat (CAA). Suplimentar acestuia, în cazul structurilor evaluate la colaps progresiv, este evidențiată și influența benefică a efectului catenar [90], mecanism de rezistență care se activează în anumite condiții în elementele ce lucrează în domeniul marilor deformații și deplasări. Întrucât mecanismele de rezistență unde se ține cont de influența acestui efect (efect catenar) constituie un domeniu de cercetare separat, în cadrul acestei teze stabilirea verdictului de colaps progresiv și al încărcărilor capabile pe care le poate suporta structura se realizează conform prevederilor DoD(2009) [15], prin limitarea rotirii plastice.

În consecință, se recomandă ca în cazul verificării la colaps progresiv a modelelor structurale ce utilizează conceptul plastificării concentrate (A.P.) să se considere opțiunea A.P. de tip fibră P-M₂-M₃ întrucât acest tip de A.P. poate surprinde fenomenele particulare care se dezvoltă în grinzile din beton armat (spre deosebire de cele metalice) în primele faze în care se activează mecanismele de rezistență FA și CAA, și anume dezvoltarea de forțe axiale în grinzile afectate de eliminarea stâlpului (fisurare => alungire grindă (beam growth) => forțe axiale); forțele axiale de compresiune cresc momentul limită considerabil [55, 90], reduc deplasările verticale, în consecință structura putând suporta sarcini gravitaționale mai mari. În cazul analizelor mai "delicate", pentru dobândirea unui nivel suplimentar de acuratețe al rezultatelor, se recomandă utilizarea conceptului de plastificare distribuită (Z.P.), concept capabil să surprindă de asemenea efectul benefic al forțelor axiale de compresiune.

5.3 Influența considerării plăcii în analiza la colaps progresiv a structurilor din beton armat - Obiectiv 3

Filozofia corespunzătoare Metodei Căii Alternative de transmitere a încărcărilor (metodă directă de proiectare), utilizată în evaluarea potențialului de colaps progresiv al structurilor, prevede clasificarea elementelor ce aparțin structurii în două categorii: elemente principale/primare, categorie unde sunt incluse elementele capabile să atribuie structurii o capacitate de rezistență la colaps progresiv, respectiv elemente secundare, categorie unde sunt încadrate restul elementelor componente ale structurii [2, 15].

Potrivit prevederilor cuprinse în ghidul de proiectare DoD(2009) [15], în cazul analizelor statice liniare (LSA), capacitatea de rezistență și rigiditate aferentă structurii trebuie asigurată numai prin intermediul elementelor structurale primare. De asemenea, conform aceluiași prevederi, evaluarea potențialului de colaps progresiv poate fi realizată numai pe baza analizelor efectuate asupra modelelor tridimensionale; modelele structurale bidimensionale nefiind permise.

Pe de altă parte, conform prevederilor aferente analizelor de ordin superior (NSA sau NDA), includerea elementelor secundare în modelul structural este opțională. Omiterea acestora însă, atrage după sine verificarea lor ulterioară, pe baza criteriilor aferente solicitărilor controlate de deformații. Similar cazului anterior, este permisă numai analiza modelelor tridimensionale [15].

Întrucât placa este inclusă în cadrul principalelor ghiduri de proiectare [2, 15] în categoria elementelor secundare, influența acesteia asupra capacității de rezistență la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat, este limitată sau chiar ignorată în multe dintre studiile disponibile în cadrul literaturii de specialitate [36, 44, 51].

Drept consecință, în cadrul celui de-al treilea obiectiv al tezei, autorul își propune investigarea influenței pe care placa de planșeu o are asupra răspunsului structural și implicit asupra rezistenței la colaps progresiv.

Concluzii referitoare la influența acesteia pot fi găsite și în studiile numerice efectuate de către Helmi și alții [61], care efectuează un studiu parametric atât asupra grosimii plăcii cât și asupra cantității de armătură utilizată pentru armarea acesteia. De asemenea, capacitatea suplimentară de rezistență pe care includerea plăcii de planșeu o atribuie structurilor în cadre de beton armat, este investigată experimental de către Kai & Li [63, 100]. Specimenele testate de aceștia (fig. 5.30), considerate a face parte dintr-o structură cu nouă niveluri, sunt supuse avarierii stâlpului amplasat în colțul clădirii (caz C₃). Detalierea acestora, este realizată atât beneficiind de contribuția acțiunilor seismice cât și făcând abstracție de acestea. Concluzia generală, rezultată în urma analizelor efectuate, indică o capacitate suplimentară de rezistență a substructurilor în cazul cărora placa a fost considerată, prin comparație cu cea a modelelor cadru pur (grinzi dreptunghiulare - stâlpi rectangulari), de aproximativ 63%.

Analizele dinamice neliniare (NDA) efectuate conform prevederilor DoD(2009) [15], întreprinse în cadrul acestui obiectiv, investighează atât influența considerării plăcii într-o manieră simplificată, prin intermediul lățimii active de placă (grinzi T/L), cât și influența considerării integrale a acesteia.

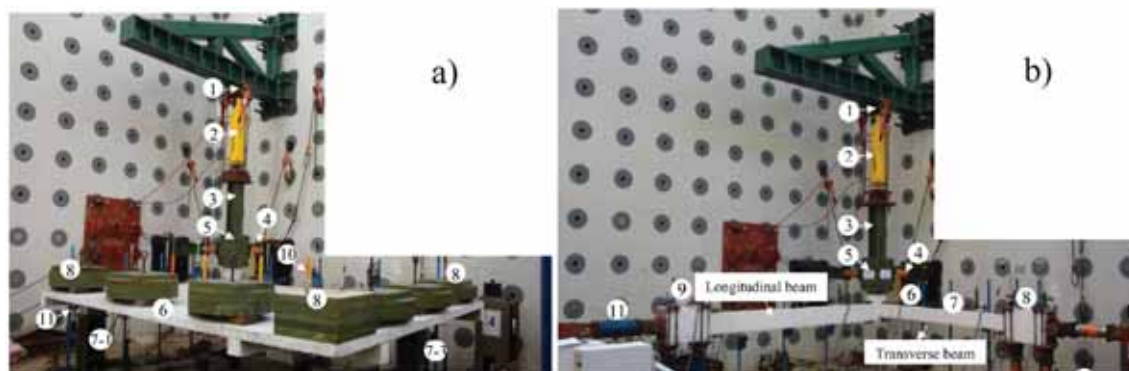


Fig. 5.30. Specimene testate experimentale: a) grinzi + placă, b) grinzi [63]

Pentru a conferi un caracter de generalitate rezultatelor, structurile analizate au niveluri de înălțime diferite: P+2E, respectiv P+8E. Scenariul de avarie considerat în acest caz, implică avarierea cvasi-instantanee a elementului vertical de la baza structurii, amplasat în interiorul acesteia (caz C₄).

5.3.1 Structură de tip cadru - grinzi dreptunghiulare

În absența plăcii, evaluarea riscului de colaps progresiv al structurilor considerate (P+2E, P+8E) se face pe baza modelelor numerice alcătuite din grinzi (dreptunghiulare), respectiv stâlpi (cadru pur).

Principalul avantaj al acestei abordări, din punctul de vedere al modelării și ulterior al efectuării analizei (durată de timp), îl constituie numărul redus de elemente finite atribuite modelului structural, prin comparație cu numărul elementelor corespunzătoare modelelor structurale în care placa este inclusă integral.

În consecință, evaluarea riscului de colaps progresiv bazat pe analiza modelelor structurale simplificate (cadru pur) se poate realiza într-un interval de timp relativ redus, însă dacă influența considerării plăcii se dovedește a avea un efect semnificativ, rezultatele obținute în acest caz s-ar putea dovedi a fi eronate.

5.3.1.1 Structură P+2E

Analiza dinamică neliniară (NDA) efectuată asupra modelului structural fără placă, sub încărcarea standard DoD(2009) [15], indică o valoare a rotirii totale (Θ), evaluată în funcție de valoarea deplasării verticale maxime, ce depășește valoarea limită acceptată de ghidul de proiectare [15], $\Theta_{adm}=0.063$ rad. Nefiind capabilă să atingă o stare de echilibru, ulterior eliminării cvasi-instantanee a elementului structural vertical considerat cedat, structura își păstrează tendința de creștere a deformațiilor și implicit a deplasării verticale (fig. 5.31) și în final cedează.

În concluzie, în cazul structurii cu trei niveluri (P+2E), unde capacitatea de redistribuire a eforturilor este limitată iar dezvoltarea mecanismului de rezistență de tip Vierendeel e redusă (ca urmare a spațialității reduse pe înălțime), nivelul maxim al deplasărilor înregistrate este capabil să declanșeze producerea fenomenului de colaps progresiv.

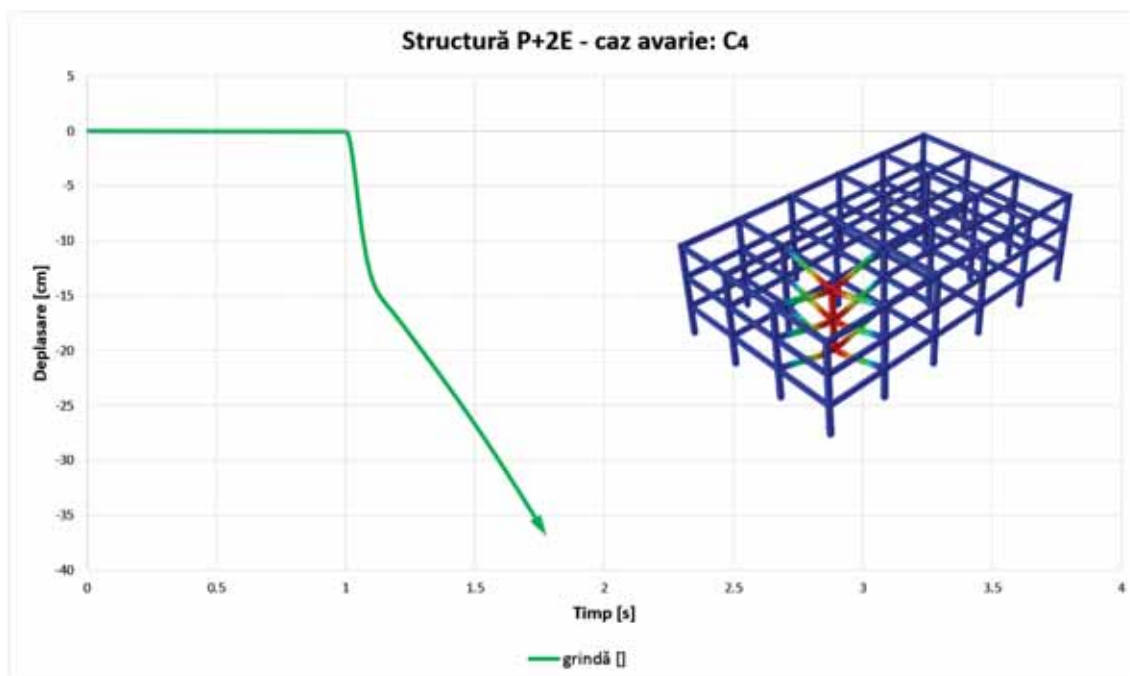


Fig. 5.31. Curbă timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - gr.[]

5.3.1.2 Structură P+8E

Răspunsul structural aferent clădirii cu nouă niveluri (P+8E), modelată ca structură fără placă, exprimat prin intermediul curbei timp - deplasare (fig. 5.32), evidențiază și în acest caz incapacitatea structurii rezista cedării unui element structural vertical (stâlp); structura nu se stabilizează, deplasarea crește necontrolat și se produce colapsul.

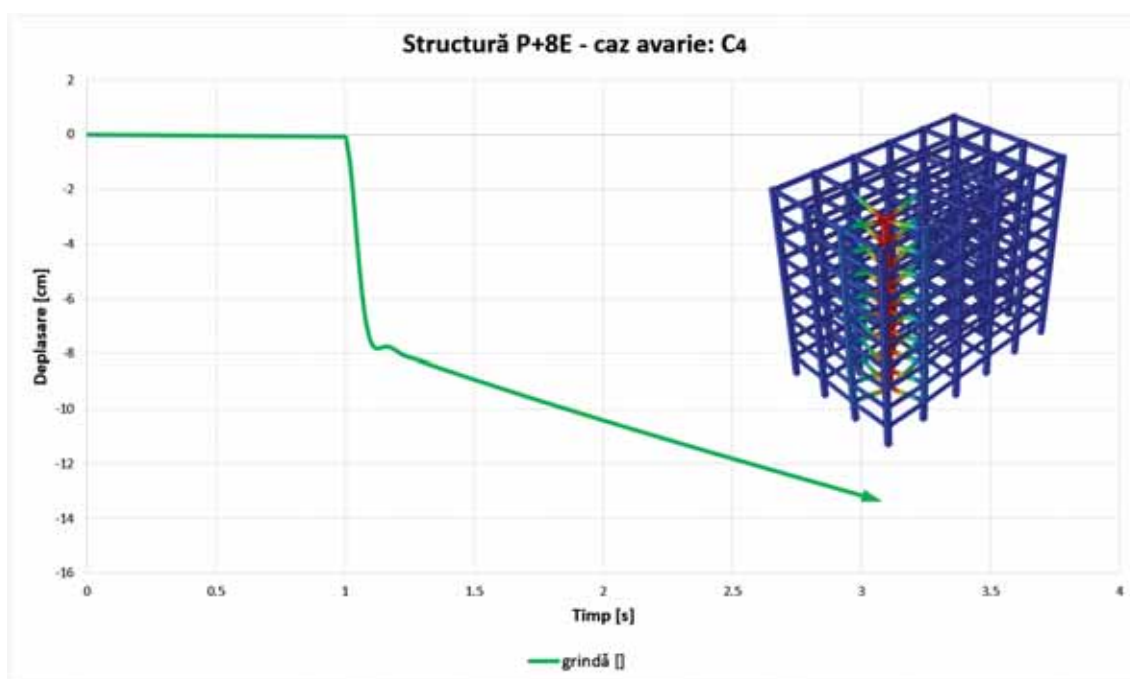


Fig. 5.32. Curbă timp-deplasare verticală: structură 9 niveluri - gr.[]

Nefiind capabilă să atingă starea de echilibru, structura păstrează, asemănător situației precedente, tendința de creștere a valorii deplasărilor verticale. Datorită acestui fenomen, se poate afirma că și în această situație, odată cu depășirea criteriului de cedare aferent ghidului de proiectare considerat ($\Theta_{adm}=0.063$ rad), cedarea structurii se produce prin colaps progresiv.

5.3.2 Structură de tip cadru - grinzi T/L

Așa cum s-a menționat anterior, se va lua în considerare placa în cadrul modelului structural într-o manieră simplificată, prin intermediul lățimii active de placă care este atașată grinzii; în acest fel grinzile de cadru devenind grinzi de secțiune T și L.

Problema principală, privind alcătuirea modelului structural în cazul unei astfel de abordări, o constituie stabilirea dimensiunilor aferente lățimii active de placă. Ambele variante ale codului de proiectare seismică P100-1, din 2006 [33], respectiv din 2013 [34], precum și alte lucrări recente de specialitate [146] stabilesc lățimea efectivă a grinzilor cu secțiune în formă de T, în zona aripilor (b_{eff}) după cum urmează (cazul existenței grinzilor transversale):

- în cazul grinzilor care intră într-un stâlp de margine, b_{eff} se ia egală cu lățimea stâlpului b_c plus de două ori grosimea plăcii h_{pl} , de fiecare parte a grinzii, dacă există grinzi transversale;
- în cazul grinzilor care intră în stâlpii interiori, b_{eff} este mai mare decât valorile indicate mai sus cu câte $2h_{pl}$ de fiecare parte a grinzii.

Prevederi similare sunt prevăzute și în cazul standardului SR EN 1998-1:2004 [141]. De asemenea, cea mai recentă variantă a standardului american ACI318 (ACI318-11 [28]) stabilește lățimea activă de placă, în cazul planșeelor cu grinzi solicitate la sarcini gravitaționale, pe baza proiecției orizontale a dimensiunii libere maxime a grinzii, de la partea inferioară sau superioară a plăcii. Dimensiunea aripilor astfel rezultată, nu trebuie să depășească însă de patru ori grosimea plăcii, criteriu aplicabil de fiecare parte a grinzii considerate (fig. 5.33).

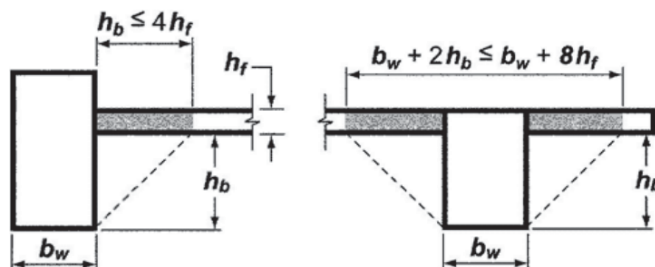


Fig. 5.33. Stabilirea lățimii active de placă, conform ACI318-11 [28]

Întrucât metoda cea mai restrictivă de stabilire a dimensiunilor lățimii active de placă, rezultată odată cu studierea normelor mai sus amintite, este cea specificată de către standardul ACI318-11 [28], în cadrul acestei teze, lățimea activă a grinzilor cu secțiune în formă de T, respectiv L, este stabilită urmând această metodologie.

5.3.2.1 Structură P+2E

Rezultatele obținute în cazul structurii cu trei niveluri (P+2E), relevă o valoare a deplasării verticale maxime de 8.85 cm (fig. 5.34). Rotirea totală, evaluată pe baza acesteia, atinge valoare $\Theta=0.0158$ rad, valoare considerabil mai mică decât cea aferentă limitei de cedare specificată de ghidul de proiectare DoD(2009) [15], $\Theta_{adm}=0.063$ rad.

În consecință, spre deosebire de cazul anterior (grinzi de secțiune dreptunghiulară) pentru care structura nu s-a putut stabiliza ulterior avarierii stâlpului (secțiunea 5.3.1.1.), odată cu considerarea efectului de placă, chiar și într-o manieră simplificată, verdictul privind riscul de colaps progresiv se schimbă. Analiza dinamică neliniară (NDA) efectuată evidențiază, pentru nivelul standard considerat al sarcinilor gravitaționale, capacitatea structurii de a rezista efectelor acțiunilor accidentale.

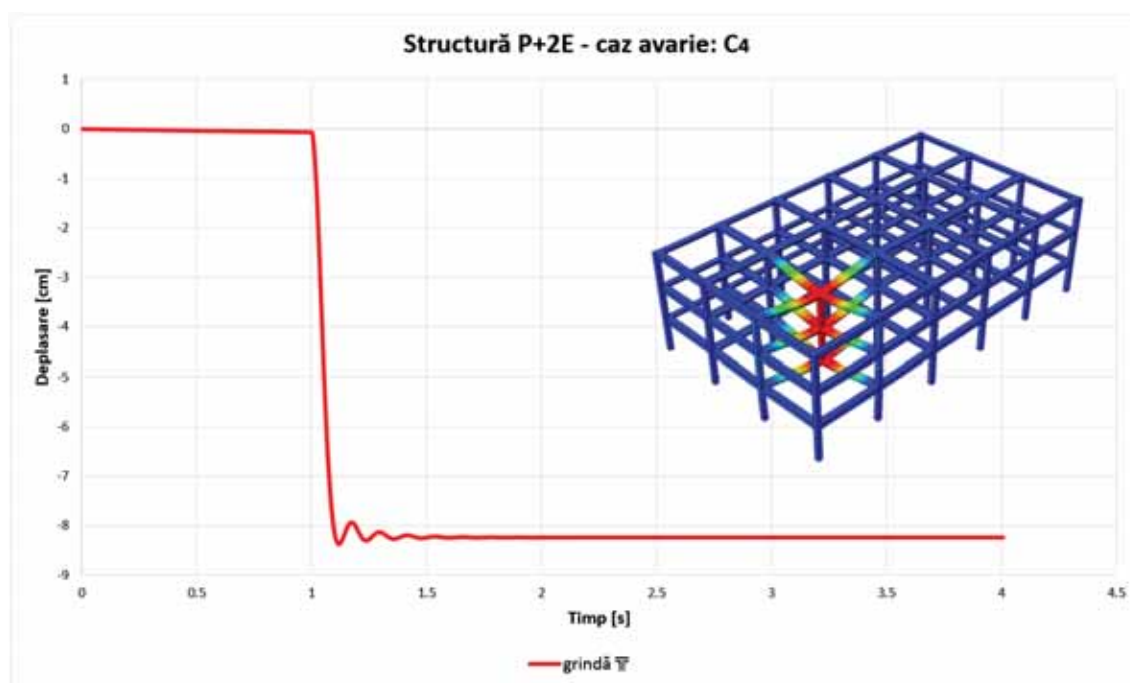


Fig. 5.34. Curbă timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - gr.Π

5.3.2.2 Structură P+8E

Analiza efectuată asupra clădirii cu nouă niveluri (P+8E), indică o valoare a deplasării verticale maxime de 3.828 cm (fig. 5.35), valoare căreia îi corespunde o rotire totală $\Theta=0.00716$ rad ($< \Theta_{adm}=0.063$ rad).

Întrucât criteriul de cedare specificat de ghidul de proiectare [15] nu este atins, se poate afirma că structura este în siguranță în raport cu riscul de colaps progresiv. Un avantaj important în obținerea acestui verdict, suplimentar celui atribuit de creșterea capacității de rezistență a structurii odată cu considerarea lățimii active de placă, îl joacă gradul crescut de redundanță al structurii cu nouă niveluri față de structurile similare cu un număr mai mic de etaje.

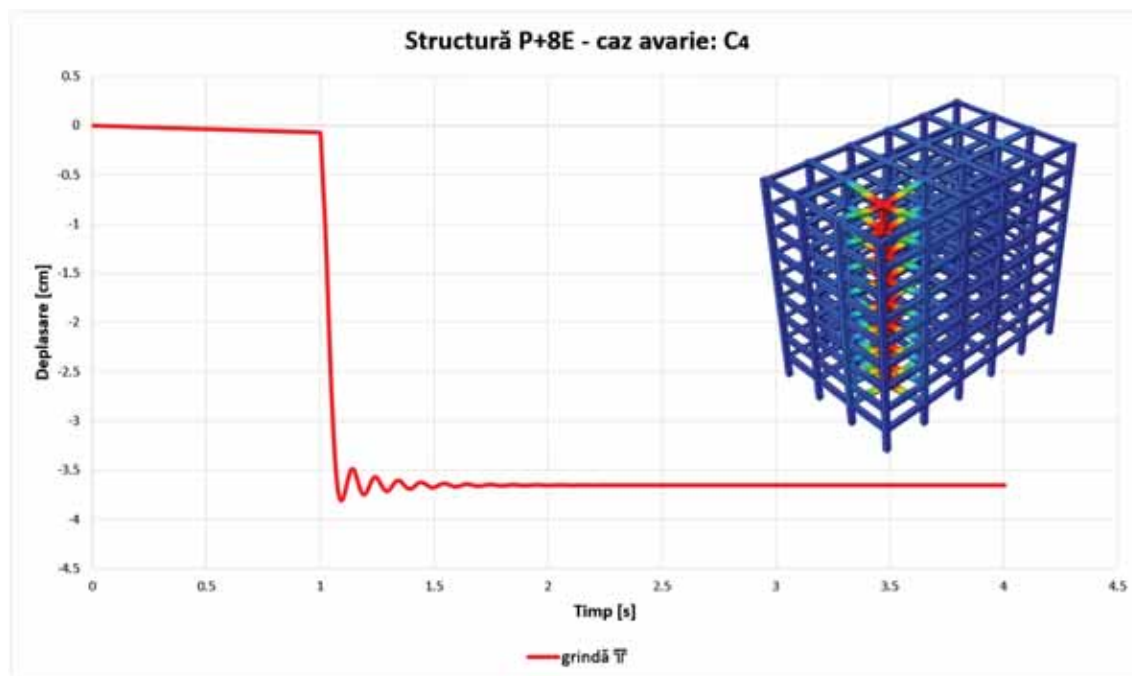


Fig. 5.35. Curbă timp-deplasare verticală: structură 9 niveluri - gr. 7F

5.3.3 Structură de tip cadru - cu placă

Reprezentând din punctul de vedere al modelării cea mai exactă și riguroasă modalitate de evaluare a potențialului de colaps progresiv, prin intermediul analizelor dinamice neliniare (NDA), modelul structural realizat prin includerea elementelor secundare, de tipul plăcii de planșeu, poate genera și o serie de neajunsuri.

Dezavantajul principal al acestei abordări, îl reprezintă sporirea semnificativă a numărului de elemente finite aferente modelului numeric și implicit, necesitatea unor resurse suplimentare (putere de calcul, timp) pentru desfășurarea analizei. Atât în cazul modelelor structurale aferente clădirilor cu un regim redus de înălțime (P+2E), cât și în cazul celor cu un număr suplimentar de niveluri (P+5E, P+8E) se preconizează o creștere semnificativă a resurselor anterior amintite.

5.3.3.1 Structură P+2E

Includerea plăcii în cazul modelului structural corespunzător clădirii cu trei niveluri, generează un răspuns structural net superior, prin comparație cu cel obținut în cazul abordărilor precedente. Echilibrul structurii este stabil iar valoarea maximă a deplasării verticale astfel obținute, este de 4.23 cm (fig. 5.36), cu o rotire totală corespunzătoare acesteia de $\Theta=0.0076$ rad. Întrucât valoarea acesteia este semnificativ mai mică decât limita de cedare specificată de ghidul de proiectare, în cazul grinzilor ($\Theta_{adm}=0.063$ rad), respectiv al plăcilor ($\Theta_{adm}=0.05$ rad), este evident că structura poate susține cedarea unui element structural vertical.

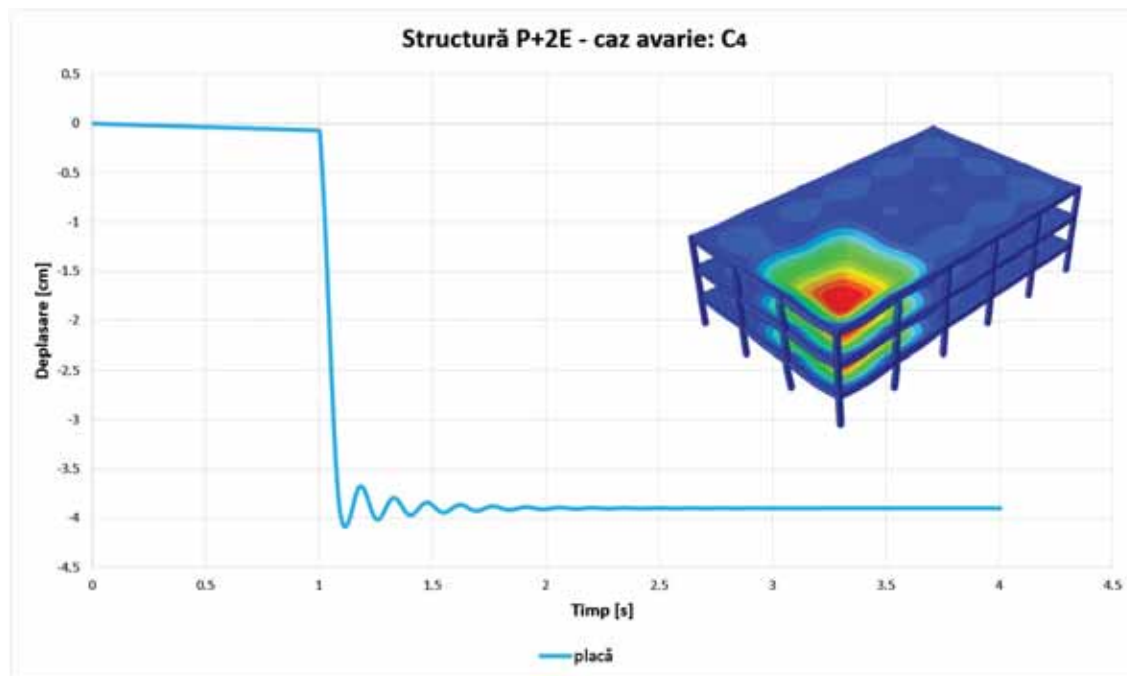


Fig. 5.36. Curbă timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - placă

5.3.3.2 Structură P+8E

O influență similară asupra răspunsului structural obținut ulterior considerării integrale a plăcii în cadrul modelul structural este obținută și în cazul structurii cu nouă niveluri (P+8E). Deplasarea maximă înregistrată în acest caz, atinge valoarea de 2.08 cm (fig. 5.37), rotirea totală determinată pe baza acesteia fiind $\Theta=0.0039$ rad.

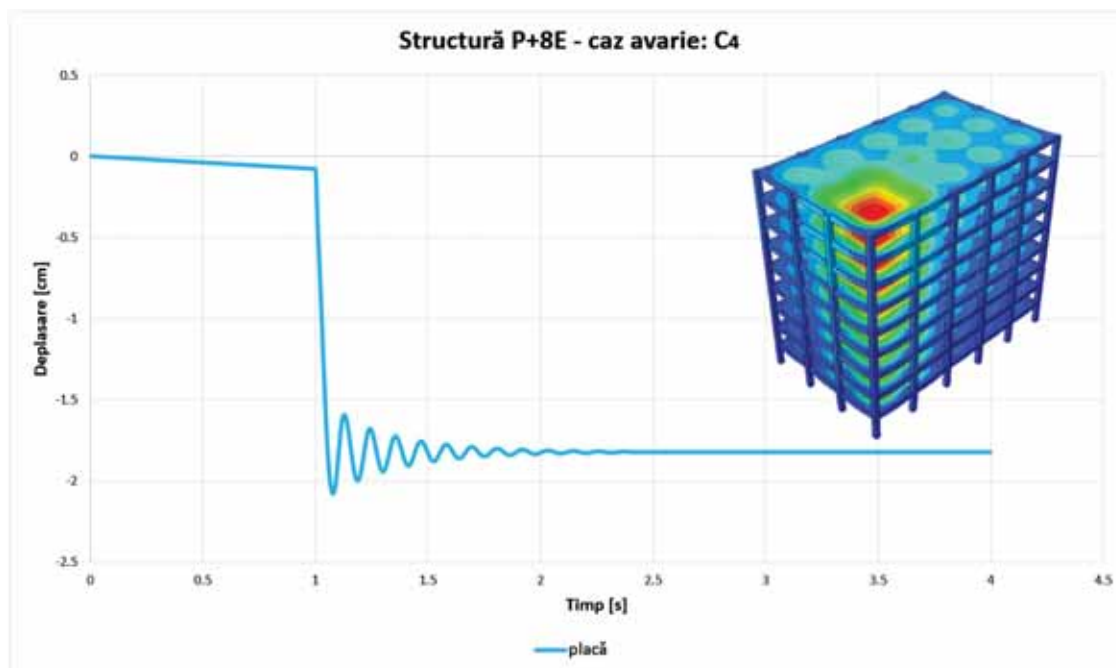


Fig. 5.37. Curbă timp-deplasare verticală: structură 9 niveluri - placă

Verdictul privind riscul de colaps progresiv, bazat pe aceste rezultate, indică faptul că structura poate rezista avarierii unui stâlp interior ce aparține primului nivel (parter) al acesteia, fără a experimenta fenomenul de colaps progresiv.

5.3.4 Sinteza rezultatelor. Concluzii

Importanța considerării elementelor structurale secundare, mai exact a plăcii, într-o formă simplificată, prin considerarea lățimii active de placă, sau în mod integral este evidențiată de rezultatele analizelor efectuate în cadrul acestui obiectiv.

Dacă în cazul modelului structural format din cadre pure (grindă plus stâlp), verdictul analizei de colaps progresiv al ambelor clădiri (P+2E, P+8E) indică cedarea progresivă a acestora, odată cu sporirea capacității de rezistență a structurii generată de considerarea plăcii ca element de rezistență primar, acesta se schimbă.

Considerarea lățimii active de placă în cadrul modelelor structurale, generează o schimbare majoră în răspunsul structural al clădirilor. Ulterior șocului cauzat de eliminarea cvasi-instantanee a elementului vertical considerat cedat, structurile sunt capabile să se stabilizeze, fără a experimenta fenomenul de colaps progresiv (fig. 5.38). Diferența de cost necesară obținerii unui asemenea verdict (realizarea modelului structural cu grinzi T și L, respectiv intervalul de timp necesar desfășurării analizei neliniare), prin comparație cu cel generat de efectuarea analizelor corespunzătoare modelului format din cadre pure (grinzi dreptunghiulare), este nesemnificativă.

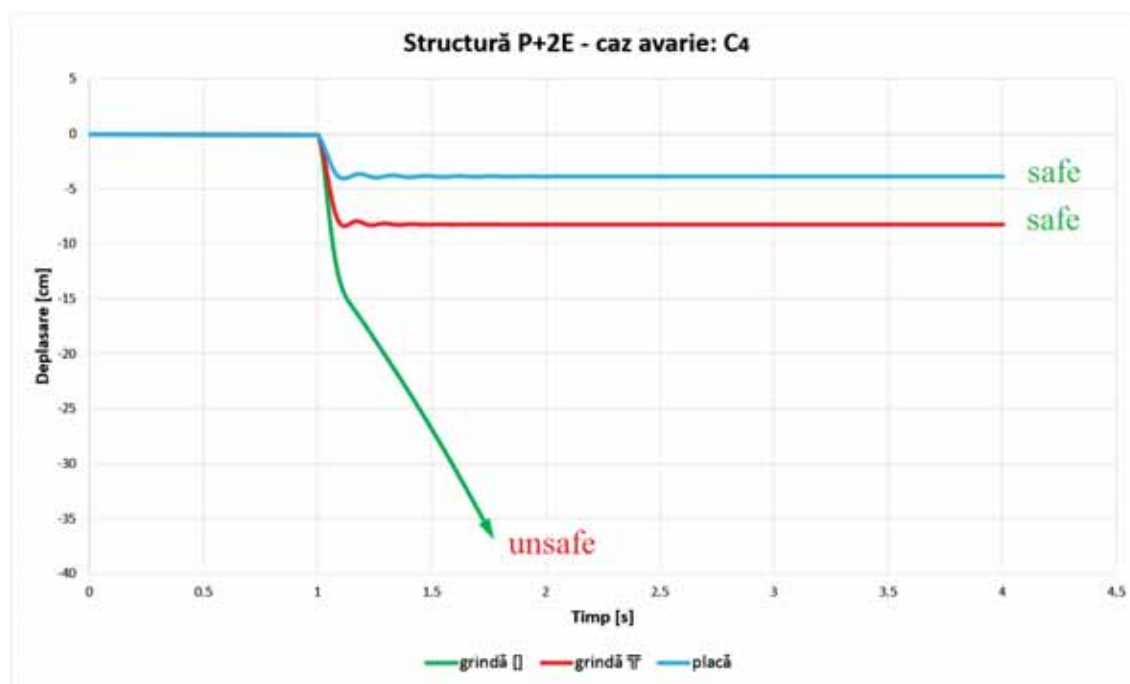


Fig. 5.38. Curbe timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - gr. [] vs. gr. T vs. placă

Includerea și modelarea completă a plăcii generează, în cazul modelului structural aferent clădirii cu trei niveluri (P+2E), o valoare a deplasării maxime de 4.23 cm, diminuată

cu aproximativ 52%, în comparație cu cea corespunzătoare modelului unde contribuția plăcii este indusă prin considerarea lățimii active de placă. O reducere similară a valorii deplasării verticale maxime (46%) este înregistrată și în cazul structurii cu nouă niveluri (fig. 5.39).

Diferențe semnificative, de aproximativ 263% sunt înregistrate și din punctul de vedere al efortului computațional. Durata de timp necesară efectuării analizei modelului structural integral (stâlp + grindă + placă) este de 3060 de minute, în comparație cu cele 844 de minute necesare efectuării analizei în cazul modelului structural cu grinzi T și L.

Deoarece tendința de creștere instabilă a deplasărilor verticale se păstrează în cazul modelelor structurale alcătuite din cadre pure (fig. 5.38, 5.39), valoarea maximă corespunzătoare acestora nu poate fi precizată. În consecință, diferența procentuală între răspunsul structurilor aferent celor trei abordări, din acest punct de vedere, nu poate fi exprimată.

În concluzie, includerea elementelor structurale secundare în cadrul analizelor dinamice neliniare (NDA), efectuate asupra structurilor în cadre din beton armat, are o importanță majoră.

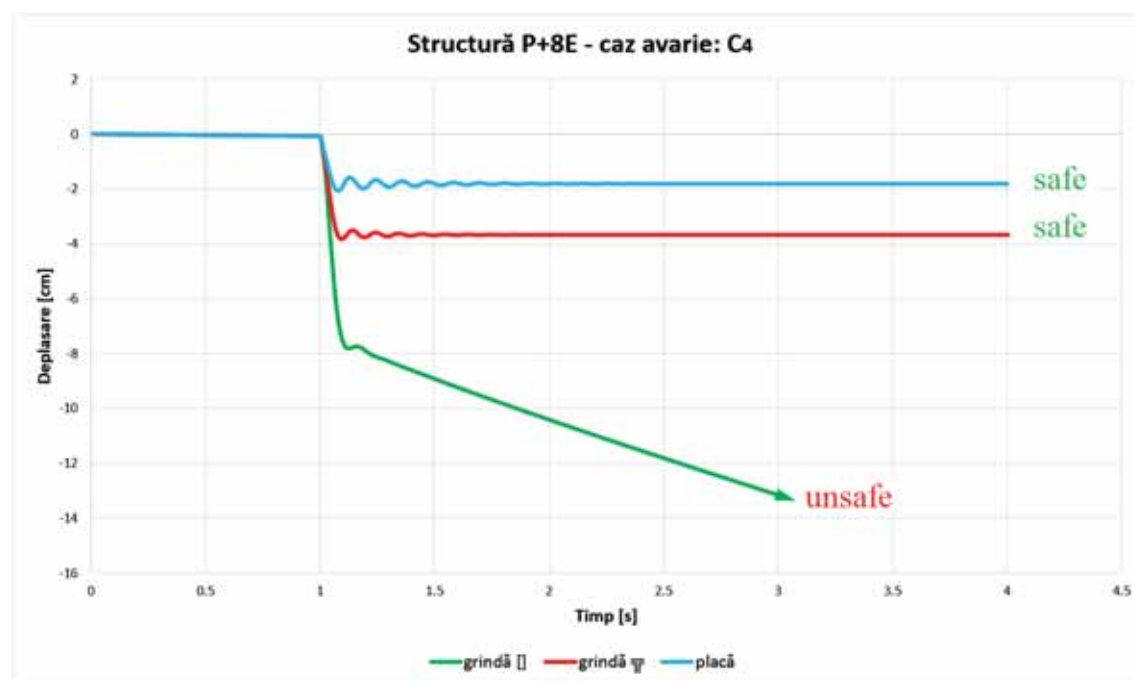


Fig. 5.39. Curbe timp-deplasare verticală: structură 9 niveluri - gr. [] vs. gr. □ vs. placă

Neincluderea plăcii în varianta simplificată sau integrală a modelului structural tridimensional, subestimează semnificativ capacitatea de rezistență și rigiditate și conduce la verdicte contrare realității. Rezultatele obținute, pe baza analizei modelelor structurale unde capacitatea de rezistență este asigurată numai prin intermediul elementelor de rezistență principale (grindă și stâlp), relevă incapacitatea structurii de a rezista cedării cvasi-instantanee a unui element structural vertical. Acest verdict este diametral opus celui obținut în cazul includerii plăcii într-o manieră simplificată, prin considerarea lățimii active de placă, în cadrul modelului structural. Eficiența acestei abordări, exprimată prin intermediul timpului necesar

realizării modelului structural și al desfășurării analizei, este similară soluției de conformare ce mizează investigarea modelului structural format din cadre pure. În consecință, se recomandă ca efectul plăcii în cazul modelelor analizate la colaps progresiv să fie considerat într-o primă etapă prin considerarea lățimii active.

Pe de altă parte, includerea plăcii în cadrul modelului structural într-o manieră simplificată, chiar și prin intermediul utilizării celei mai restrictive metode de stabilire a dimensiunii lățimii active de placă (ACI318 [28]), furnizează un verdict privind riscul de colaps progresiv similar celui obținut în cazul modelării integrale a comportării dinamice neliniare a plăcii. Acest aspect este deosebit de important întrucât, diferențele între perioadele de timp corespunzătoare celor două modalități de lucru, sunt semnificative: 263% în cazul modelelor structurale cu trei niveluri (844' vs. 3060'), respectiv 385% în cazul celor cu nouă niveluri (4724' vs. 22920').

În analizele avansate la colaps progresiv este suficientă considerarea aportului plăcii prin intermediul lățimii active de placă atașate grinzii; în cazul analizelor mai "pretențioase" se recomandă modelarea integrală a plăcii. Această opțiune trebuie considerată în analiză ca o verificare suplimentară în cazul în care verdictul furnizat de analiza simplificată indică riscul de colaps progresiv al clădirii.

5.4 Evaluarea gradului de robustețe al structurilor din beton armat în funcție de ghidul de proiectare adoptat: GSA(2003) vs. DoD(2009) - Obiectiv 4

Deși bazate în principal pe aceiași filozofie de lucru (Metoda Căii Alternative), prevederile principalelor ghiduri de proiectare considerate în cazul evaluării riscului de colaps progresiv (GSA(2003) [2], DoD(2009) [15]), diferă în bună parte.

Spre exemplu, factorul de amplificare dinamică (DIF) ce are rolul de a considera într-o manieră simplificată efectul dinamic datorat cedării instantanee a unui element, este considerat conform prevederilor analizei statice neliniare (NSA), incluse în GSA(2003), ca având valoarea “2” (rel. 2.1 - Capitolul 2). Pe de altă parte, conform DoD(2009), evaluarea factorului de amplificare dinamică (DIF) se realizează ținându-se cont atât de rotirea plastică aferentă nivelului de performanță corespunzător structurii cât și de rotirea aferentă intrării în curgere a elementului (tab. 2.3 - Capitolul 2).

O altă deosebire importantă este întâlnită în cazul stabilirii ipotezei de încărcări ce urmează a fi aplicate structurii, aferente analizei dinamice neliniare (NDA). Conform prevederilor GSA(2003), sarcinile permanente aferente structurii sunt introduse cu valoare de referință a acestora, în timp ce valoarea încărcării utile este redusă la 25% din valoarea de referință a acesteia (rel. 2.2 - Capitolul 2). Diminuarea sarcinilor utile se produce întrucât, în momentul solicitărilor ce pot apărea asupra elementelor structurale ca urmare a unor acțiuni accidentale, este puțin probabil ca structura să aibă un grad maxim de ocupare. Spre deosebire de aceste prevederi, cele aferente ghidului de proiectare DoD(2009), stabilesc intensitatea sarcinilor permanente prin amplificarea valorii de referință a acestora cu factorul “1.2”. Valoarea încărcărilor utile este diminuată și în acest caz, însă cu un procent diferit de 50% (rel. 2.12 - Capitolul 2).

Scenariile de avarie (“missing columns scenarios”) pe baza cărora este stabilit riscul de colaps progresiv al structurilor, disponibile în cele două ghiduri de proiectare, sunt diferite. GSA(2003) prevede avarierea a câte unui element structural vertical, ce aparține primului nivel al structurii, amplasat în diferite locații considerate sensibile: mijlocul laturii exterioare de pe direcție transversală, mijlocul laturii exterioare de pe direcție longitudinală, colțul clădirii precum și interiorul acesteia (fig. 2.1 - Capitolul 2). Suplimentar acestor locații, DoD(2009) prevede eliminarea aceluiași elemente structurale ce aparțin și unui nivel intermediar al structurii, respectiv ce aparțin și ultimului etaj al acesteia (nivelul amplasat direct sub acoperiș).

De asemenea, criteriul de acceptare pe baza căruia este stabilită cedarea elementelor structurale, diferă în funcție de ghidul de proiectare utilizat. În cazul GSA2003 [2], valoarea limită a rotirii plastice, corespunzătoare analizelor neliniare (NSA, NDA), este $\Theta_{adm} = 0.035$ rad. Valoarea admisă a rotirii plastice, potrivit prevederilor DoD(2009) [15], este stabilită atât în funcție de categoria din care face parte elementul analizat (principal sau secundar), cât și în funcție de procentul de armare longitudinală, respectiv transversală al acestuia. În cazul grinzilor ce aparțin structurilor studiate în cazul acestei teze, valoarea limită a rotirii plastice considerate este $\Theta_{adm} = 0.063$ rad.

Ținând cont de existența unor deosebiri majore asupra modului de stabilire al verdictului privind riscul de colaps progresiv, cel de-al patrulea obiectiv al tezei își propune evaluarea și compararea indicelui de robustețe al structurilor în cadre din beton armat, conform prevederilor principalelor ghiduri de proiectare împotriva colapsului progresiv: GSA(2003) și DoD(2009).

Indicele de robustețe, considerat în cadrul acestui capitol, reprezintă rezerva de rezistență/capacitatea portantă pe care structura încărcată cu sarcinile gravitaționale standard o are în cazul eliminării instantanee a unui stâlp. Evaluarea acestuia, implică determinarea nivelului de încărcare pentru care structura nu mai este în echilibru stabil sau nu mai satisface criteriile de acceptare (admisibilitate) cerute de normele în cauză (P_{cedare}) și raportarea acestuia la nivelul de încărcare standard - nominal ($P_{nominal}$) [59, 147]:

$$\Omega = \frac{P_{cedare}}{P_{nominal}} \quad (5.1)$$

unde:

- Ω - indicele de robustețe al structurii;
- P_{cedare} - sarcina gravitațională corespunzătoare cedării structurii;
- $P_{nominal}$ - sarcina gravitațională nominală (standard).

Investigarea indicelui de robustețe și ulterior a factorilor de amplificare dinamică (DIF) se realizează în cadrul acestui obiectiv prin intermediul analizelor neliniare statice și dinamice (NSA și NDA), efectuate asupra modelului structural corespunzător clădirii cu trei niveluri (P+2E). Modelele structurale investigate iau în considerare contribuția plăcii de planșeu prin intermediul lățimii active de placă (grinzi T/L). Scenariul de avarie considerat, în cazul tuturor analizelor efectuate, se referă la eliminarea stâlpului de colț al structurii, amplasat la niveluri diferite de înălțime (parter, intermediar, ultimul etaj).

5.4.1 Cazul eliminării stâlpului de colț - parter (C3^P)

Conform prevederilor GSA(2003) [2], avarierea elementelor structurale verticale poate fi efectuată numai în cazul elementelor ce aparțin primului nivel al structurii. Suplimentar acestora, DoD(2009) [15] prevede investigarea efectelor pe care cedarea elementelor structurale de la un nivel intermediar, respectiv de la ultimul nivel al structurii le are asupra verdictului privind riscul de colaps progresiv.

Datorită acestor limitări, evaluarea și ulterior compararea răspunsurilor structurale obținută pe baza abordării prevăzute în cele două ghiduri de proiectare, GSA(2003) și DoD(2009), poate fi efectuată numai în cazul scenariilor de avarie aferente elementelor verticale amplasate la primul nivel (parter) al structurii.

5.4.1.1 Evaluarea indicelui de robustețe: GSA(2003) vs. DoD(2009) - NDA

Stabilirea indicelui de robustețe, Ω , pe baza analizelor dinamice neliniare (NDA), implică într-o primă fază determinarea sarcinilor gravitaționale corespunzătoare capacității

ultime de rezistență a structurii verificate la colaps progresiv. În acest scop, este efectuată o serie de analize dinamice neliniare (NDA) succesive, fiecărei analize fiindu-i corespunzătoare o creștere de 5% sau 10% a nivelului sarcinilor gravitaționale nominale (standard).

Răspunsul structural, obținut în urma respectării prevederilor ghidului de proiectare GSA(2003) [2], indică un nivel maxim al sarcinilor gravitaționale ce pot fi aplicate structurii cu aproximativ 27% mai mare decât nivelul sarcinilor nominale. Odată cu atingerea acestui prag, structura nu mai este capabilă să atingă o stare de echilibru, iar tendința de creștere a valorii deplasării verticale se păstrează (fig. 5.40.).

Valoarea indicelui de robustețe, Ω , obținută în acest caz, este de 1.27 (rel. 5.2).

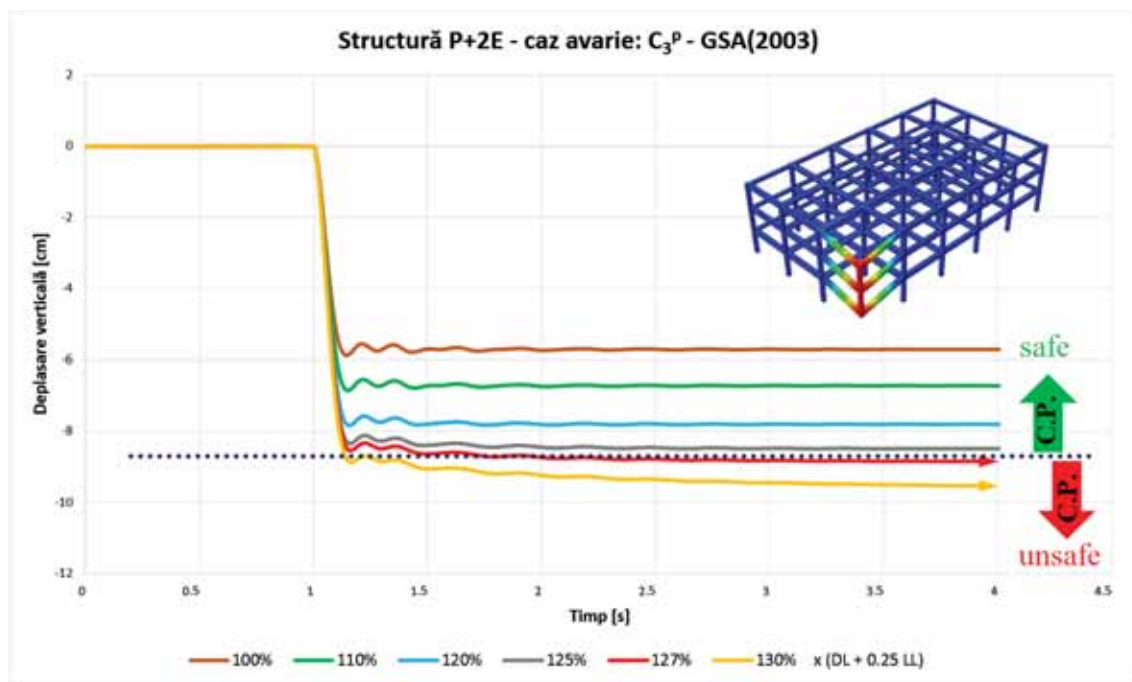


Fig. 5.40. Curbe timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C_3^p (NDA)

$$\Omega_{GSA}^{NDAP} = \frac{P_{cedare}}{P_{nominal}} = \frac{127\% \cdot (D + 0.25L)}{100\% \cdot (D + 0.25L)} = 1.27 \quad (5.2)$$

Amplificarea sarcinilor permanente, respectiv a celor utile aferente încărcării standard, conform prevederilor DoD(2009), conduce în mod implicit la diminuarea rezervei de capacitate ultimă de rezistență a structurii. Conform analizelor dinamice neliniare (NDA) efectuate, nivelul corespunzător cedării, pentru care sistemul structural se dovedește a fi incapabil să atingă o stare de echilibru, este cu numai 7% mai mare decât cel corespunzător sarcinilor nominale (fig. 5.41).

În consecință, valoarea indicelui de robustețe relevat de analizele dinamice neliniare (NDA), Ω , corespunzătoare acestui caz este de 1.07 (rel. 5.3).

$$\Omega_{DoD}^{NDAP} = \frac{P_{cedare}}{P_{nominal}} = \frac{107\% \cdot (1.2D + 0.5L)}{100\% \cdot (1.2D + 0.5L)} = 1.07 \quad (5.3)$$

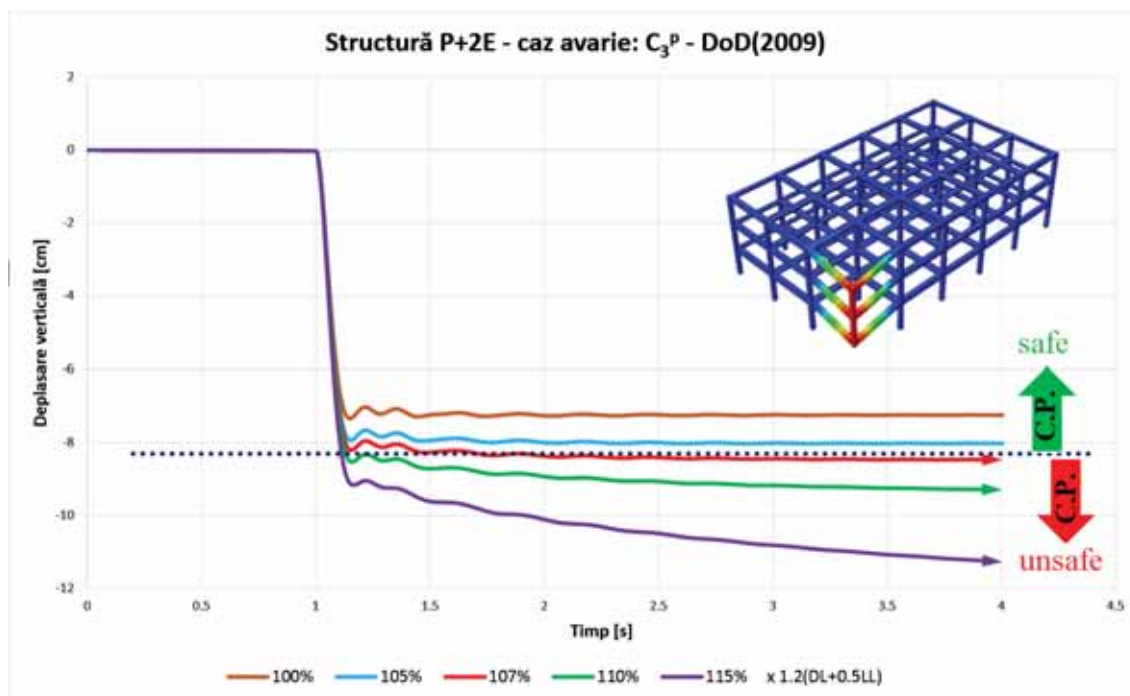


Fig. 5.41. Curbe timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C_3^P (NDA)

5.4.1.2 Evaluarea indicelui de robustețe: GSA(2003) vs. DoD(2009) - NSA

Răspunsul structural obținut pe baza analizei statice neliniare (NSA) efectuate conform prevederilor GSA(2003), exprimat prin intermediul curbei încărcare - deplasare (fig. 5.42), indică o valoare maximă a deplasării verticale suportate de structură de aproximativ 21 cm. Valoarea rotirii totale, $\Theta = 0.0359$ rad, corespunzătoare acestui nivel al deplasării, depășește ușor valoarea rotirii totale admisibile, $\Theta_{adm} = 0.035$ rad, specificată de ghidul de proiectare [2]. Conform prevederilor acestuia, elementele ce ating limita specificată a rotirii plastice, sunt considerate cedate. În consecință, riscul producerii fenomenului de colaps progresiv rezultat în urma analizei statice neliniare (NSA), în cazul structurii cu trei niveluri (P+2E), este ridicat pentru nivelul de încărcare $0.72 \times 2(DL+0.25LL)$.

Astfel, se constată că în cazul evaluării potențialului de colaps progresiv conform metodologiei GSA(2003) [2] analiza statică neliniară (NSA) furnizează un verdict conservativ, în raport cu cel obținut pe baza analizelor dinamice neliniare (NDA).

Acest fapt, reprezintă o consecință directă a supraestimării factorului de amplificare dinamică (DIF), căruia prevederile GSA(2003) îi atribuie valoarea de "2". Considerarea acestuia a generat, în cazul analizei statice neliniare (NSA), atingerea rotirilor admisibile pentru un nivel de aproximativ 72 %, din valoarea sarcinilor gravitaționale corespunzătoare acestui tip de analiză ($2(DL+0.25LL)$). Drept urmare, indicele de robustețe, Ω , obținut în acest caz, raportat la valoarea nominală a sarcinilor gravitaționale este $\Omega = 1.44$ (rel. 5.4), valoarea fiind supraestimată în raport cu valoarea indicelui obținut prin intermediul analizelor dinamice neliniare ($\Omega = 1.27$).

$$\Omega_{GSA}^{NSAP} = \frac{P_{cedare}}{P_{nominal}} = \frac{144\% \cdot (D + 0.25L)}{100\% \cdot (D + 0.52L)} = 1.44 \quad (5.4)$$

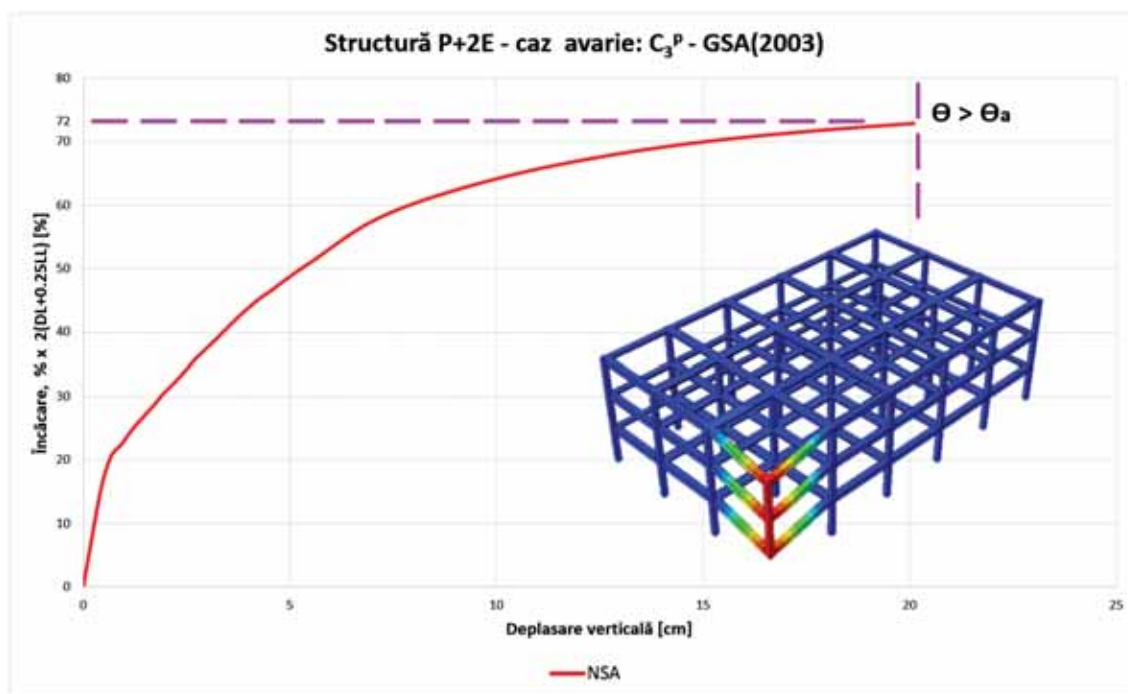


Fig. 5.42. Curbă încărcare - deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C_3^P (NSA)

Analiza statică neliniară (NSA) efectuată asupra structurii cu trei niveluri (P+2E), conform prevederilor ghidului de proiectare DoD(2009) implică determinarea factorului de amplificare dinamică (DIF) în funcție de caracteristicile structurii, spre deosebire de cazul anterior unde valoarea acestuia este impusă și este constantă (DIF=2.0). Evaluarea factorului se realizează atât în funcție de rotirea plastică aferentă nivelului de performanță corespunzător structurii cât și în funcție de rotirea aferentă intrării în curgere a elementului, conform relației 5.5.

$$DIF = 1.04 + 0.45 / (\theta_{pra} / \theta_y + 0.48) = 1.066 \quad (5.5)$$

unde:

θ_{pra} - rotirea plastică admisibilă/acceptată conform DoD(2009) [15] în funcție de nivelul de performanță structurală, $\theta_{pra} = 0.063$ rad;

θ_y - rotirea aferentă intrării în curgere a elementului.

Stabilirea valorii rotirii aferentă intrării în curgere a elementelor (Θ_y) se realizează ținând cont de prevederile ASCE41 [122]. Potrivit acestora, evaluarea termenului în cazul grinzilor din beton armat se efectuează pentru o rigiditate a elementului (EI) redusă cu 50 %. Relația utilizată în acest scop, este:

$$\theta_y = \left(\frac{M_y}{0.5 \cdot E_c I_g} \right) \cdot l_{AP} \quad (5.6)$$

unde:

M_y - momentul încovoietor corespunzător intrării în curgere a secțiunii de b.a.;

E_c - modulul de elasticitate longitudinal al betonului;

I_g - momentul de inerție axial al secțiunii transversale a grinzii;

l_{AP} - lungimea articulației plastice.

Conform lui Park & Paulay (1975) [78], lungimea articulației plastice (A.P.) poate fi considerată în cazul unei abordări simplificate egală cu jumătate din înălțimea totală a secțiunii transversale a elementului investigat.

O abordare diferită este propusă de către Yu & Tan [90] în 2011. Potrivit acesteia, în cazul atingerii momentului de curgere al unei grinzi fixate la ambele capete, încărcate cu o forță concentrată, punctul de inflexiune al diagramei eforturilor (diagrama M) este situat aproximativ la mijlocul deschiderii grinzii (l_{CF}). Astfel, lungimea articulației plastice (A.P.) este considerată jumătate din acest interval ($l_{CF}/2$).

În cadrul obiectivului curent, determinarea lungimii articulației plastice (l_{AP}) este efectuată conform celei de-a doua opțiuni menționate.

Rezultatele obținute în acest caz, indică o valoare a deplasării verticale corespunzătoare sarcinilor gravitaționale nominale ($DIF_x(1.2D+0.5L)$) de 8.97 cm (fig. 5.43). Întrucât rotirea totală corespunzătoare acestei deplasări, $\Theta = 0.016$ rad, este inferioară limitei admisibile specificată de către ghidul de proiectare ($\Theta_{adm} = 0.063$ rad), putem afirma că sub încărcarea standard (nominală) structura este în siguranță și nu are risc de colaps progresiv.

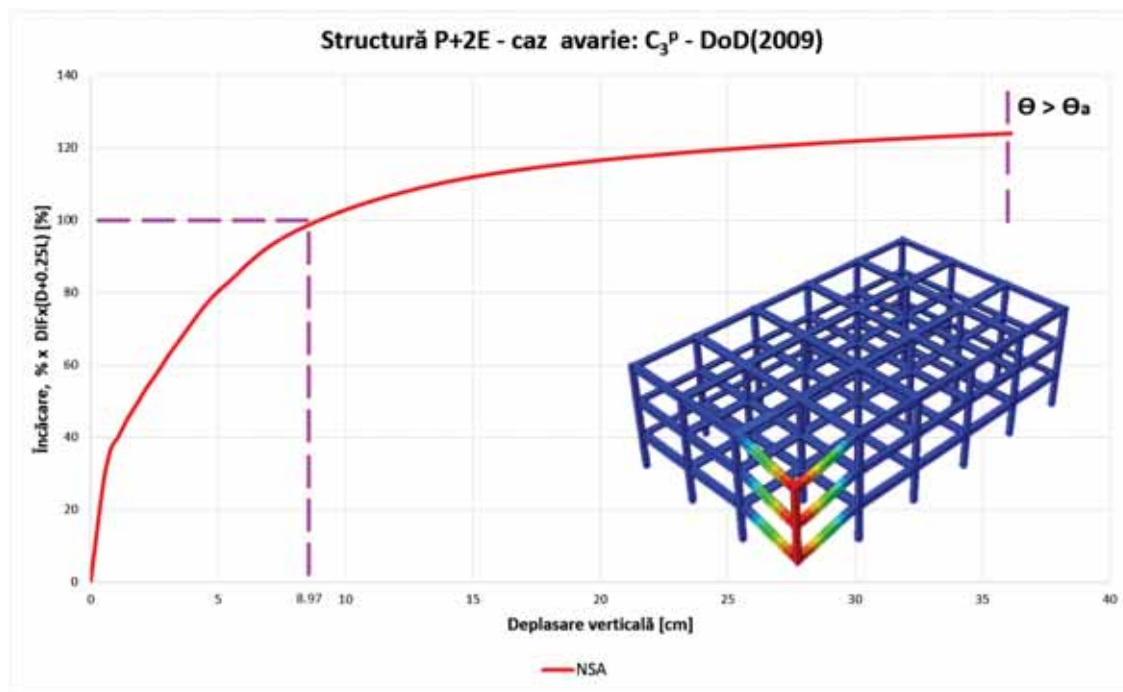


Fig. 5.43. Curbă încărcare - deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C_3^P (NSA)

Pornind de la aceste considerente, analiza statică neliniară (NSA) este re-efectuată pentru un nivel majorat al sarcinilor gravitaționale standard. Deplasarea maximă verticală, corespunzătoare atingerii criteriului de cedare, este 35.56 cm, valoarea fiind atinsă pentru o majorare a sarcinilor nominale cu aproximativ 23.80%. Indicele de robustețe, Ω , determinat în această situație atinge valoarea de 1.24 (rel. 5.7).

$$\Omega_{DoD}^{NSAP} = \frac{P_{cedare}}{P_{nominal}} = \frac{123\% \cdot DIF \cdot (1.2D + 0.5L)}{100\% \cdot DIF \cdot (1.2D + 0.5L)} = 1.23 \quad (5.7)$$

5.4.2 Cazul eliminării stâlpului de colț - etaj intermediar (C_3^i)

Răspunsul structural generat odată cu eliminarea elementului vertical ce aparține unui nivel intermediar al structurii este de asemenea investigat, în conformitate cu prevederile ghidului de proiectare DoD(2009) [15].

În cazul structurii cu trei niveluri, acest scenariu de avarie implică suprimarea stâlpului de la cel de-al doilea nivel al structurii (etaj 1). Rezultatele obținute pe baza analizei dinamice neliniare (NDA) efectuate, indică o valoare a deplasării maxime de 7.70 cm (fig. 5.44), rotirea totală aferentă acesteia fiind $\Theta = 0.0138$ rad. În consecință, nivelul maxim al deplasărilor verticale, atins odată cu aplicarea sarcinilor gravitaționale de referință (nominale), nu este capabil să inițieze cedarea progresivă a elementelor structurale, implicit fenomenul de colaps progresiv.

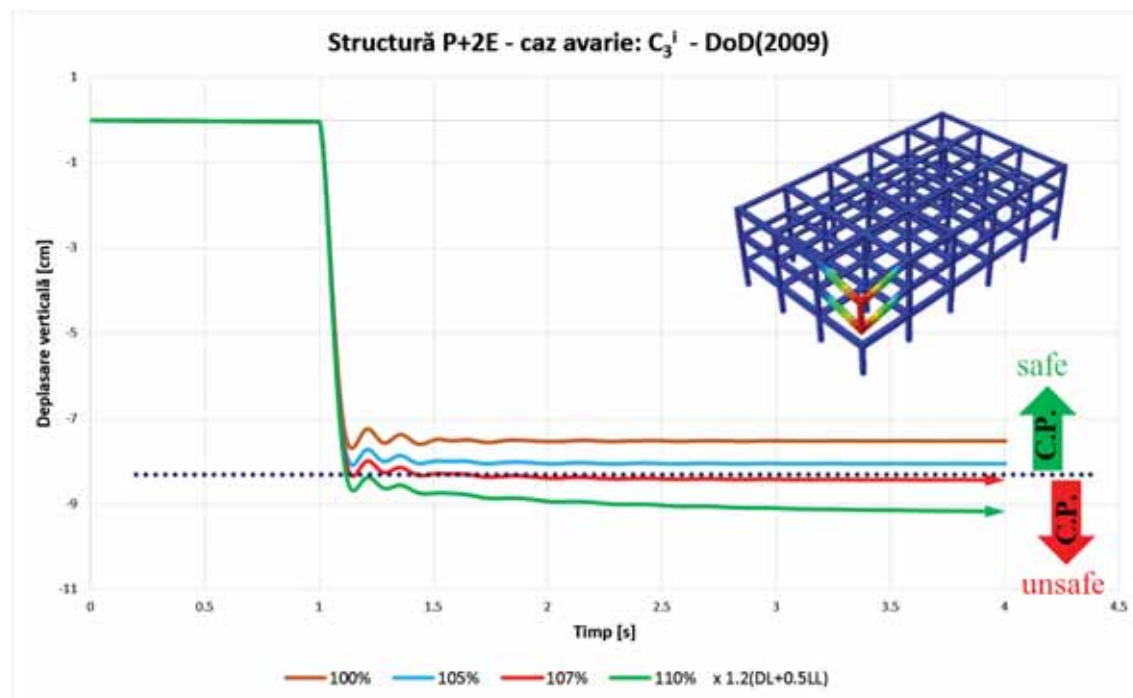


Fig. 5.44. Curbe timp - deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C_3^i (NDA)

Evaluarea indicelui de robustețe, Ω , bazată pe metodologia prezentată anterior, implică majorarea succesivă a nivelului de încărcare al structurii și reefectuarea analizei dinamice neliniare (NDA). Valoarea acestuia de 1.07 (rel. 5.8), este similară celei obținute anterior în cazul cedării elementului structural vertical amplasat la primul nivel al structurii.

$$\Omega_{DoD}^{NDAi} = \frac{P_{cedare}}{P_{nominal}} = \frac{107\% \cdot (1.2D + 0.5L)}{100\% \cdot (1.2D + 0.5L)} = 1.07 \quad (5.8)$$

5.4.3 Cazul eliminării stâlpului de colț - ultimul etaj (C_3^t)

Investigarea consecințelor cedării elementului vertical amplasat la ultimul nivel al structurii, reprezintă o cerință specificată numai în ghidul de proiectare DoD(2009) [15]. Motivul principal pentru efectuarea acestor investigații îl reprezintă suprasarcina ce poate fi atribuită etajelor inferioare ale structurii odată cu cedarea elementelor amplasate la ultimul etaj; suplimentarea încărcărilor peste limita admisibilă putând genera de asemenea colapsul structurii.

Răspunsul structural furnizat de analiza dinamică neliniară (NDA) aferent acestui caz de avarie, arată că structura nu poate susține încărcarea standard (nominală) specificată de ghidul de proiectare considerat [15]: $1.2D + 0.5L$ (fig. 5.45).

Starea de echilibru structural poate fi atinsă, conform analizelor efectuate, pentru un nivel maxim al sarcinilor verticale ce reprezintă aproximativ 85 %, din valoarea nominală a acestora. În consecință, valoarea indicelui de robustețe, Ω , este de numai 0.85 (rel. 5.9).

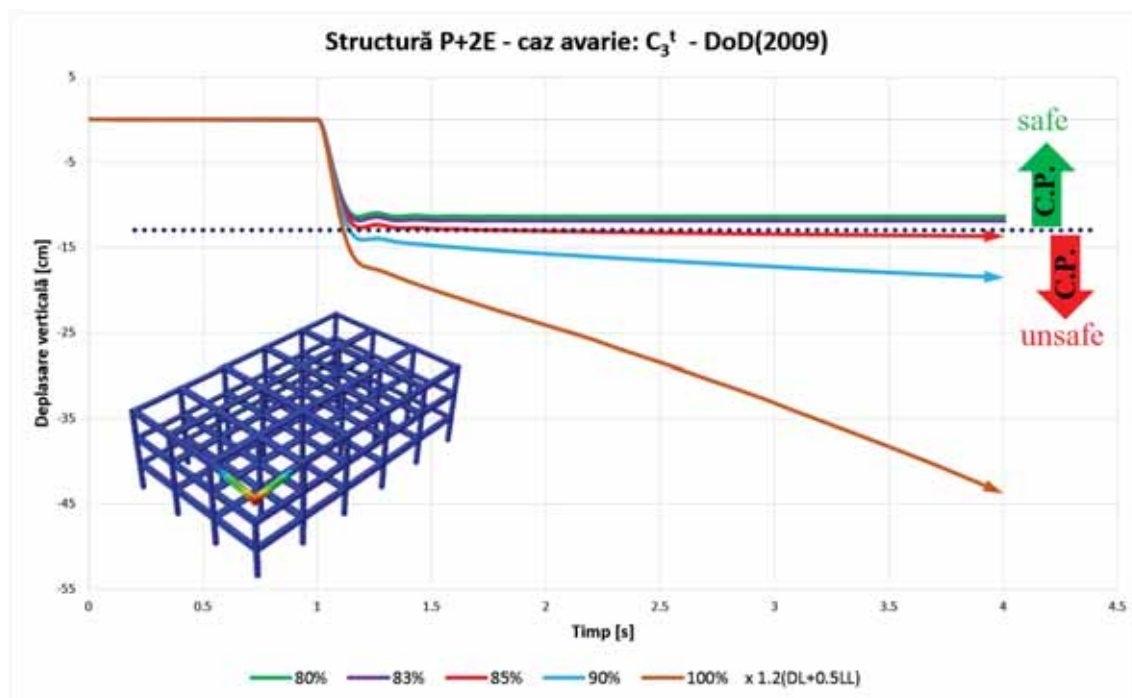


Fig. 5.45. Curbe timp - deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C_3^t (NDA)

$$\Omega_{DoD}^{NDA^t} = \frac{P_{cedare}}{P_{nominal}} = \frac{85\% \cdot (1.2D + 0.5L)}{100\% \cdot (1.2D + 0.5L)} = 0.85 \quad (5.9)$$

5.4.4 Sinteza rezultatelor. Concluzii

Investigarea riscului de colaps progresiv al structurilor cu un număr redus de niveluri (P+2E), conform metodologiei aferente principalelor ghiduri de proiectare [2, 15], reprezintă cel de-al patrulea obiectiv al tezei. Diferențele dintre cele două abordări, sunt evidențiate cu ajutorul indicelui de robustețe, Ω , exprimat prin intermediul raportului între valoarea sarcinilor gravitaționale corespunzătoare cedării structurii (P_{cedare}) și valoarea sarcinilor gravitaționale nominale ($P_{nominal}$).

Analizele dinamice neliniare (NDA) evidențiază, în cazul abordării aferente ghidului de proiectare GSA(2003), capacitatea structurii de a rezista efectelor acțiunilor accidentale, ce pot duce la cedarea unui element structural vertical care aparține primului nivel al structurii. Riscul privind producerea fenomenului de colaps progresiv astfel rezultat, este scăzut (low potential), verdictul păstrându-se până la atingerea unui nivel al sarcinilor gravitaționale cu aproximativ 27% mai mare decât cel al sarcinii nominale. Odată atins acest nivel, structura nu mai este capabilă să-și atingă starea de echilibru, ajungându-se în acest fel la producerea fenomenului de colaps progresiv. Indicele de robustețe rezultat, atinge în acest caz valoarea $\Omega = 1.27$.

O concluzie similară, este obținută și în cazul evaluării răspunsului structural aferent încărcărilor nominale, conform prevederilor ghidului de proiectare DoD(2009). Cedarea progresivă a elementelor structurale, are loc pentru un nivel al sarcinilor gravitaționale cu aproximativ 7% mai mare decât nivelul sarcinilor nominale. Odată cu atingerea acestui prag, structura nu mai este capabilă să-și atingă starea de echilibru, experimentând în acest fel fenomenul de colaps progresiv. Drept urmare, valoarea indicelui de robustețe se diminuează, cu aproximativ 15%, și are valoare $\Omega = 1.07$, rolul principal în stabilirea acestei valori jucându-l amplificarea sarcinilor gravitaționale conform prescripțiilor DoD(2009), cu 20% în cazul încărcării permanente, respectiv cu 100% în cazul încărcărilor utile. În concluzie se arată că evaluarea robusteții structurii în raport cu norma DoD(2009) [15] ($\Omega = 1.07$) este mai restrictivă decât cea efectuată în raport cu norma GSA(2003) [2] ($\Omega = 1.27$).

Pe de altă parte, analizele statice neliniare (NSA) efectuate conform prescripțiilor aferente ghidurilor de proiectare mai sus amintite, indică diferențe majore în ceea ce privește verdictul de colaps progresiv al structurii analizate. Dacă în cazul abordării corespunzătoare ghidului de proiectare GSA(2003), structura este capabilă să reziste unei încărcări ce reprezintă aproximativ 144% din valoarea sarcinilor nominale ($\Omega = 1.44$), odată cu respectarea prevederilor DoD(2009) [15], structura poate atinge un nivel limită a sarcinilor cu aproximativ 23% mai mare decât cel al încărcării nominale ($\Omega = 1.23$). Diferența de 17.0%, obținută în acest caz între valoarea indicilor de robustețe, se datorează valorii supraevaluate a factorului de amplificare dinamică (DIF), considerat în cazul abordării aferente ghidului de proiectare GSA(2003).

Valoarea reală a acestora, în cazul structurii analizate, poate fi stabilită conform relațiilor 5.10, 5.11:

$$DIF_{GSA} = \frac{\Omega_{GSA}^{NSAP}}{\Omega_{GSA}^{NSDP}} = \frac{1.44}{1.27} = 1.13 \quad (5.10)$$

$$DIF_{DoD} = \frac{\Omega_{DoD}^{NSAP}}{\Omega_{DoD}^{NDAP}} = \frac{1.23}{1.07} = 1.15 \quad (5.11)$$

Conform prevederilor ghidului GSA(2003) [2], factorul de amplificare dinamică ce se utilizează în analizele static neliniare, $DIF = 2.0$, este cu mult supraestimat în raport cu valoarea reală stabilită de autor ($DIF = 1.13$) pe baza procedurii menționate (raport între indicii de robustețe static și dinamic); este de subliniat că valoarea $DIF = 1.13$ se referă la nivelul maxim de încărcare pe care îl suportă structura care se presupune că în această fază este într-un stadiu avansat de curgere (plastificare).

În raport cu prevederile ghidului de proiectare DoD(2009) [15], factorul de amplificare dinamică (DIF) determinat de autor, corespunzător atingerii nivelului ultim de capacitate portantă, este de $DIF = 1.15$; valoarea obținută în acest caz este comparabilă ce cea calculată conform prevederilor DoD(2009) - $DIF = 1.07$ - prevederi care au la bază ecuația stabilită de Marchand și alții [45] (rel. 5.5)

Diferența între valoarea factorului de amplificare dinamică (DIF) determinat pe baza raportului între indicii de robustețe static, respectiv dinamic și cea determinată de către Marchand și alții [45] odată cu investigarea unui număr considerabil de structuri, este de aproximativ 5-6%. În concluzie, rezultatele obținute se află în bună concordanță cu cele publicate de către colectivul anterior menționat (fig. 5.46).

De menționat este faptul că, în acest studiu, determinarea rotirii corespunzătoare intrării în curgere a elementelor (Θ_y) se bazează pe abordarea propusă de către Yu & Tan [90] descrisă anterior.

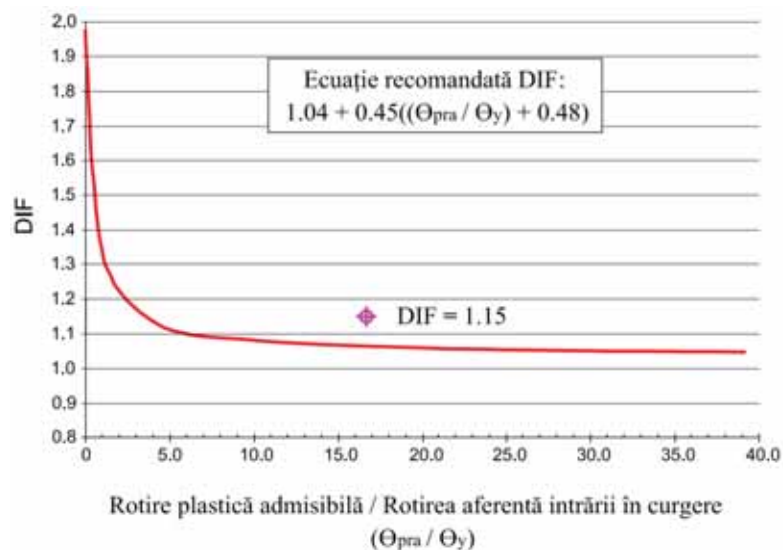


Fig. 5.46. Evoluția factorului de amplificare dinamică (DIF) în funcție de raportul Θ_{pra} / Θ_y [45]

Suplimentar cazului de avarie ce implică eliminarea unui element vertical de colț amplasat la primul nivel al structurii, DoD(2009) [15] prevede și eliminarea elementelor structurale de la etajele intermediare (C_3^i), respectiv de la ultimul etaj al clădirii (C_3^t).

Cedarea elementului vertical ce aparține nivelului intermediar al structurii (C_3^i), relevă un răspuns structural similar celui obținut odată cu suprimarea stâlpului de la primul nivel al acesteia (C_3^p), structura fiind capabilă în ambele cazuri să atingă starea de echilibru fără a experimenta fenomenul de colaps progresiv (fig. 5.47). O concluzie diferită, aferentă producerii fenomenului de colaps progresiv, este indicată odată cu cedarea stâlpului amplasat la ultimul nivel al structurii. În acest caz, tendința de creștere a valorii deplasărilor verticale se păstrează, structura nefiind capabilă să atingă starea de echilibru (fig. 5.47).

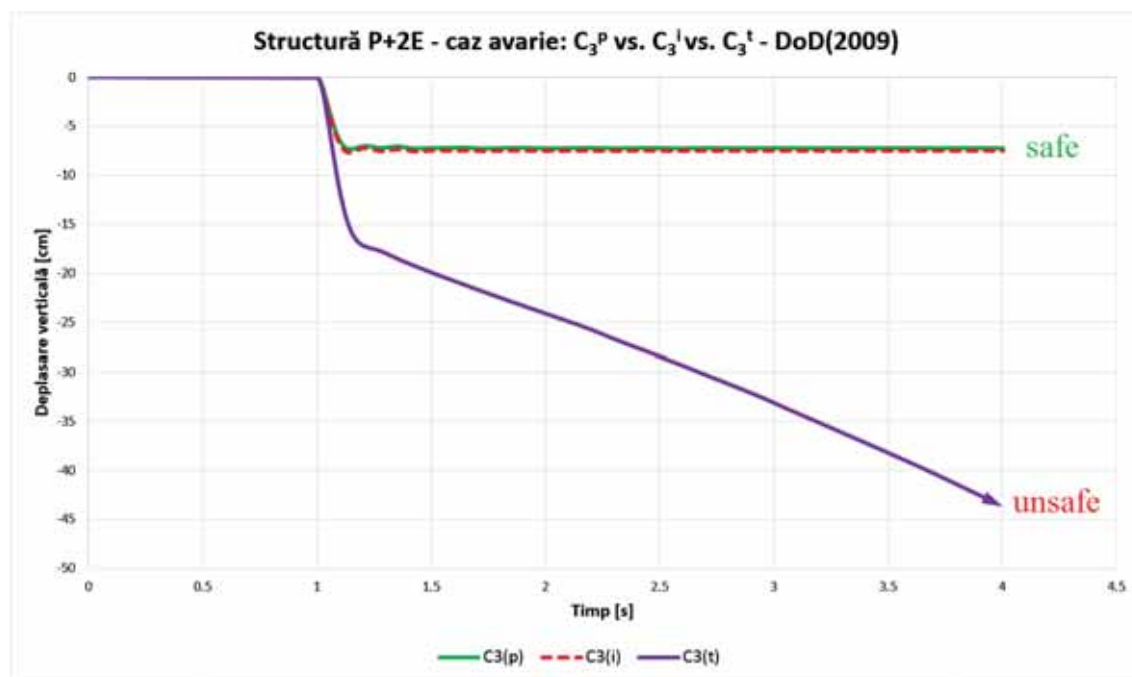


Fig. 5.47. Curbe timp - deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie: C_3^p , C_3^i , C_3^t (NDA)

Valoarea indicilor de robustețe, corespunzătoare celor două cazuri de avarie suplimentare este $\Omega = 1.07$ în cazul avarierii stâlpului intermediar, respectiv $\Omega = 0.85$ în cazul avarierii stâlpului de la ultimul nivel al clădirii.

Tabel 5.2. Centralizator rezultate Obiectiv 4

Structură	Ghid de proiectare	Caz avarie	Indice de robustețe, Ω		Factor de amplificare dinamică (DIF) $\Omega^{NSA} / \Omega^{NDA}$
			NSA	NDA	
P+2E	GSA(2003)	C_3^p	1.44	1.27	1.13
		C_3^p	1.23	1.07	1.15
	DoD(2009)	C_3^i	---	1.07	---
		C_3^t	---	0.85	---

Astfel, se constată că în raport cu cazurile de avarie analizate conform prevederilor DoD(2009) [15], ce implică eliminarea unui stâlp de la parterul, etajul intermediar, respectiv ultimul etaj al clădirii, curbele de capacitate neliniară dinamice ilustrate în figura 5.47 și datele prezentate în tabelul 5.2 arată că cel mai periculos caz de avarie este cazul eliminării stâlpului de la ultimul etaj; rezultatul este important fiind semnalat recent și de alți autori [62].

În concluzie, evaluarea riscului de colaps progresiv bazată pe metodologia corespunzătoare analizei statice neliniare (NSA), potrivit prevederilor ghidului de proiectare GSA(2003), conduce la obținerea de rezultate conservative în raport cu cele furnizate odată cu respectarea prevederilor ghidului de proiectare DoD(2009). Acest fapt se datorează în principal valorii supraevaluate a factorului de amplificare dinamică ($DIF=2.0$), valoare cu aproximativ 77% mai mare decât cea relevantă în cadrul acestui studiu.

Pe de altă parte, aplicarea prevederilor DoD(2009), aferente analizelor dinamice neliniare (NDA), conduce la obținerea de rezultate conservative în raport cu prevederile similare ale ghidului GSA(2003) [2]. Motivul principal al acestei concluzii îl constituie valoarea suplimentară a sarcinilor permanente (20%), respectiv utile (100%) ce este considerată în cazul ipotezelor de încărcare specificate de către ghidul de proiectare DoD(2009) [15]. În acest caz se constată că valoarea factorului de amplificare dinamică, stabilită conform prevederilor ghidului de proiectare DoD(2009), $DIF = 1.066$, este inferioară celei determinate în funcție de indicele de robustețe (Ω) al structurii cu aproximativ 7.30%.

De asemenea, cedarea elementelor verticale de la etajele superioare ale structurii, scenariu de avarie ce nu este considerat în cadrul metodologiei de evaluare a riscului de colaps progresiv aferent GSA(2003), se dovedește a fi mai periculoasă decât cea a elementelor amplasate la primul etaj al acesteia. Drept consecință, deși în literatura de specialitate stabilirea riscului de colaps progresiv se face în majoritatea cazurilor numai pe baza scenariilor ce implică cedarea elementelor de la primul nivel al clădirii [37 - 39, 45], rezultatele obținute în cadrul acestui obiectiv subliniază importanța investigării cazurilor de avarie aferente elementelor dispuse la diferite niveluri ale structurii. În cazul de față, indicele de robustețe aferent scenariului de avarie ce implică eliminarea stâlpului amplasat la ultimul etaj al structurii are o valoare cu 20.5% mai mică decât indicele de robustețe obținut odată cu eliminarea stâlpului de la primul nivel, respectiv de la un nivel intermediar.

Cap. 6 Acuratețea și eficiența analizelor la colaps progresiv: Metoda Elementelor Finite (MEF) vs. Metoda Elementelor Aplicate (MEA)

Metoda Elementelor Finite (MEF) reprezintă, așa cum s-a menționat anterior, probabil cea mai comună abordare utilizată în prezent pentru rezolvarea problemelor numerice aferente domeniului ingineriei civile.

Dezvoltată în decursul ultimelor șase decenii, metoda stă la baza creării unui număr semnificativ de programe de analiză structurală. Două dintre acestea, utilizate cu precădere atât în domeniul proiectării curente (SAP2000 [75]) cât și în domeniul cercetării (Abaqus [96]) sunt utilizate în cadrul acestei teze pentru atingerea obiectivelor a căror rezultate sunt detaliate în cadrul capitolului precedent (Capitolul 4). O descriere succintă a acestei metode este prezentată în cadrul Capitolului 2, secțiunea 2.3.1.

Suplimentar acestei metode, în decursul ultimilor ani au fost dezvoltate și alte programe de calcul structural, bazate pe metode diferite de analiză. Unul dintre aceste programe, utilizat preponderent în cazul structurilor supuse acțiunilor accidentale, este Extreme Loading for Structures - ELS [97]. Programul, dezvoltat de către ASI (Applied Science International), are la bază Metoda Elementelor Aplicate (MEA) dezvoltată de către Meguro și Tagel-Din [117-121]. Un scurt rezumat privind modul de lucru al acestuia este prezentat, de asemenea, în cadrul Capitolului 2, secțiunea 2.3.2.

Ambele abordări sunt capabile să surprindă comportamentul real al structurilor în domeniul nelinier (fig. 6.1), așa cum s-a demonstrat în cadrul Capitolului 3 al tezei. Calibrarea

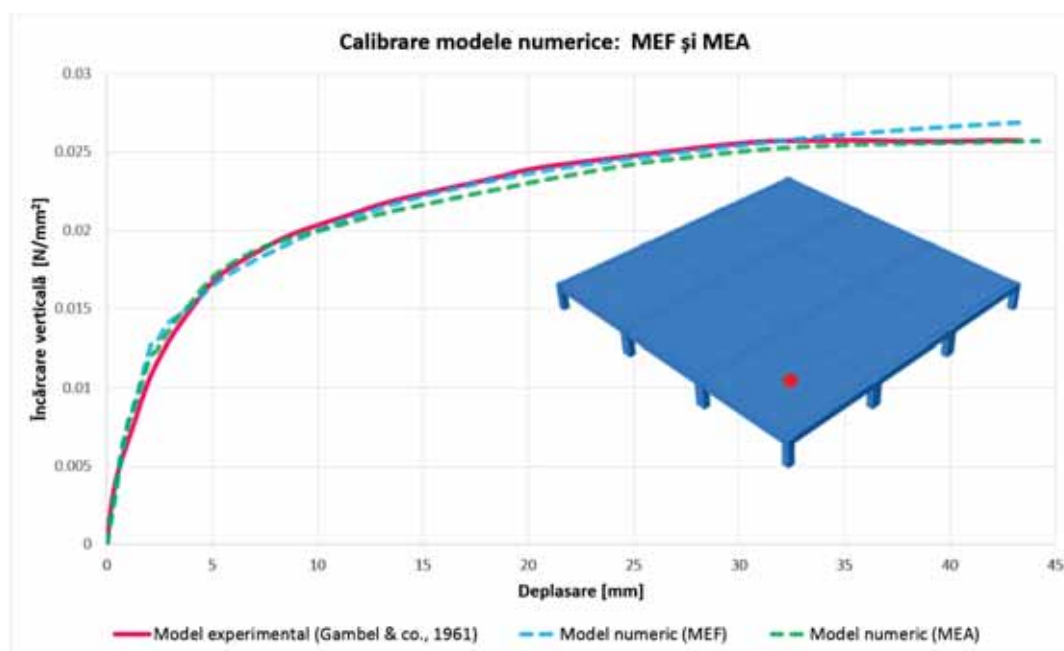


Fig. 6.1. Curba încărcare - deplasare: experiment [136] vs. modelare numerică (MEF și MEA)

modelelor numerice aferente fiecărei din cele două metode, s-a realizat având la bază un studiu experimental clasic efectuat asupra unei structuri din beton armat (stâlpi, grindă, placă) supusă acțiunii sarcinilor gravitaționale aplicate static.

Pornind de la aceste observații, în cadrul prezentului obiectiv se urmărește evidențierea principalelor avantaje, respectiv dezavantaje ale celor două abordări, prin prisma acurateții rezultatelor și a eficienței procesului de calcul cerut de evaluarea potențialului de colaps progresiv al structurilor în cadre din beton armat.

În acest scop, sunt derulate o serie de analize dinamice neliniare (NDA) asupra a două modele structurale cu regimuri de înălțime diferite (P+2E, P+8E), conform prevederilor ghidului de proiectare DoD(2009) [15]. Potrivit acestuia, în cazul analizelor neliniare, aportul adus capacității de rezistență al structurii de elementele secundare de tip placă de planșeu, poate fi considerat prin includerea acesteia în modelul structural. Întrucât rezultatele aferente obiectivului numărul trei evidențiază influența majoră a modelării câmpurilor de placă asupra răspunsului structural, în cadrul acestui obiectiv modelarea plăcii se realizează integral (fig. 6.2) prin discretizarea acesteia în elemente finite, respectiv elemente aplicate. Scenariul de avarie considerat inițial, implică suprimarea unui element de rezistență vertical interior, ce aparține primului nivel al clădirii (caz C₄).



Fig. 6.2. Modele structurale investigate: P+2E, P+8E

Parametrii corespunzători analizelor dinamice neliniare (curbe material, perioadă eliminare stâlp, discretizare elemente, etc.), descriși în secțiunea 4.5 a tezei, sunt considerați și în cazul analizelor efectuate în cadrul capitolului curent al lucrării. De menționat este faptul că, în cazul analizelor efectuate cu ajutorul programului ELS [97], este considerată și ipoteza suplimentară a unei mărimii reduse a incrementului (0.001 secunde față de 0.005 secunde), ținându-se astfel cont de indicațiile specificate în manualul de utilizare al programului [131].

De asemenea, întrucât programele utilizate (Abaqus, ELS) sunt instalate pe sisteme de calcul diferite, caracteristicile principale ale acestora sunt prezentate în tabelul 6.1.

Tabel 6.1. Caracteristici principale ale sistemelor de calcul

Sistem de calcul	Abaqus	ELS
Procesor	i7 - 3.90 GHz	i7 - 3.40 GHz
Nr. nuclee	8	8
RAM	32 GB	16 GB

6.1 MEF vs. MEA

6.1.1 Structură P+2E

Analiza dinamică neliniară (NDA) efectuată cu ajutorul programului Abaqus [96], bazat pe Metoda Elementelor Finite (MEF), atrage după sine un răspuns structural ce indică capacitatea clădirii de a rezista efectelor cauzate de apariția sarcinilor accidentale, ce au drept consecință cedarea unui element de rezistență vertical amplasat în interiorul structurii (caz C₄).

Variația în timp a deplasării verticale, precum și forma deformată a structurii sunt ilustrate în cadrul figurii 6.3. Valoarea maximă a deplasării obținute sub încărcarea standard DoD(2009), de aproximativ 4.23 cm, îi corespunde unui nivel al rotirii totale, $\Theta = 0.0076$ rad, situat sub limita admisibilă specificată de DoD(2009) [15] în cazul grinzilor ($\Theta_{adm} = 0.063$ rad), respectiv al plăcilor ($\Theta_{adm} = 0.05$ rad).

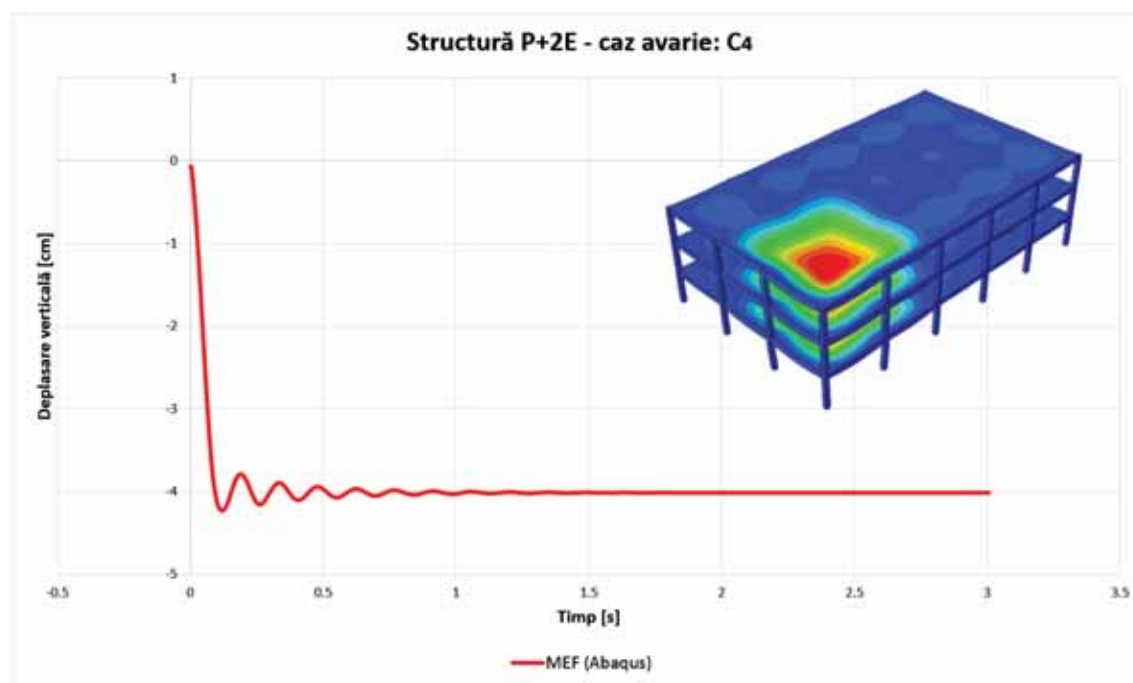


Fig. 6.3. Curbă timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C₄

Distribuția deformațiilor specifice, corespunzătoare momentului în care se atinge valoarea maximă a deplasării verticale, este prezentată în figura 6.4. După cum se poate observa, deformațiile plastice se dezvoltă după modelul liniilor de curgere obținute în urma analizei limită a plăcilor. Astfel, este afectată zona de reazem (moment încovoietor negativ) a plăcilor ce aparțin inclusiv tramelor adiacente stâlpului avariat (fig. 6.4-a), respectiv zona de câmp (moment încovoietor pozitiv) unde dezvoltarea liniilor de curgere are loc după diagonala panoului (fig. 6.4-b).

Intervalul de timp necesar efectuării celor doi pași, ce implică aplicarea statică a sarcinilor gravitaționale asupra structurii, respectiv eliminarea stâlpului într-un interval de

0.005 secunde și ulterior înregistrarea evoluției răspunsului structural pentru o perioadă de 3 secunde, atingând valoarea de aproximativ 51 de ore.

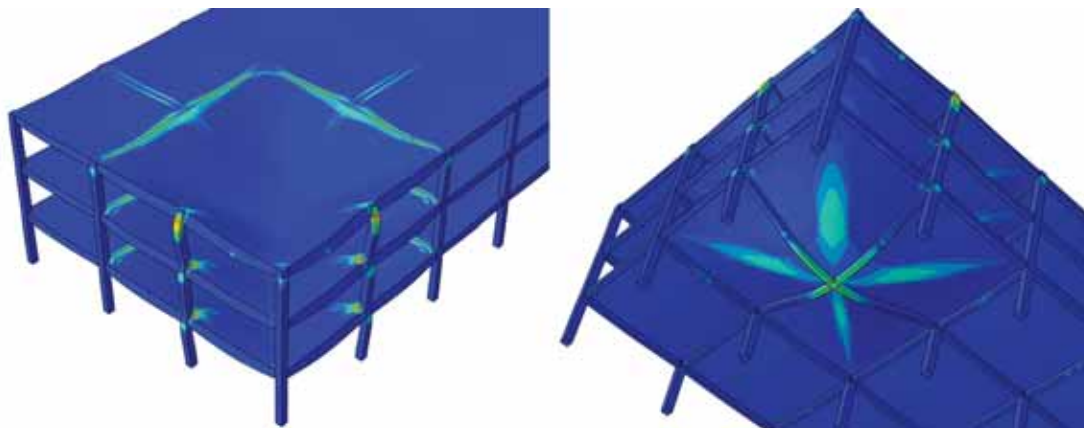


Fig. 6.4. Distribuția deformațiilor plastice la întindere: a) vedere de sus, b) vedere de jos

Efectuarea unei analize dinamice neliniare (NDA) similare, asupra sistemului structural modelat cu ajutorul programului ELS [97], ce utilizează Metoda Elementelor Aplicate (MEA), relevă de asemenea abilitatea structurii de a face față încărcărilor accidentale, fără a experimenta cedarea progresivă a elementelor de rezistență.

Evoluția deplasării verticale în funcție de timp sub încărcarea standard DoD(2009) [15], precum și forma deformată a structurii sunt prezentate în cadrul figurii 6.5. Valoarea maximă a deplasării obținute în acest caz este de 4.73 cm. Valoarea rotirii totale exprimată în funcție de aceasta, $\Theta = 0.0084$ rad, este inferioară limitei corespunzătoare cedării, ($\Theta_{adm} = 0.063$ rad - grindă, $\Theta_{adm} = 0.05$ rad - placă), specificată de ghidul de proiectare utilizat [15].

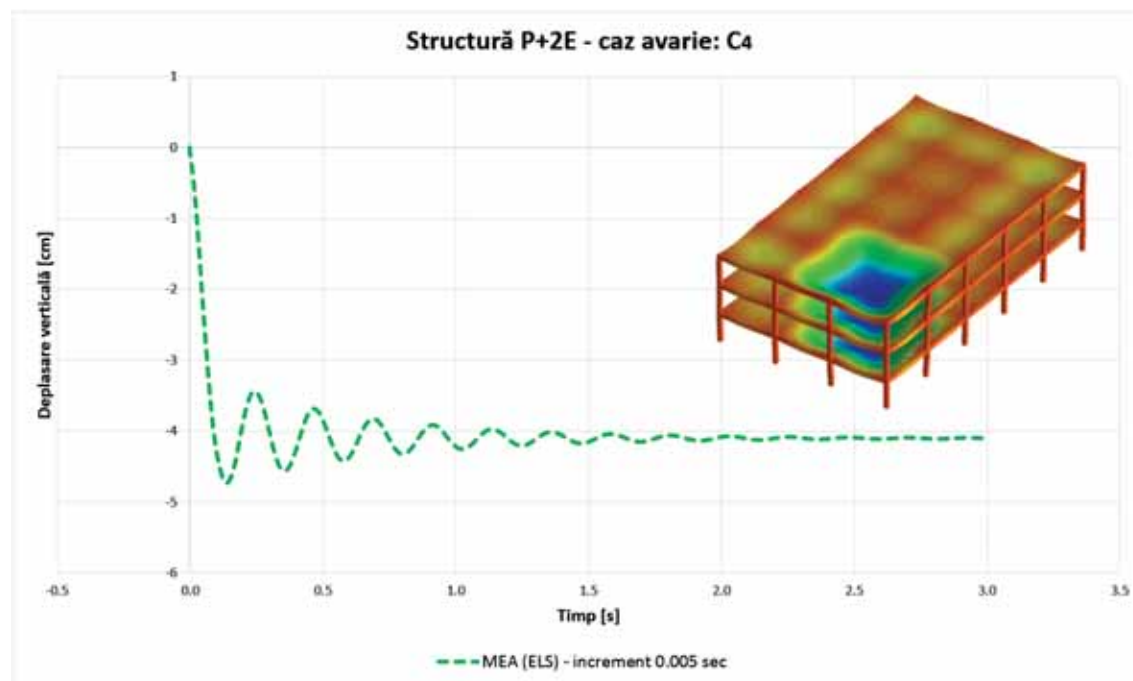


Fig. 6.5. Curbă timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C4

Distribuția deformațiilor specifice precum și a fisurilor, aferente momentului în care este atinsă valoarea maximă a deplasării verticale, este ilustrată în figura 6.6. Fiind mai pronunțate decât cele prezentate anterior, acestea se dezvoltă, similar cazului anterior, preponderent în cadrul elementelor structurale ce aparțin tramelor adiacente elementului suprimat, respectând modelul liniilor de curgere aferent analizei limită a plăcilor.

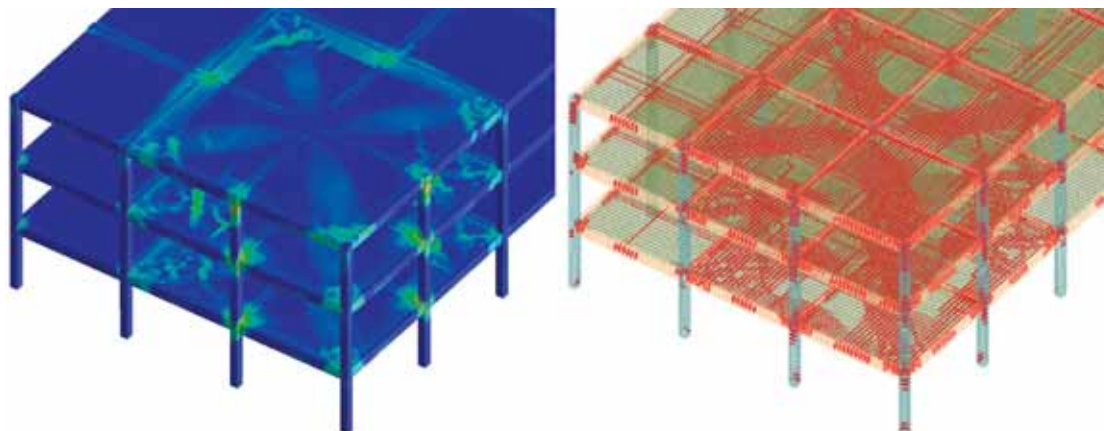


Fig. 6.6. Distribuția deformațiilor plastice (a) și a fisurilor (b), structură 3 niveluri

Intervalul de timp necesar efectuării celor doi pași corespunzători analizei, descriși anterior, atinge în acest caz valoarea de numai 3 ore.

6.1.2 Structură P+8E

Un studiu similar celui anterior, este desfășurat în cazul structurii în cadre din beton armat cu un regim mediu de înălțime: P+8E. Abordarea ce implică utilizarea programului în element finit Abaqus [96], relevă, așa cum era de așteptat datorită gradului sporit de robustețe obținut odată cu considerarea unui număr suplimentar de niveluri, capacitatea structurii de a limita propagarea avariilor evitând în acest mod producerea fenomenului de colaps progresiv.

Variația deplasărilor verticale odată cu trecerea celor trei secunde, cuantificate din momentul eliminării stâlpului, este prezentată în figura 6.7. Valoarea maximă a rotirii totale, $\Theta = 0.0039$ rad, determinată pe baza deplasării maxime înregistrate, de 2.08 cm, se situează mult sub limita de cedare, $\Theta_{adm} = 0.063$ rad - grindă, $\Theta_{adm} = 0.05$ rad - placă, evaluată conform prevederilor ghidului de proiectare DoD(2009) [15].

Momentul în care este atinsă valoarea maximă a deplasării și implicit a rotirii totale, generează o distribuție a deformațiilor specifice, în cadrul elementelor ce compun tramele adiacente stâlpului suprimat, așa cum este prezentată în figura 6.8. Întrucât nivelul atins de către deplasările verticale este inferior celui corespunzător structurii cu trei niveluri, incursiunile în domeniul plastic înregistrate în acest caz sunt limitate, respectând însă modelul corespunzător liniilor de curgere, întâlnit în cazul analizei limită a plăcilor.

Intervalul de timp aferent analizei, corespunzător atingerii stării de echilibru a structurii, arată o majorare semnificativă în raport cu durata de timp aferentă investigării modelului structural cu trei niveluri. Aplicarea sarcinilor gravitaționale, eliminarea stâlpului,

respectiv evaluarea răspunsului structural pentru o perioadă de 1.40 secunde sunt efectuate într-un interval de 382 ore (aproximativ 16 zile).

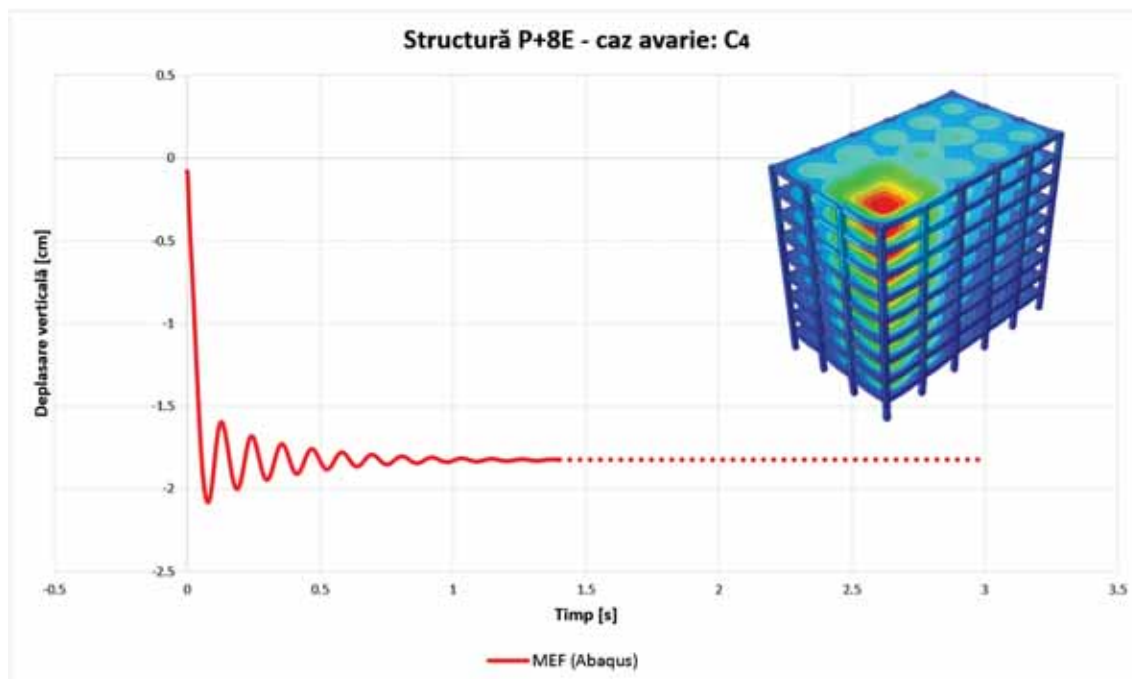


Fig. 6.7. Curbă timp-deplasare verticală: structură 9 niveluri - caz avarie C_4

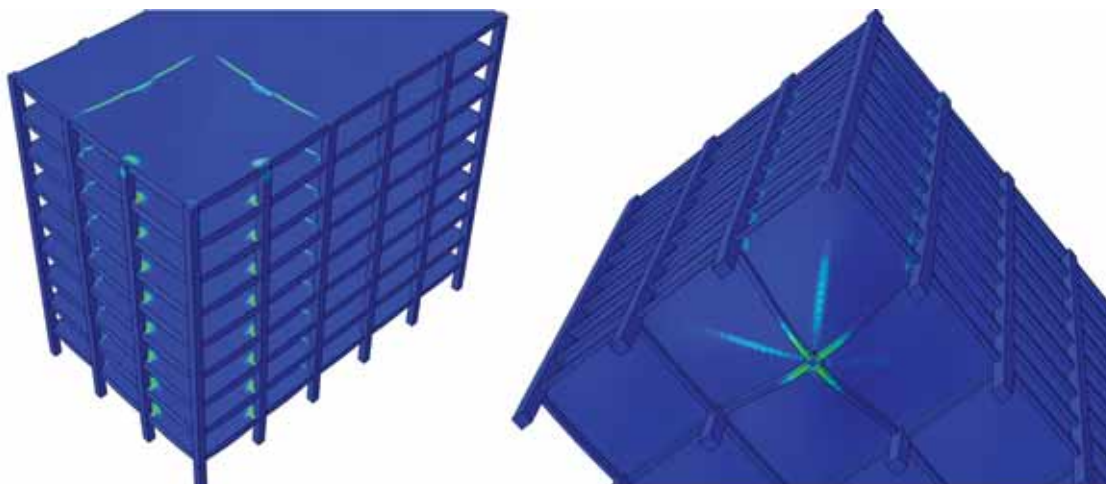


Fig. 6.8. Distribuția deformațiilor plastice la întindere: a) vedere de sus, b) vedere de jos

Investigarea răspunsului structural prin intermediul analizei dinamice neliniare (NDA) efectuate asupra sistemului structural cu ajutorul programului ELS [97] (MEA), indică, similar cazului precedent, capacitatea structurii de a evita cedarea progresivă sub sarcinile standard DoD(2009) [15].

Variația în timp a nivelului deplasărilor verticale, respectiv forma deformată a sistemului structural sunt ilustrate în cadrul figurii 6.9. Rotirea totală maximă, înregistrată în acest caz, $\Theta = 0.0048$ rad, determinată pe baza valorii maxime a deplasării verticale, de 2.56

cm, este de asemenea inferioară valorii corespunzătoare criteriului de acceptare specificat de ghidul DoD(2009) [15].

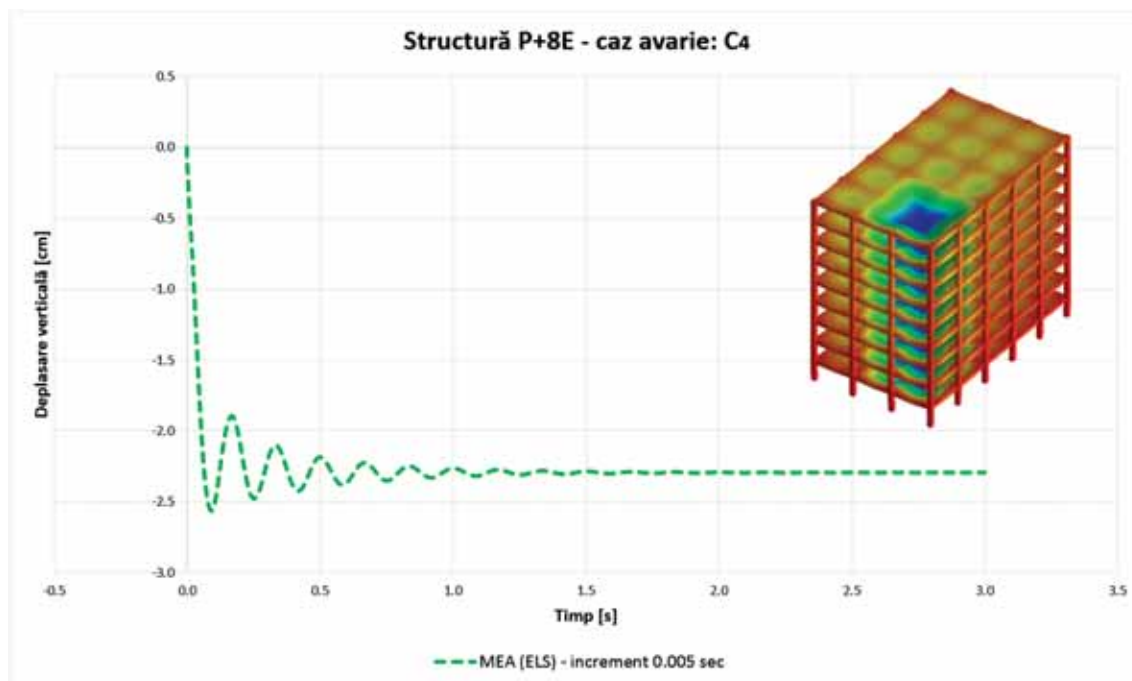


Fig. 6.9. Curbă timp-deplasare verticală: structură 9 niveluri - caz avarie C₄

Elementele structurale ce experimentează deformații plastice, respectiv fisuri, situate în vecinătatea elementului de rezistență avariata, sunt ilustrate în figura 6.10. Nivelul acestora este, și de această dată, mai pronunțat comparativ cu nivelul înregistrat anterior prin MEF.

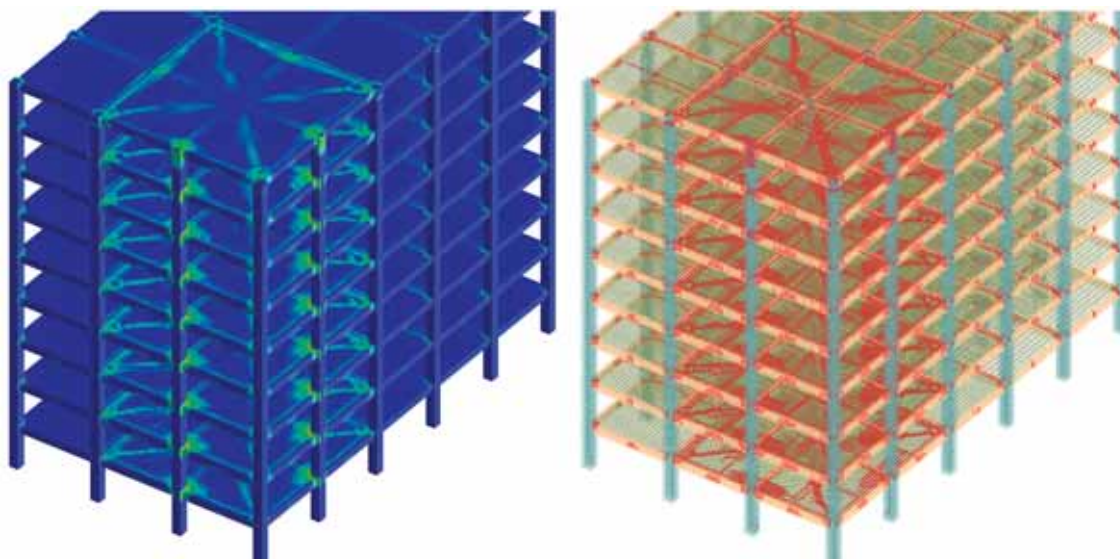


Fig. 6.10. Distribuția deformațiilor plastice (a) și a fisurilor (b), structură 9 niveluri

Intervalul de timp necesar efectuării celor doi pași corespunzători analizei, ce implică aplicarea statică a sarcinilor gravitaționale, suprimarea stâlpului, precum și obținerea răspunsului structural corespunzător unui interval de 3 secunde, înregistrat din momentul avarierii elementului vertical, este de numai 7 ore.

6.1.3 Sinteza rezultatelor. Concluzii

Metoda Elementelor Finite (MEF) constituie, în prezent, principala abordare numerică utilizată în evaluarea riscului de colaps progresiv al structurilor. Cu toate acestea, în ultima decadă, noi metode numerice au fost dezvoltate (ex.: MEA).

Drept consecință, obiectivul curent își propune investigarea răspunsului sistemelor structurale la colaps progresiv obținut odată cu adoptarea a două metode diferite de rezolvare a problemelor numerice corespunzătoare sistemelor structurale: MEF, respectiv MEA.

În acest scop, este efectuată o serie de analize dinamice neliniare (NDA) asupra unor modele structurale cu diferite niveluri de înălțime: P+2E, respectiv P+8E. Capacitatea de rezistență a acestora este asigurată, suplimentar celei adusă de către elementele structurale principale (stâlpi și grinzi), prin intermediul modelării complete a plăcii de planșeu (element structural secundar).

Rezultatele obținute în cazul structurii cu un număr redus de niveluri (P+2E) relevă, în cazul utilizării aceluiași parametrii de lucru (coeficient de amortizare, perioadă eliminare stâlp, mărime increment) rezultate similare cu privire la verdictul analizei. Diferența procentuală între valorile deplasărilor verticale maxime este de aproximativ 10%, după cum este ilustrat în figura 6.11. Deplasarea remanentă, înregistrată odată cu atingerea stării de echilibru a sistemului structural, obținută pe baza celor două abordări este similară: 4.02cm (MEF) vs. 4.10cm (MEA).

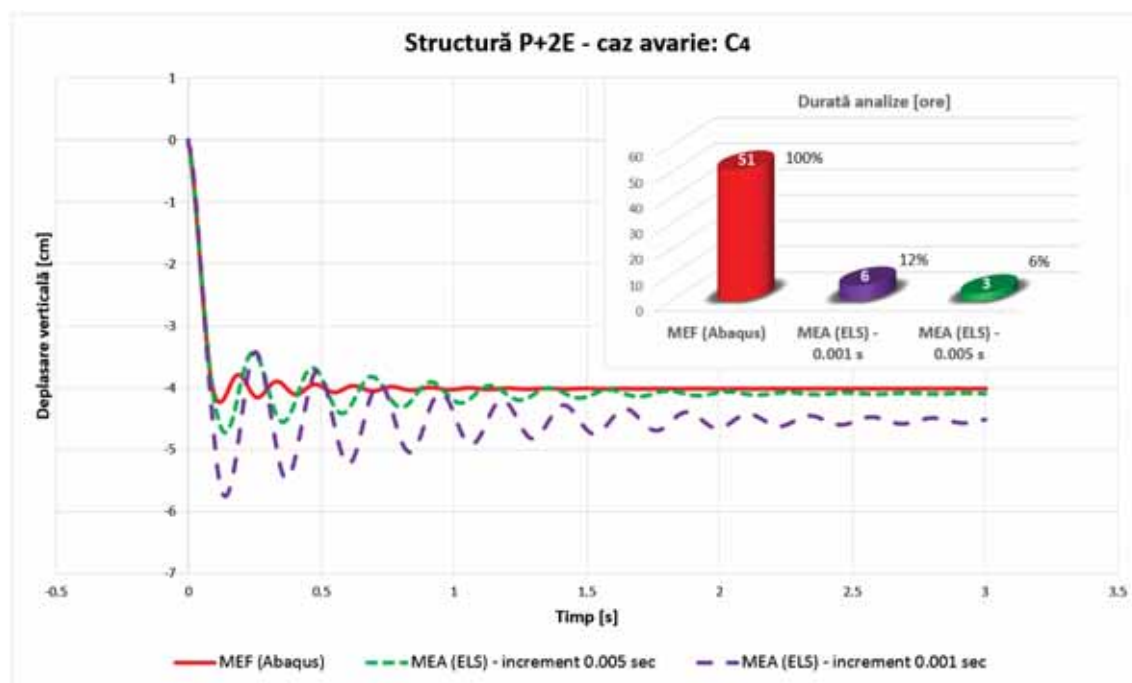


Fig. 6.11. Curbe timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C4

Întrucât manualul de utilizare al programului ELS [131], recomandă ca dimensiunea incrementului utilizat pentru efectuarea analizelor dinamice neliniare (NDA) să fie de 0.001 secunde, adică 1/5 din dimensiunea utilizată anterior, sistemul structural este reevaluat. Nivelul maxim al deplasării verticale, crește cu 21.5%, atingând în acest caz valoarea de 5.75 cm (fig. 6.11). Diferența procentuală nou rezultată, prin compararea celor două metodologii aplicate (MEF vs. MEA) atinge valoarea de 26.4%. Intervalul de timp necesar efectuării noii analize este de aproximativ 6 ore.

Rezultate similare sunt observate în cazul structurii cu nouă etaje (P+8E), cu mențiunea că, datorită gradului sporit de robustețe, deplasările verticale, respectiv incursiunile elementelor structurale în domeniul plastic, înregistrează un nivel inferior celor corespunzătoare structurii cu trei niveluri (P+2E).

Diferența procentuală obținută în cazul utilizării aceluiași parametrii de lucru (coeficient de amortizare, mărime increment) între valorile maxime ale deplasărilor verticale corespunzătoare celor două metode utilizate (MEF și MEA) este de 18.7% (fig. 6.12).

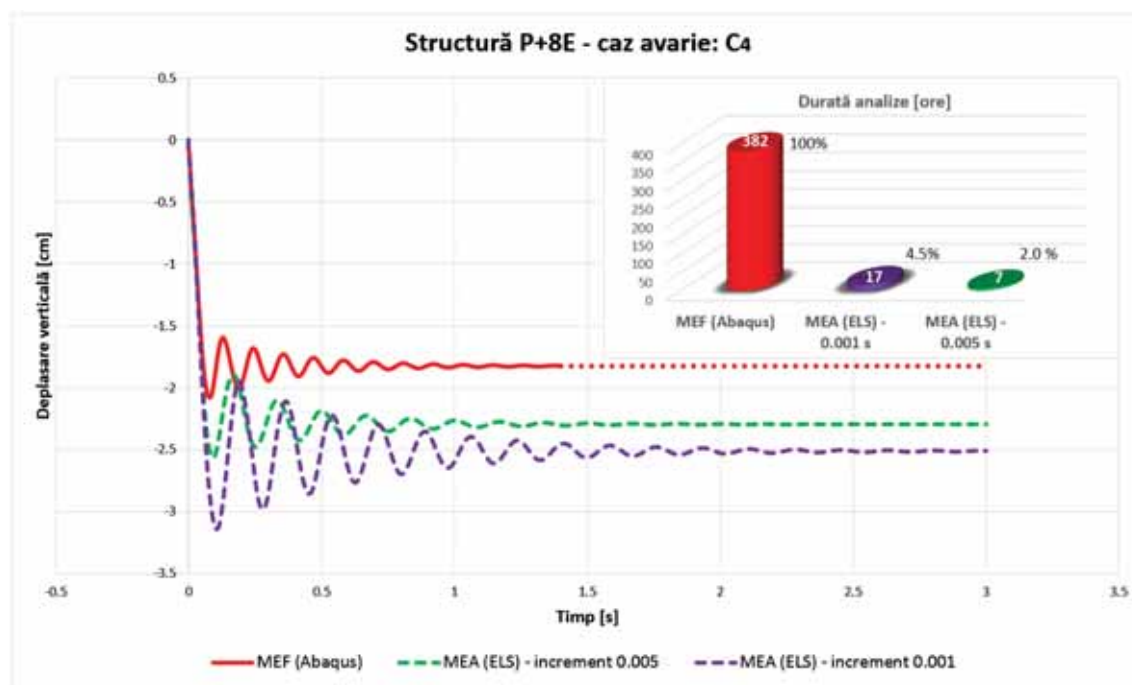


Fig. 6.12. Curbe timp-deplasare verticală: structură 9 niveluri - caz avarie C₄

Diferențe procentuale accentuate între cele două metodologii, de 33.65%, sunt obținute și în acest caz odată cu utilizarea unei dimensiuni maxime a incrementului, corespunzător analizei dinamice neliniare (NDA), de 0.001 secunde (fig. 6.12), durata necesară efectuării analizei în acest caz fiind de aproximativ 17 ore.

De subliniat este faptul că, rezultatele ilustrate (fig. 6.11, fig. 6.12) sunt obținute în situația utilizării programului Abaqus [96] (MEF) într-un interval de timp de 51 de ore, în cazul structurii cu trei niveluri, respectiv într-un interval de 382 de ore, în cazul celei cu nouă niveluri. Obținerea aceluiași date, în situația utilizării programului ELS [97] (MEA), are loc în cazul considerării celei mai dezavantajoase abordări (pas analiza de 0.001 secunde) într-un

interval de 6 ore în cazul structurii cu trei niveluri, respectiv 17 ore în cazul celei cu nouă niveluri, ceea ce reprezintă o reducere semnificativă a intervalelor de timp cu aproximativ 88% (P+2E), respectiv 95.5% (P+8E).

În concluzie, utilizarea unor valori identice ale parametrilor corespunzători analizei dinamice neliniare (NDA) conduce, în cazul nivelului considerat al sarcinilor gravitaționale, la obținerea de rezultate similare atât în cazul utilizării programului Abaqus ce implică utilizarea Metodei Elementului Finit (MEF), cât și în cazul programului ELS, ce implică utilizarea Metodei Elementului Aplicat (MEA).

Ambele abordări utilizate surprind calitativ același model de distribuție al deformațiilor plastice în beton (fig. 6.4, 6.6), model similar celui obținut în cazul analizei limită a plăcilor, unde dezvoltarea liniilor de curgere are loc în lungul reazemelor în zona momentului încovoietor negativ, respectiv după diagonala panoului în zona momentelor încovoietoare pozitive.

Diferențe pot apărea totuși, pentru un nivel suplimentar al solicitării, unde poate interveni fisurarea excesivă a elementelor. Justificarea principală în acest caz, o reprezintă posibilitatea implicită de separare a elementelor disponibilă în cadrul programului ELS, acest lucru constituind și un prim avantaj al programului de calcul.

De asemenea, eficiența în obținerea rezultatelor este subliniată de diferențele majore înregistrate în cazul intervalelor de timp aferente celor două abordări. Verdictul de colaps progresiv, poate fi stabilit în cazul unei structuri cu un regim mediu de înălțime (P+8E), analizată cu ajutorul programului ELS [97], într-un interval de timp ce reprezintă sub 5% din durata de timp corespunzătoare efectuării aceluiași tip de analiză cu ajutorul programului Abaqus [96].

Pe de altă parte, nu trebuie ignorat faptul că programul de calcul Abaqus constituie o unealtă cu caracter general, fiind capabilă să rezolve o multitudine de probleme aferente domeniului ingineriei civile precum și altor domenii ingineresti.

6.2 MEA - cazuri speciale de avarie

Diferențele semnificative de timp evidențiate anterior (fig. 6.11, 6.12) precum și capabilitatea implicită de separare a elementelor odată cu experimentarea unui nivel semnificativ al deformațiilor plastice, reprezintă principalele argumente ce-i atribuie abordării bazate pe Metoda Elementelor Aplicate (MEA) un grad sporit de eficiență în ceea ce privește stabilirea verdictului de colaps progresiv al structurilor din beton armat.

Suplimentar scenariilor de avarie incluse în principalele ghiduri de proiectare împotriva colapsului progresiv [2, 15], o serie din ce în ce mai însemnată de lucrări de specialitate [59, 60, 67, 89] investighează răspunsul structural obținut odată cu eliminarea simultană a mai multor elemente de rezistență verticale ale clădirii.

Drept consecință, suplimentar țelului inițial aferent acestui obiectiv, se urmărește evaluarea riscului de colaps progresiv al modelelor structurale complete (grindă, stâlp, placă) pentru scenarii speciale de avarie având fie un grad suplimentar de complexitate, care implică eliminarea simultană a unui număr superior de stâlpi (doi stâlpi, respectiv trei stâlpi) fie stâlpi poziționați la niveluri diferite. Incrementul utilizat în cadrul tuturor analizelor efectuate în continuare este de 0.001 secunde, în concordanță cu recomandările manualului de utilizare al programului de calcul [131].

6.2.1 Structură P+2E

6.2.1.1 Avarierea stâlpilor de la niveluri diferite

Un prim set de analize dinamice neliniare (NDA), efectuat asupra sistemului structural cu trei niveluri (P+2E), are ca scop investigarea răspunsului clădirii survenit odată cu eliminarea unui stâlp intermediar (caz C₄), amplasat la niveluri diferite.

Potrivit rezultatelor prezentate în secțiunea 5.4.3 a tezei, verdictul privind riscul de colaps progresiv stabilit odată cu cedarea unui element amplasat la ultimul etaj al structurii s-a dovedit a fi diametral opus celui obținut în cazul avarierii stâlpului amplasat la baza acesteia, arătând particularitatea acestui caz de avarie.

Deși în această situație verdictul rămâne neschimbat, eliminarea stâlpului amplasat în interiorul structurii, ce aparține etajului intermediar al acesteia (C₄ⁱ), generează o creștere a deplasării verticale și implicit a rotirii totale cu 6.40%, valorile acestora ajungând la 6.12 cm (fig. 6.13), respectiv $\Theta = 0.011$ rad.

O majorare suplimentară a acestor valori, de aproximativ 19.82%, prin comparație cu cea obținută în cazul cedării elementului poziționat la primul nivel (parter) al structurii, se observă odată cu avarierea stâlpului intermediar amplasat la ultimul nivel al acesteia. Deplasarea verticală maximă atinge în acest caz valoarea de 6.89 cm (fig. 6.13), în timp ce rotirea calculată pe baza acesteia este $\Theta = 0.012$ rad $< \Theta_{adm} = 0.063$ rad.

Drept consecință, pentru niciunul din cele trei cazuri considerate, criteriul de cedare specificat de către ghidul de proiectare DoD(2009) nu este atins, structura fiind capabilă să reziste cedării stâlpului interior de la orice nivel al structurii, fără a experimenta fenomenul de colaps progresiv. O contribuție semnificativă în stabilirea acestui verdict o are includerea

elementelor secundare în cadrul sistemului structural, în speță a ochiurilor de placă ce sunt modelate integral.

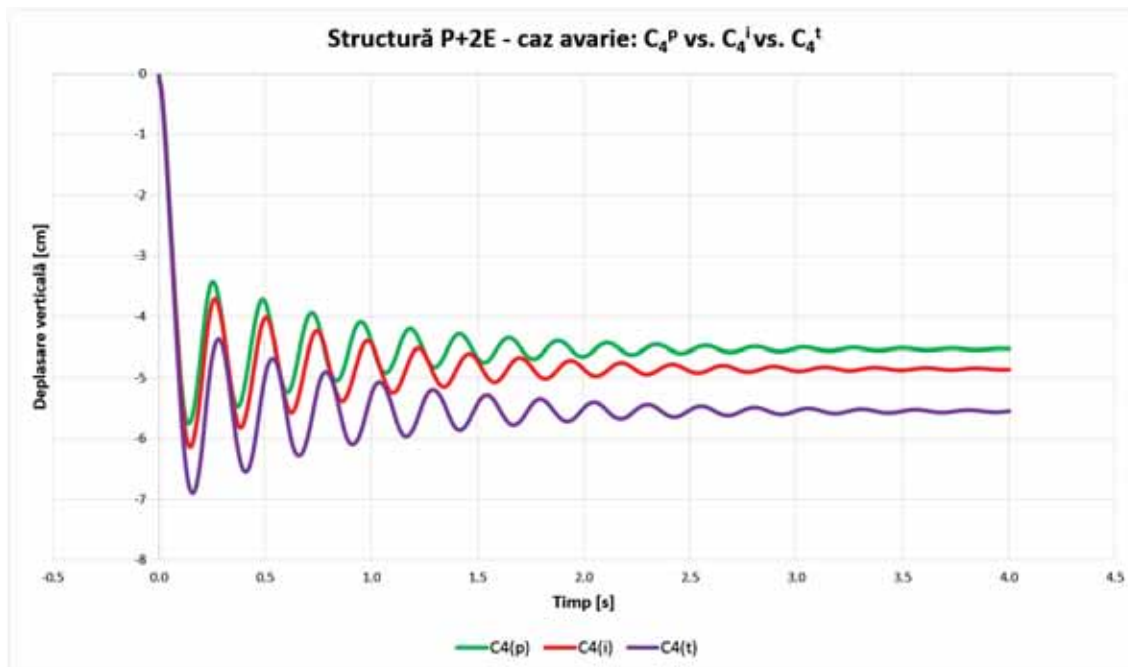


Fig. 6.13. Curbe timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C_4^P vs. C_4^I vs. C_4^T

Întrucât atât rezultatele obținute anterior cât și cele prezentate la secțiunea 5.1. a tezei evidențiază capacitatea structurii de a ce face față cedării unui element structural vertical amplasat la baza clădirii, în continuare se urmărește investigarea răspunsului structural odată cu aplicarea scenariilor de avarie mai complexe, ce implică avarierea simultană a mai multor elemente de rezistență.

6.2.1.2 Scenarii complexe de avarie: 2 stâlpi

Scenariile de avarie complexe, ce implică eliminarea simultană a unui număr de doi stâlpi amplasați la primul nivel al sistemului structural, sunt ilustrate în cadrul figurii 6.14.

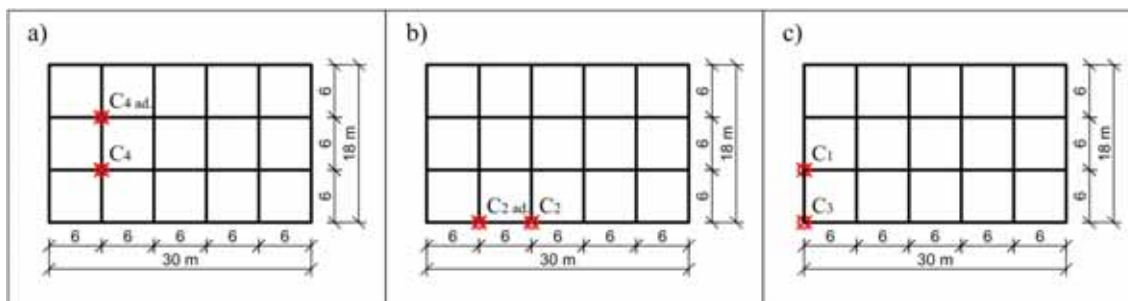


Fig. 6.14. Scenarii complexe de avarie: 2 stâlpi

- Scenariu avarie: $C_4^P + C_4^P$ adiacent

Scenariul de avarie considerat într-o primă instanță, ce presupune atât eliminarea stâlpului amplasat în interiorul structurii (C_4^P) cât și a celui adiacent acestuia, de pe direcție transversală (fig. 6.14-a), relevă o deplasare verticală maximă ce atinge valoarea de 30.01 cm (fig. 6.15). Corespunzătoare acesteia, valoarea maximă a rotirii totale, $\Theta = 0.053$ rad, este inferioară limitei admisibile specificată în cazul grinzilor ($\Theta_{adm} = 0.063$ rad), însă depășește cu foarte puțin (5%) valoarea limită a rotirii prevăzută în cazul plăcilor ($\Theta_{adm} = 0.05$ rad) [15].

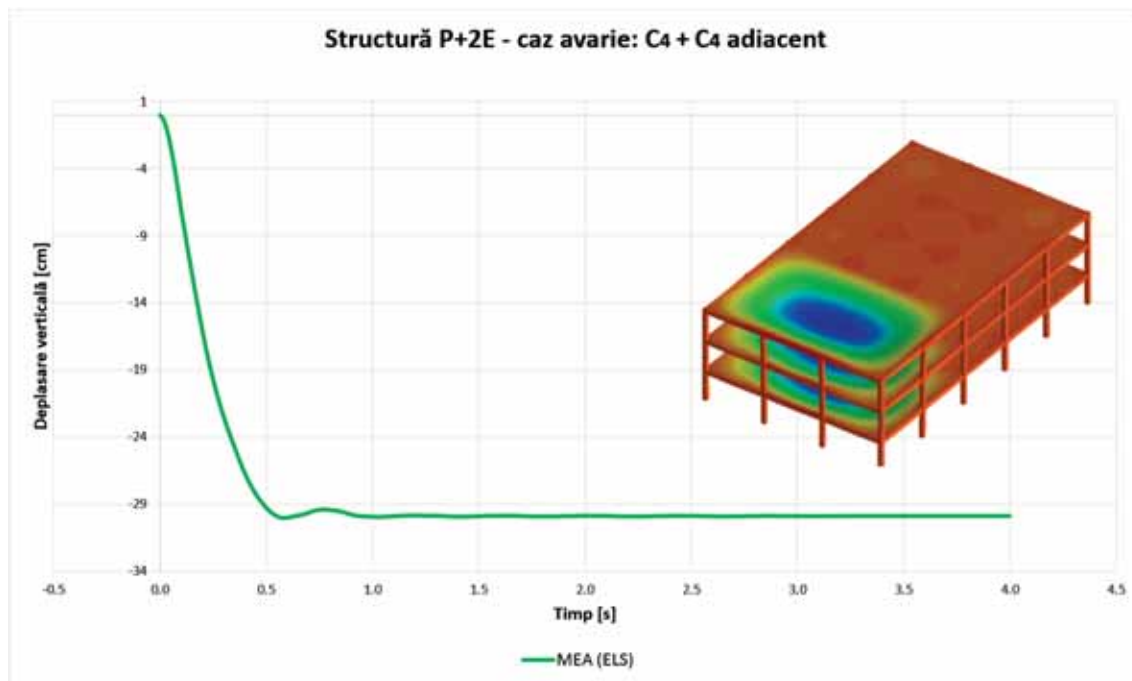


Fig. 6.15. Curbă timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C_4^P plus C_4^P adiacent

În consecință, nivelul maxim al deplasărilor verticale înregistrat sub încărcările standard specificate de ghidul de proiectare DoD(2009) [15] - $1.2D + 0.5L$ - nu este capabil să

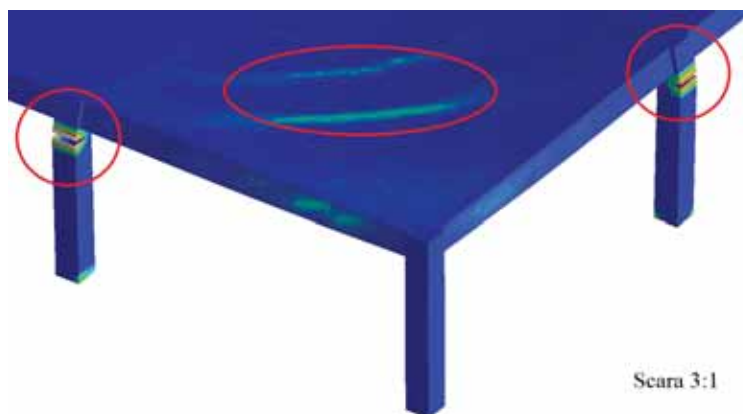


Fig. 6.16. Distribuția deformațiilor plastice, caz avarie: C_4^P plus C_4^P adiacent

inițieze cedarea progresivă a elementelor primare de rezistență, deci fenomenul de colaps progresiv. După cum se poate observa în figura 6.15, structura este capabilă ca în cazul eliminării simultane a doi stâlpi interiori, amplasați la primul nivel (parter), să atingă o stare de echilibru stabil, în ciuda depășiri cu aproximativ 5% a rotirii plastice admisibile (Θ_{adm}) specificate de normă [15] în cazul plăcilor.

Pe de altă parte, un alt aspect ce trebuie semnalat în acest caz îl reprezintă nivelul crescut al deformațiilor plastice înregistrate la partea superioară a elementelor de rezistență verticale de la ultimul etaj al clădirii (fig. 6.16). Deși modalitățile principale de cedare ale unei structuri odată cu înlăturarea instantanee a unui element vertical sunt în directă legătură cu capacitatea portantă a elementelor orizontale (grinzi, plăci), subiect cuprins în marea parte a studiilor disponibile în literatura de specialitate, rezultatele obținute arată că o atenție deosebită trebuie acordată și elementelor structurale verticale, în speță stâlpilor.

În consecință, influența alcătuirii stâlpilor (dimensionare, armare) asupra comportării structurilor supuse acțiunilor accidentale, poate reprezenta un subiect separat de studiu.

- Scenariu avarie: $C_2^P + C_2^P$ adiacent

Cea de-a doua ipoteză investigată în cadrul acestei secțiuni, presupune suprimarea simultană a doi stâlpi exteriori amplasați la primul nivel al structurii ($C_4^P + C_4^P$ adiacent), ce aparțin laturii lungi (direcție longitudinală) a acesteia (fig. 6.14-b).

Nivelul maxim al deplasărilor rezultate în acest caz, subliniază incapacitatea structurii de a susține încărcarea standard DoD(2009) [15] ca urmare a cedării instantanee a doi stâlpi învecinați. Evoluția deplasărilor în funcție de timp, este prezentată în cadrul figurii 6.17.

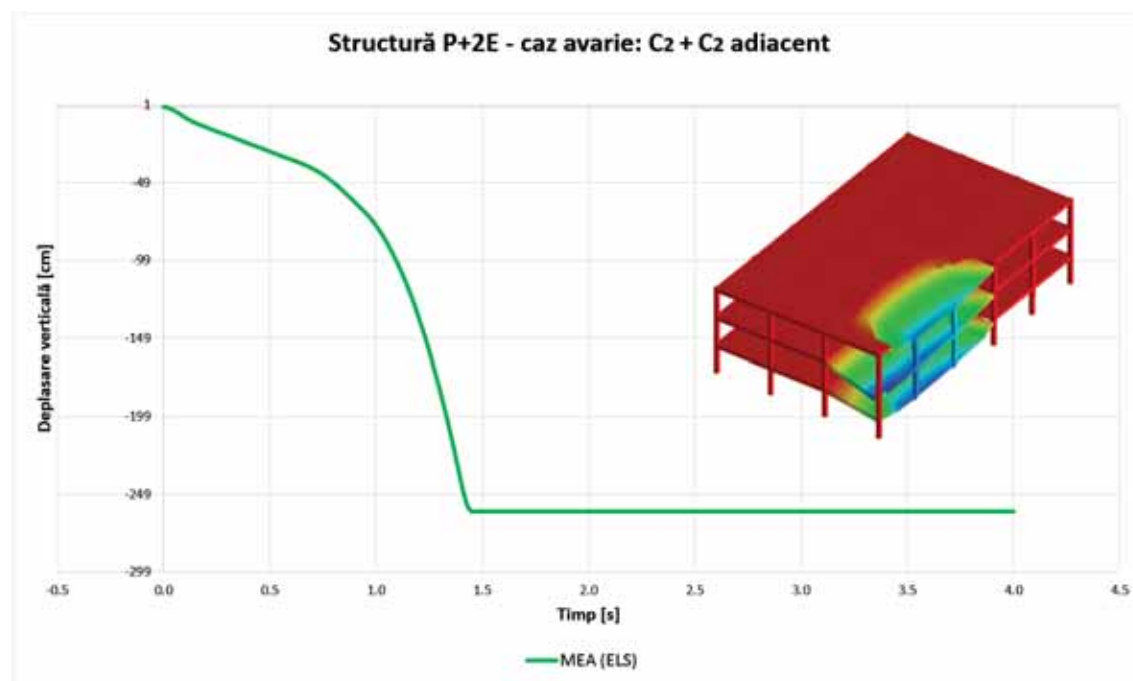


Fig. 6.17. Curbă timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C_2^P plus C_2^P adiacent

Modul de cedare al acesteia, prezentat în figura 6.18, indică într-o primă fază cedarea grinzii longitudinale de la cel de-al doilea etaj al structurii (fig. 6.18 - a). Ulterior acesteia, cele trei trame adiacente stâlpilor avariați inițial cedază (fig. 6.18 - b, c), lucru care în cele din urmă declanșează colapsul generalizat al întregii structurii după trei secunde (fig. 6.18 - d). Un astfel de caz de cedare la colaps progresiv a fost semnalizat și de către Dinu și alții [59] sau Mărginean și alții [60].

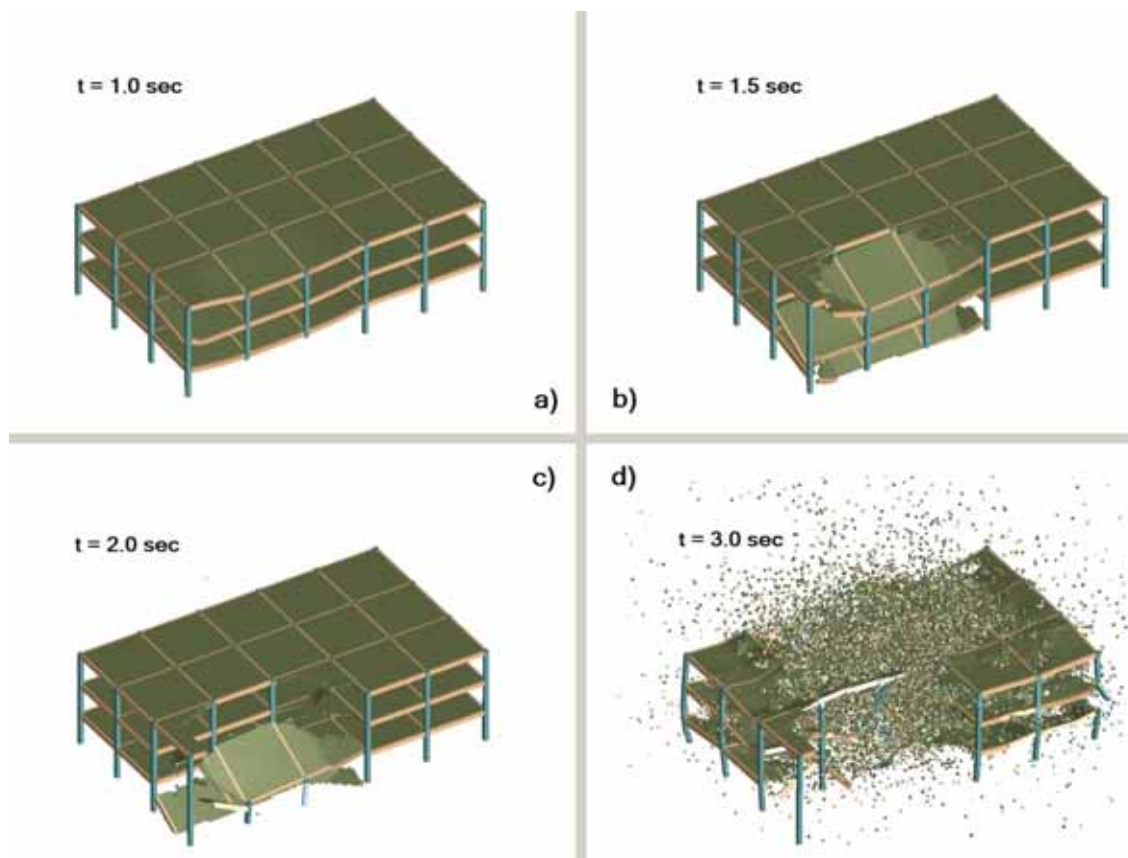


Fig. 6.18. Cedare progresivă: structură 3 niveluri - caz avariere C_2^P plus C_2^P adiacent

- Scenariu avarie: $C_1^P + C_3^P$

Un răspuns structural similar celui prezentat anterior este observat în cazul structurii cu trei niveluri (P+2E) odată cu eliminarea simultană a stâlpului amplasat în colțul clădirii (C_3^P), respectiv a celui ce aparține laturii scurte exterioare a acesteia (C_1^P).

Incapacitatea sistemului structural de a rezista solicitărilor rezultate ulterior cedării celor două elemente de rezistență verticale, este evidențiată prin intermediul variației nivelului deplasărilor verticale în funcție de timp, ilustrat în cadrul figurii 6.19.

Inițierea cedării progresive a elementelor structurale, este prezentată în figura 6.20. Odată cu cedarea tramelor din care fac parte elementele de rezistență suprimate (fig. 6.20-a, b), sistemul structural se dovedește incapabil în a bloca răspândirea avariilor, ajungându-se în cele din urmă la cedarea progresivă a întregii clădiri după 2.6 secunde (fig. 6.20-c, d).

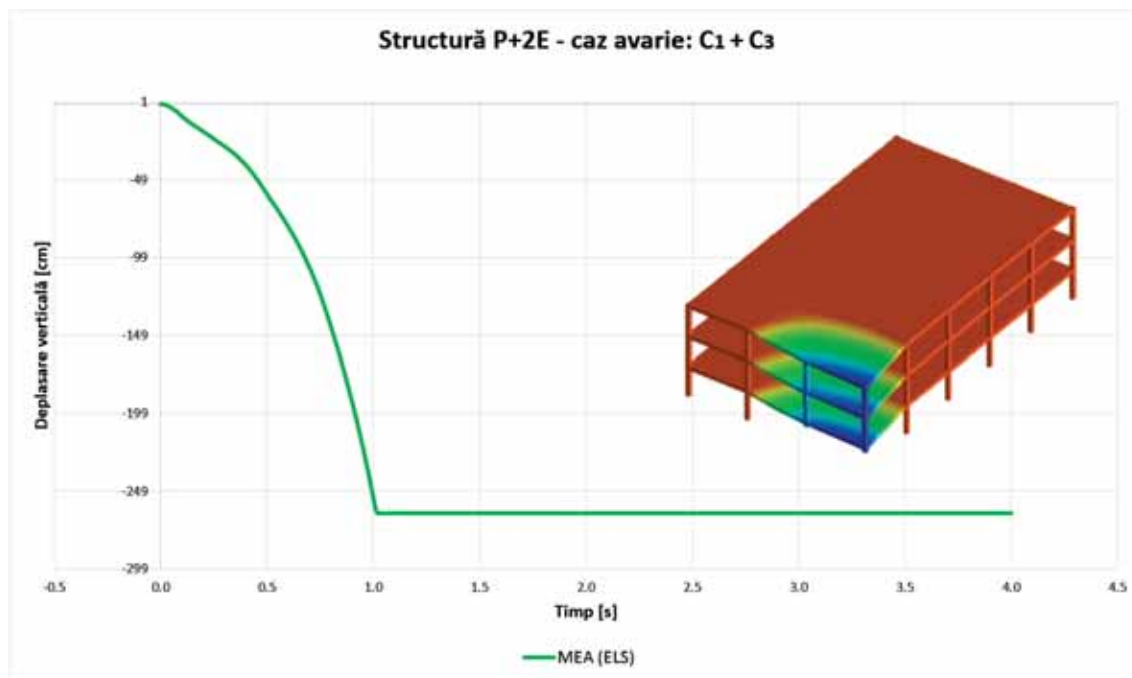


Fig. 6.19. Curbă timp-deplasare verticală: structură 3 niveluri - caz avarie C_1^P plus C_3^P

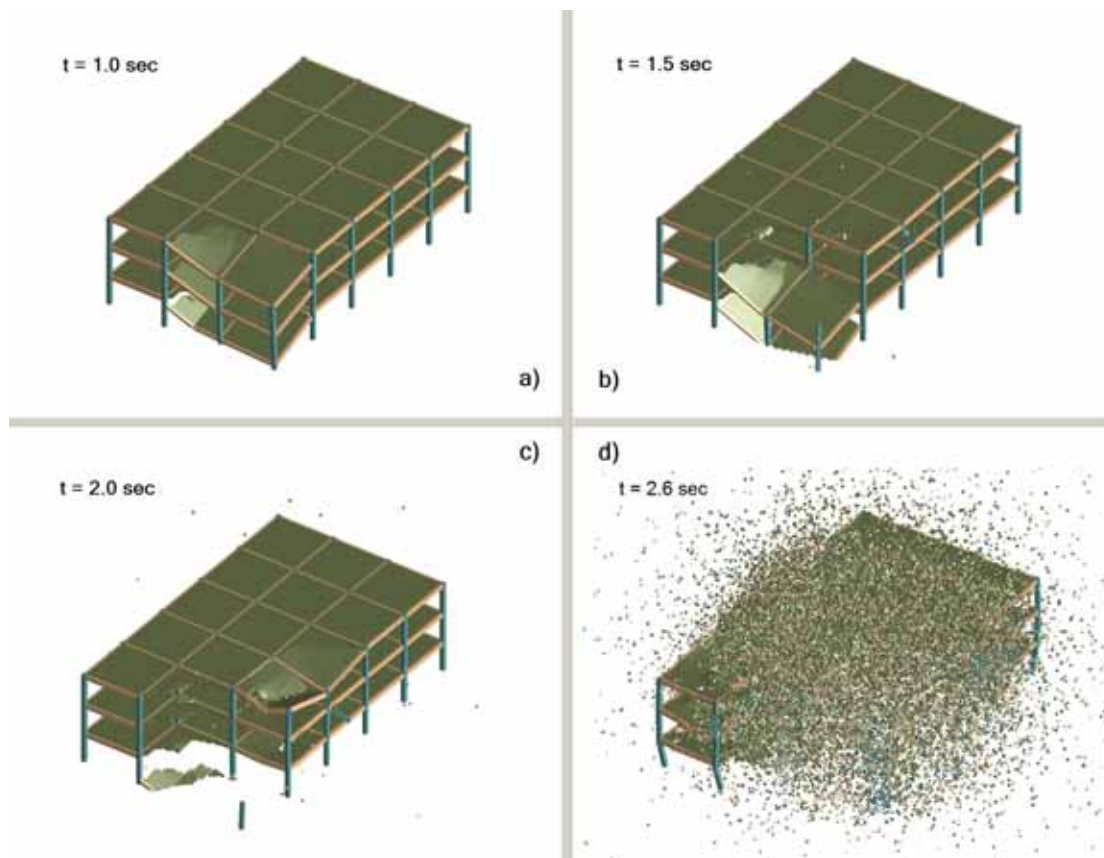


Fig. 6.20. Cedare progresivă: structură 3 niveluri - caz avariare C_1^P plus C_3^P

6.2.2 Structură P+8E

6.2.2.1 Avarierea stâlpilor de la niveluri diferite

Similar cazului anterior, într-o primă etapă este investigat răspunsul structural aferent cedării elementelor de rezistență verticale, amplasate la diferite niveluri ale clădirii. Analizele dinamice neliniare (NDA) efectuate în acest scop, indică o majorare a valorii deplasării verticale maxime, prin comparație cu valoarea obținută în cazul suprimării stâlpului amplasat la primul nivel al clădirii (C_4^p), cu 2.20% (3.21 cm) în cazul avarierii stâlpului ce aparține nivelului intermediar (C_4^i), respectiv o reducere a acestui nivel cu 10.80% (2.80 cm) în cazul stâlpului amplasat la ultimul etaj (C_4^t) al acesteia (fig. 6.21).

Spre deosebire de cazul structurii investigate anterior (P+2E), unde valorile maxime ale deplasărilor verticale sunt atinse în situația cedării elementului de rezistență ce aparține ultimului etaj al structurii (C_4^t), în acest caz, nivelul maxim al acestora este înregistrat pentru cazul de avarie al stâlpului ce aparține nivelului intermediar al structurii (C_4^i), fapt care după știința autorului nu a fost semnalat ca posibil, în literatură.

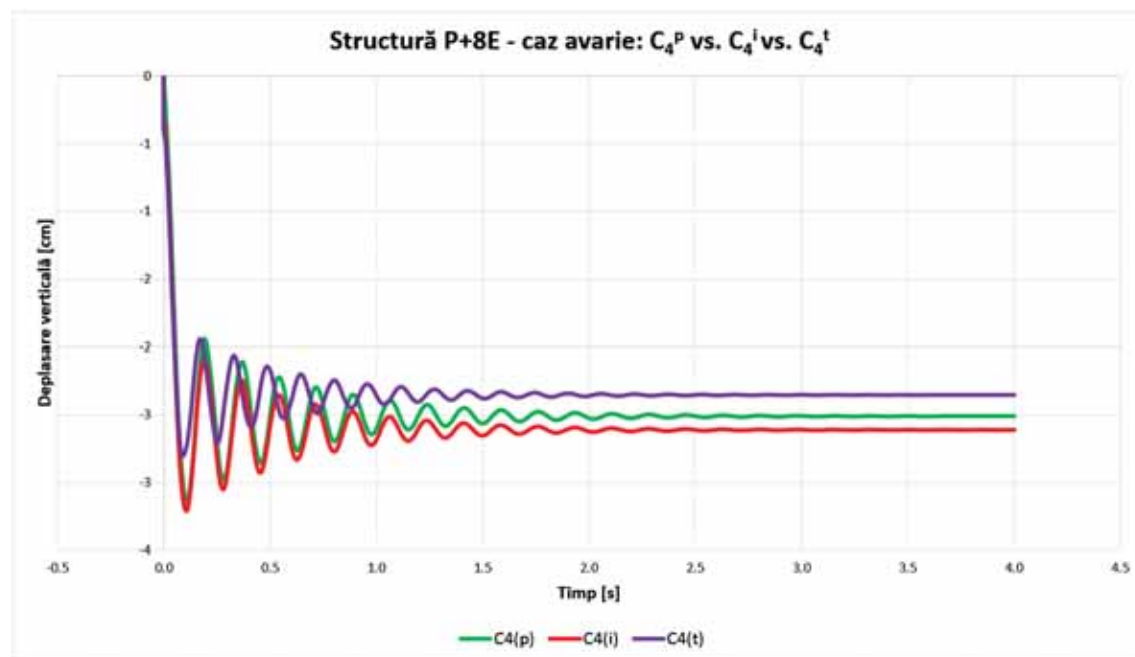


Fig. 6.21. Curbe timp-deplasare verticală: structură 9 niveluri - caz avarie C_4^p vs. C_4^i vs. C_4^t

Rotirile totale determinate pe baza acestora, $\Theta^i = 0.006$ rad, respectiv $\Theta^t = 0.0052$ rad, înregistrează valori inferioare limitei de cedare specificate de ghidul de proiectare [15], $\Theta_{adm} = 0.063$ rad - grindă, $\Theta_{adm} = 0.05$ rad - placă, fapt ce subliniază capacitatea structurii de a rezista scenariilor de avarie considerate, fără a experimenta cedarea progresivă.

Drept consecință, în continuare se urmărește investigarea răspunsului structural odată cu apariția scenariilor de avarie mai complexe, ce implică avarierea mai multor elemente de rezistență. Datorită aportului considerabil pe care gradul de robustețe al structurii îl aduce

odată cu suplimentarea numărului de niveluri, scenariile de avarie considerate în acest caz includ atât eliminarea simultană a două elemente cât și a trei elemente structurale verticale.

6.2.2.2 Scenarii complexe de avarie: 2 stâlpi

Scenariile de avarie ce implică eliminarea a doi stâlpi din diferite poziții cheie ale clădirii, considerate în cazul structurii cu trei niveluri (P+2E) și ilustrate în cadrul figurii 6.14 sunt investigate și în cazul structurii cu nouă niveluri (P+8E).

Variația nivelului deplasărilor verticale în funcție de timp, rezultată ulterior efectuării analizei dinamice neliniare (NDA), este ilustrată pentru scenariul de avarie ce prevede suprimarea a doi stâlpi adiacenți amplasați în interiorul structurii (fig. 6.14-a), în cadrul figurii 6.22. Valoarea maximă a deplasării atinge 7.76 cm, rotirea totală maximă determinată pe baza acesteia, $\Theta = 0.0145$ rad, fiind inferioară nivelului maxim admis de către ghidul de proiectare DoD(2009) [15].

Cel de-al doilea scenariu de avarie considerat, care implică cedarea simultană a doi stâlpi exteriori ce aparțin laturii longitudinale exterioare a clădirii (fig. 6.14-b), relevă o valoare maximă a deplasărilor verticale de 6.92 cm (fig. 6.22). Rotirea totală maximă, determinată în această situație, $\Theta = 0.0129$ rad, se situează de asemenea în marja de siguranță, potrivit criteriilor de cedare specificate de către ghidul de proiectare utilizat [15].

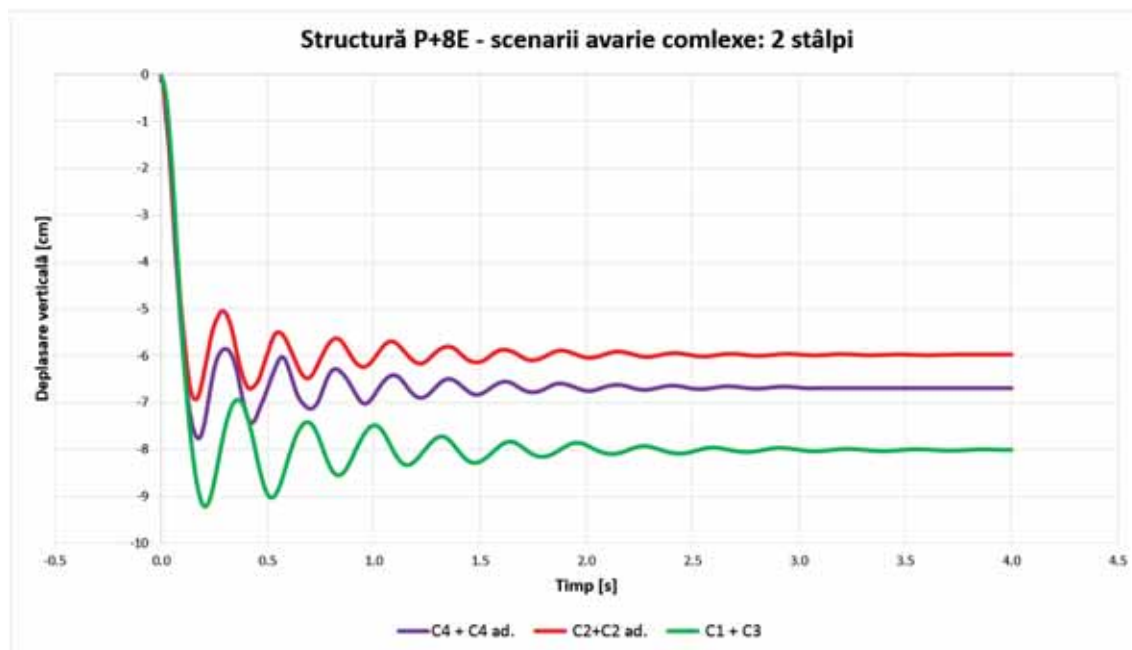


Fig. 6.22. Curbe timp-deplasare verticală: structură 9 niveluri - scenarii avarie: 2 stâlpi

O valoare superioară a deplasării verticale, de 9.22 cm (fig. 6.22), este obținută odată cu cedarea simultană a stâlpului amplasat în colțul structurii și al celui exterior ce aparține laturii scurte a acesteia (fig. 6.14-c). Valoarea rotirii totale evaluată pe baza acesteia, $\Theta = 0.0172$ rad, este similar cazurilor anterioare, inferioară limitei maxime admisibile [15].

În consecință, nivelul maxim al deplasărilor înregistrate nu este capabil, pentru niciunul din cele trei cazuri investigate, să inițieze cedarea progresivă a elementelor structurale, implicit fenomenul de colaps progresiv. Un rol deosebit de important în obținerea acestor concluzii, îl are gradul sporit de robustețe datorat numărului relativ mare de niveluri prin activarea efectului spațial de tip Vierendeel, fapt semnalat și de alți autori [48, 55, 77].

6.2.2.3 Scenarii complexe de avarie: 3 stâlpi

Pentru că structura a rezistat tuturor scenariilor complexe de avarie ce presupun eliminarea simultană a doi stâlpi învecinați, se va investiga comportarea acesteia în situația eliminării simultane a trei elemente de rezistență verticale (stâlpi) învecinate.

Elementele verticale de rezistență, considerate a fi eliminate în situația aplicării scenariilor de avarie complexe, ce implică cedarea simultană a unui număr de trei stâlpi, amplasați la primul nivel al structurii, sunt ilustrate în cadrul figurii 6.24.

Analiza dinamică neliniară (NDA), este efectuată într-o primă fază asupra sistemului structural cu nouă niveluri (P+8E) ce consideră drept avariați (fig. 6.23-a): stâlpul exterior ce aparține laturii scurte a structurii (C_1^P), stâlpul amplasat în colțul acesteia (C_3^P) precum și stâlpul poziționat în interiorul clădirii (C_4^P).

Suplimentar acestuia, sunt investigate alte două scenarii de avarie. Primul dintre ele (fig. 6.23-b) consideră drept avariat stâlpul ce aparține laturii exterioare de pe direcția longitudinală a structurii (C_2^P), cel adiacent acestuia de pe direcție longitudinală (C_2^P ad.) , respectiv cel amplasat în colțul structurii (C_3^P). Cel din urmă scenariu de avarie investigat (fig. 6.23-c), consideră cedate elementele ce aparțin laturii scurte a structurii (C_1^P), colțului acesteia (C_3^P) precum și a stâlpului adiacent acestuia din urmă, de pe latura lungă a structurii (C_2^P ad.).

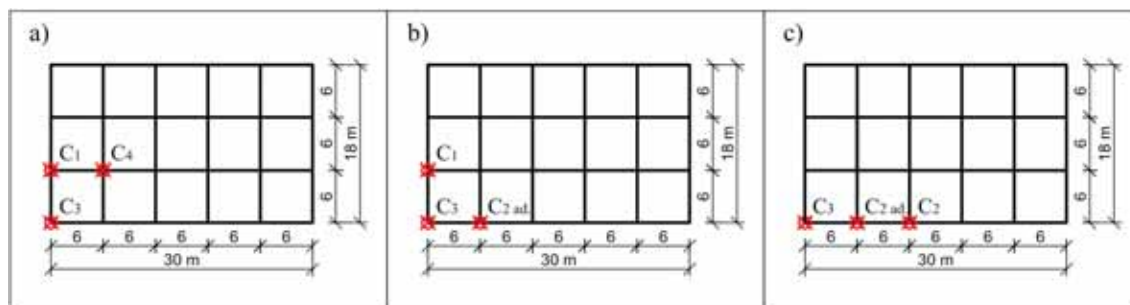


Fig. 6.23. Scenarii complexe de avarie: 3 stâlpi

Rezultatele obținute, exprimate prin intermediul curbelor ce indică variația nivelului deplasărilor verticale în funcție de timp, ilustrate în figura 6.24, evidențiază pentru toate cele trei situații studiate incapacitatea structurii de a rezista sarcinilor accidentale.

În consecință, odată cu suprimarea unui număr de elemente de rezistență verticale mai mare sau egal cu trei, structura cu nouă niveluri experimentează, pentru nivelul standard al sarcinilor gravitaționale, fenomenul de colaps progresiv.

Modul de cedare al elementelor structurale corespunzător diferitor perioade de timp, pentru toate cele trei scenarii de avarie investigate este ilustrat în figurile 6.25, 6.26, respectiv 6.27.

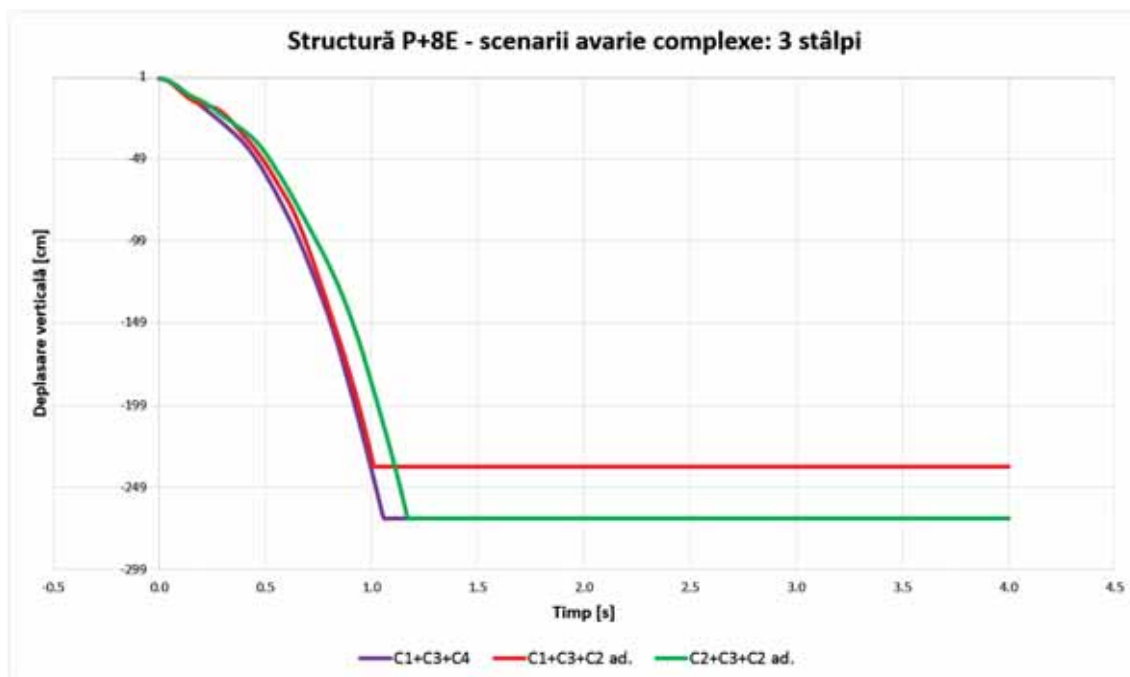


Fig. 6.24. Curbe timp-deplasare verticală: structură 9 niveluri - scenarii avarie 3 stâlpi

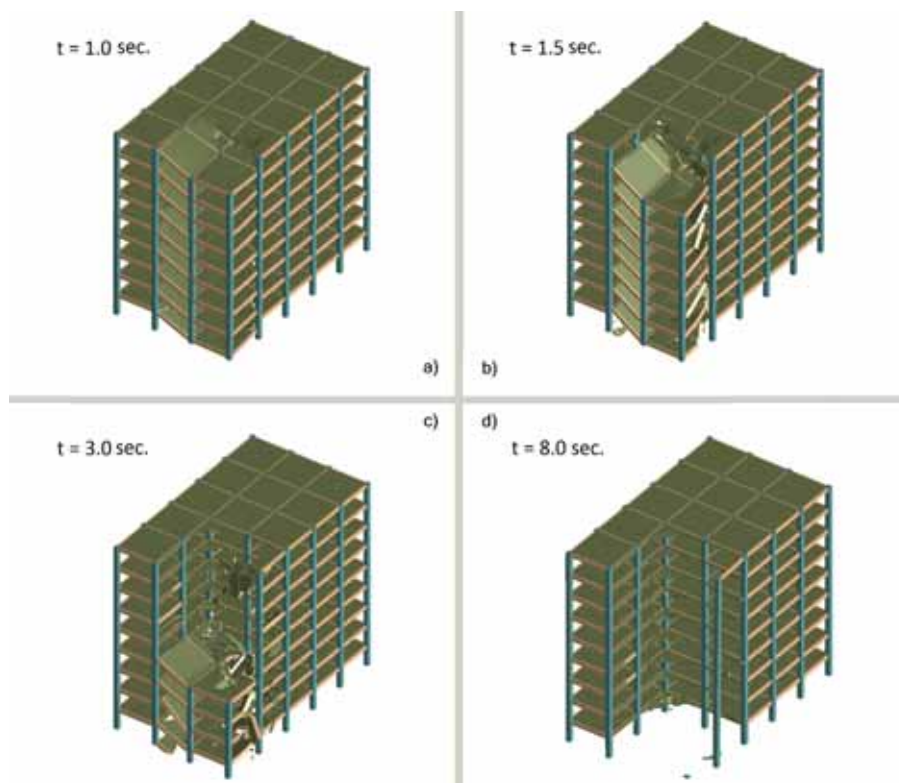


Fig. 6.25. Cedare progresivă: structură 9 niveluri - caz avariere C_1^P plus C_3^P plus C_4^P

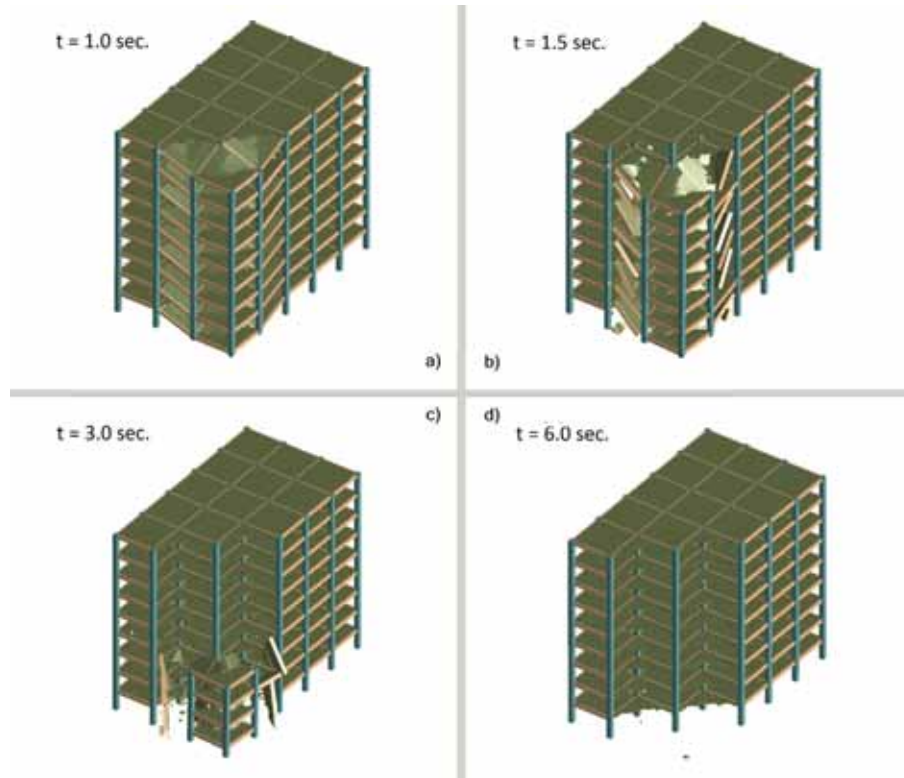


Fig. 6.26. Cedare progresivă: structură 9 niveluri - caz avariere C_1^P plus C_3^P plus C_2^P adiacent

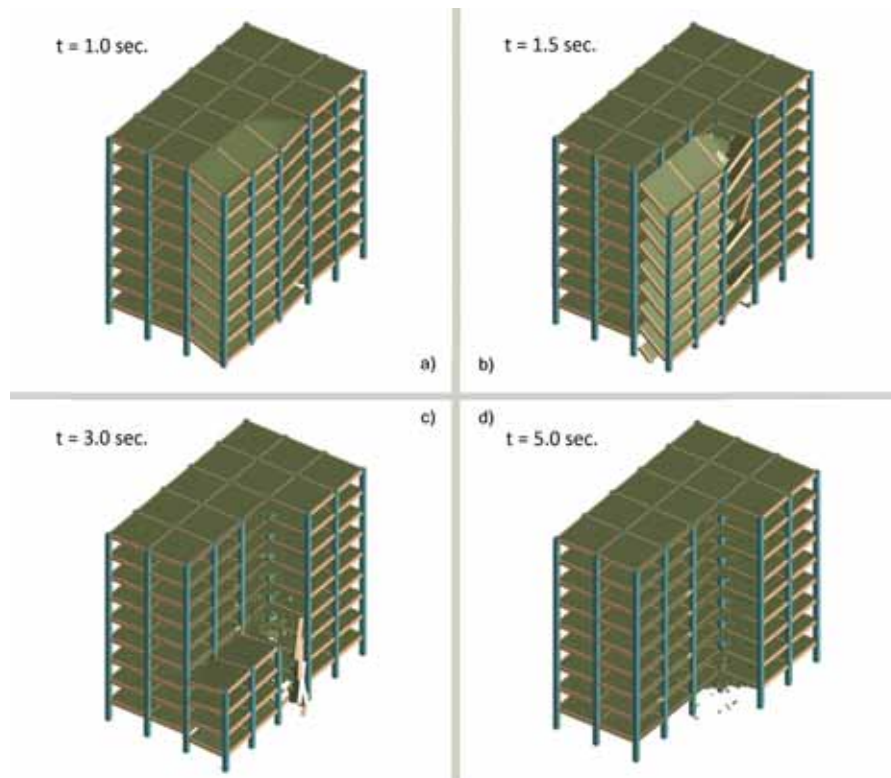


Fig. 6.27. Cedare progresivă: structură 9 niveluri - caz avariere C_2^P plus C_3^P plus C_2^P adiacent

6.2.3 Sinteza rezultatelor. Concluzii

Beneficiind de gradul sporit de eficiență în ceea ce privește stabilirea verdictului de colaps progresiv al structurilor din beton armat, programul de calcul ELS [97], bazat pe Metoda Elementelor Aplicate (MEA), este întrebuintat pentru investigarea scenariilor complexe de avarie, care implică eliminarea simultană a doi, respectiv a trei stâlpi de la primul nivel al clădirii.

Rezultatele obținute în cazul clădirii cu trei niveluri (P+2E) evidențiază capacitatea structurii de a rezista sub încărcarea standard DoD(2009) [15] în situația eliminării simultane a doi stâlpi adiacenți interiori (C_4 plus C_4 adiacent). Acest fapt se datorează mobilizării în principal, în cadrul răspunsului structural, a șapte grinzi și șase câmpuri de placă. Chiar dacă deplasările și rotirile înregistrează valori apropiate de limita acceptată specificată de normă [15], ele nu au impus activarea ultimului mecanism de rezistență structural (catenar, respectiv membrană întinsă).

Pe de altă parte, aceeași structură nu este capabilă să susțină încărcarea standard DoD(2009) dacă cei doi stâlpi eliminați simultan sunt stâlpi exteriori ce aparțin laturii scurte (C_1 plus C_3) sau laturii lungi (C_2 plus C_2 adiacent). Principala explicație a acestei situații o constituie contribuția a numai patru grinzi și două câmpuri de placă, respectiv a cinci grinzi și trei câmpuri de placă la care se adaugă faptul că pe verticală numărul nivelurilor este redus (2 niveluri) și deci efectul Vierendeel este limitat. Colapsul local se produce după numai două secunde, devine disproporționat (progresiv) și conduce la prăbușirea întregii structuri, deci a tuturor deschiderilor, tramelor și nivelurilor clădirii.

Analizele dinamice neliniare (NDA) efectuate asupra modelului structural cu nouă niveluri (P+8E) evidențiază capacitatea structurii de a susține nivelul standard de încărcare specificat de DoD(2009) [15] în situația eliminării simultane a doi stâlpi adiacenți interiori (C_4 plus C_4 adiacent), respectiv exteriori (C_1 plus C_3 și C_2 plus C_2 adiacent). Un rol important în obținerea acestor rezultate, prin comparație cu cazul precedent (structură P+2E), îl constituie numărul suplimentar de niveluri existent pe verticală (opt niveluri), fapt care conduce la activarea efectului spațial de tip Vierendeel.

Odată cu avarierea simultană a unui număr de trei elemente verticale de rezistență, amplasate la parterul clădirii în diferite poziții cheie (C_1 plus C_3 plus C_4 ; C_1 plus C_3 plus C_2 adiacent; C_2 plus C_2 adiacent plus C_3), structura nu mai are abilitatea de a evita extinderea avariei inițiale. Important de menționat este că în aceste situații clădirea experimentează numai cedarea locală a elementelor de rezistență (aferele deschiderilor direct afectate), tramele ce aparțin restului zonelor rămânând intacte.

Cap. 7 Concluzii generale, contribuții personale, direcții viitoare de cercetare

7.1 Concluzii generale și recomandări

Scopul principal al lucrării, de a evalua acuratețea și eficiența metodelor utilizate în analiza la colaps progresiv a structurilor multietajate din beton armat, este atins prin intermediul celor cinci obiective principale stabilite în partea inițială a tezei.

Astfel, este investigat răspunsul structurilor cu diferite regimuri de înălțime (P+2E, P+5E, P+9E), proiectate seismic, obținut ulterior suprimării unuia sau chiar mai multor elemente de rezistență verticale. Evaluarea verdictului de colaps progresiv s-a realizat în principal conform prevederilor ghidului de proiectare DoD(2009) [15], prin intermediul analizelor dinamice neliniare (NDA), respective a celor statice neliniare (NSA).

Rezultatele obținute în urma analizelor efectuate, pot fi sintetizate sub forma următoarelor concluzii:

- **Influența considerării modelelor structurale reduse asupra acurateței și a eficienței rezultatelor - Obiectiv 1**

Numărul mare de elemente structurale, și implicit de elemente finite obținute în urma discretizării acestora, poate genera chiar și în cazul structurilor cu un nivel mediu de înălțime (P+8E) un efort computațional semnificativ.

Pornind de la aceste considerente, se dorește stabilirea unui nivel maxim de reducere/simplificare a modelelor structurale astfel încât acuratețea rezultatelor să nu fie afectată semnificativ în condițiile creșterii eficienței procesului de calcul.

Metoda de simplificare a modelului structural propusă, ce implică reducerea/eliminarea numărului de trame de pe direcția longitudinală a clădirii, se dovedește a fi capabilă să ofere rezultate cu un nivel de acuratețe acceptabil, pentru trei (C₁, C₃, C₄) din cele patru cazuri de avarie specificate în principalele ghiduri de proiectare [2, 15]. Rezultate satisfăcătoare, din punctul de vedere al acurateței rezultatelor, ar putea fi probabil obținute și pentru cel de-al patrulea scenariu de avarie (C₂) odată cu impunerea unor restricții orizontale rigurose calculate, în funcție de rigiditatea părții suprimate din structură.

Aplicabilitatea metodei, se dovedește a fi cu atât mai avantajoasă cu cât numărul de trame sau numărul de niveluri ale unei structuri este mai mare. Evaluarea riscului de colaps progresiv, poate fi realizată prin utilizarea metodei propuse, într-un interval de timp redus cu până la 70% (2h 20 min. vs. 1h 52 min.) în cazul structurii cu trei niveluri (P+2E), respectiv cu până la 90% (8 h vs. 80 h) în cazul structurii cu nouă niveluri (P+8E), variația mărimii deplasărilor verticale fiind pentru cea mai defavorabilă situație de sub 5%.

În consecință, se recomandă ca pentru oricare din cele trei cazuri de avarie pentru care acuratețea rezultatelor s-a dovedit a fi satisfăcătoare, evaluarea riscului de colaps progresiv, conform prevederilor GSA(2003) [2], respectiv DoD(2009) [15], să se realizeze pe modele structurale reduse/simplificate dimensional.

Important de specificat este că, rezultatele curente sunt obținute pentru nivelul standard al sarcinilor gravitaționale iar răspunsul structural s-a bazat pe activarea mecanismului de rezistență la încovoiere (FA) și a mecanismul de rezistență bazat pe dezvoltarea efectului de arc comprimat (CAA); niciun model structural nu a activat sub solicitarea instantanee generată de eliminarea bruscă a stâlpului, efectul catenar, fenomen semnalat și de alți cercetători prin studii numerice sau experimentale [88, 90 - 93].

- **Plastificare concentrată vs. plastificare distribuită în analiza la colaps progresiv a structurilor din beton armat - Obiectiv 2**

Stabilirea verdictului de colaps progresiv poate fi efectuată, conform prevederilor principalelor ghiduri de proiectare [2, 15], prin aplicarea a trei tipuri diferite de proceduri, de complexitate diferită: analiză statică liniară (LSA), analiză statică neliniară (NSA), respectiv analiză dinamică neliniară (NDA).

Surprinderea neliniarității fizice (de material), avantaj conferit de utilizarea procedurilor avansate de analiză (NSA/NDA), poate fi realizată în cazul elementelor solícitate peste limita domeniului elastic prin două modele de plastificare diferite: modelul articulațiilor plastice (A.P.) sau al plastificării concentrate (punctuale), respectiv modelul zonelor plastice (Z.P.) sau al plastificării distribuite.

Modelul plastificării concentrate (A.P.), este aplicat în cadrul tezei prin intermediul a două opțiuni disponibile în programul de calcul SAP2000 [75] (A.P. de tip M_3 , respectiv A.P. de tip fibră P- M_2 - M_3), în timp ce modelul plastificării distribuite este inclus în cadrul studiilor prin utilizarea elementelor finite volumice coroborată cu utilizarea modelelor de plasticitate CDP (beton) și Plastic (oțel), disponibile în programul de calcul Abaqus [96].

Utilizarea conceptului plastificării concentrate prin intermediul A.P. de tip M_3 arată cedarea progresivă a elementelor structurale și implicit a structurii, atât în cazul clădirii cu trei niveluri (P+2E), cât și în cazul celei cu șase niveluri (P+5E). Utilizarea aceluiași concept, în cazul structurii cu nouă niveluri (P+8E), relevă capacitatea acesteia de a rezista sarcinilor accidentale.

Pe de altă parte, răspunsul structural bazat pe conceptul plastificării concentrate obținut în cazul celui de-al doilea model de articulații plastice (A.P. de tip fibră P- M_2 - M_3) evidențiază, pentru toate cele trei modele structurale investigate, capacitatea acestora de a susține încărcările standard în cazul cedării unui element structural vertical amplasat la primul nivel (parter) al structurii. Un rol major în schimbarea verdictului de colaps progresiv, îl are posibilitatea A.P. de tip fibră P- M_2 - M_3 de a considera influența favorabilă a forței axiale de compresiune ce se dezvoltă în grinzile din beton armat adiacente stâlpului eliminat (CAA). Efectul de arc comprimat (CAA) se dezvoltă în grinzile din beton armat solícitate de momente mari de încovoiere, ca urmare a împiedicării de către elementele învecinate (stâlpi, plăci) a fenomenului de "beam growth" [48, 55, 76, 77]; acest fenomen a fost surprins și cuantificat de autor prin utilizarea programului SAP2000 [75] - A.P. de tip fibră P- M_2 - M_3 și prin utilizarea programului de calcul Abaqus [96].

Aplicarea conceptului de plastificare distribuită (zone plastice) relevă un potențial de colaps progresiv similar celui obținut odată cu utilizarea A.P. de tip fibră P- M_2 - M_3 (structura poate susține cedarea unui element structural vertical) pentru toate cele trei modele structurale

investigate (P+2E, P+5E, P+8E). Totodată, aplicarea acestui concept atrage după sine o majorare de aproximativ 37.5% a deplasării verticale/rotirii plastice în cazul structurii cu trei niveluri (P+2E), respectiv de 23.3% și 12.95% în cazul structurilor cu șase (P+5E) și nouă niveluri (P+8E) prin comparație cu valorile relevate de analizele unde deformațiile plastice sunt surprinse prin intermediul A.P. de tip fibră P-M₂-M₃.

În consecință, pentru obținerea unui nivel ridicat de acuratețe al rezultatelor, se recomandă ca evaluarea riscului de colaps progresiv să fie realizată utilizând modelul plastificării distribuite (zone plastice). Dacă acest lucru nu este posibil, este indicat să fie utilizat modelul plastificării concentrate cu A.P. ce țin cont de influența forțelor axiale (ex. SAP2000 - A.P. de tip P-M₂-M₃), care se dezvoltă în grinzile din beton armat, ulterior cedării cvasi-instantanee a elementelor de rezistență verticale.

- **Influența considerării plăcii în analiza la colaps progresiv a structurilor din beton armat - Obiectiv 3**

Procedura statică liniară (LSA) de investigare a riscului de colaps progresiv, menționată în cadrul ambelor ghiduri de proiectare [2, 15], poate fi pusă în aplicare numai în cazul modelelor structurale de tip cadru pur (elementele structurale primare fiind stâlpii și grinzile). Pe de altă parte, utilizarea procedurilor cu un grad superior de complexitate (NSA/NDA), oferă posibilitatea includerii elementelor de rezistență secundare (placă) în cadrul modelului structural (opțiunea utilizatorului).

Drept consecință, studiile aferente acestui obiectiv își propun investigarea influenței pe care omiterea, respectiv considerarea influenței plăcii sub diferite forme (simplificat, integral) o au asupra comportării structurilor multietajate din beton armat sub efectul eliminării instantanee a unui stâlp.

Rezultatele obținute pe baza analizelor dinamice neliniare (NDA), efectuate atât asupra modelului cu trei niveluri (P+2E) cât și asupra celui cu nouă niveluri (P+8E) cadru pur (grindă - stâlp), indică incapacitatea acestora de a rezista nivelului considerat al sarcinilor gravitaționale, în cazul cedării unui element de rezistență vertical; analizele s-au efectuat cu programul de calcul Abaqus [96].

Includerea plăcii în cadrul modelelor structurale, chiar și într-o manieră simplificată prin intermediul lățimii active de placă, conduce la schimbarea verdictului analizei la colaps progresiv în cazul ambelor modele investigate. De menționat este faptul că, modelarea plăcii în această formă are un impact minim atât asupra discretizării modelului structural cât și asupra duratei necesare pentru efectuarea analizei, în comparație cu modelul structural cadru pur.

Un verdict similar privind rezultatul la colaps progresiv este obținut și în cazul modelării integrale a plăcii de planșeu. Nivelul maxim al deplasărilor verticale, corespunzător ambelor modele structurale investigate, înregistrează o scădere de aproximativ 50% (52% - P+2E, 46% - P+8E), în comparație cu nivelul maxim atins în cazul modelării plăcii prin intermediul lățimii active a acesteia. Pe de altă parte, eficiența stabilirii verdictului de colaps progresiv este puternic influențată de modelarea integrală a ochiurilor de placă. Intervalul de timp necesar stabilirii acestuia, crește în situația investigării structurii cu trei niveluri cu 263%

(844 minute vs. 3060 minute), respectiv cu 385% în cazul evaluării modelului structural cu nouă niveluri (4724 minute vs. 22920 minute).

În consecință, pe baza rezultatelor obținute, se propune evitarea efectuării de analize neliniare, statice sau dinamice, asupra modelelor structurale de tip cadru-pur care conduc la verdicte eronate. O evaluare relativ corectă a structurilor poate fi realizată chiar și în cazul includerii plăcii într-o manieră simplificată, prin introducerea lățimii active; pentru obținerea unui nivel suplimentar de acuratețe al rezultatelor și mai ales atunci când modelul structural cu grinzi T și L indică riscul de colaps progresiv (“unsafe structure”), se recomandă modelarea integrală a plăcii de planșeu, influența acestora asupra răspunsului structural fiind semnificativă (deplasările pot să se reducă cu circa 50%).

- **Evaluarea gradului de robustețe al structurilor din beton armat în funcție de ghidul de proiectare adoptat: GSA(2003) vs. DoD(2009) - Obiectiv 4**

Neconcordanța prevederilor asociate procedurilor de analiză neliniară (ipoteză de încărcări, scenarii de avarie, factor de amplificare dinamică, criterii de cedare), cuprinse în principalele două ghiduri de proiectare utilizate în prezent [2, 15], a impus investigarea eventualelor deosebiri ce rezultă în urma evaluării potențialului de colaps progresiv/rezistenței la colaps progresiv a structurilor multietajate din beton armat, conform celor două metodologii.

Exprimate prin intermediul indicelui de robustețe al structurilor (Ω), factor ce reprezintă rezerva de rezistență pe care structura o posedă în situația post-avarie, aceștia sunt evaluați atât în cazul analizei dinamice (NDA) cât și în cazul celei statice neliniare (NSA).

Rezultatele obținute pe baza analizelor dinamice neliniare (NDA), relevă o diferență procentuală de aproximativ 15% între cele două abordări, metodologia corespunzătoare ghidului de proiectare DoD(2009) [15] dovedindu-se a fi mai restrictivă în privința aprecierii rezervelor de rezistență. Motivul principal al acestei concluzii, îl poate constitui valoarea suplimentară a sarcinilor permanente (20%), respectiv utile (100%) considerate în cazul ipotezelor de încărcare specificate de ghidul mai sus amintit (încărcarea standard GSA(2003) - $1D + 0.25L$ vs. încărcarea standard DoD(2009) - $1.2D+0.5L$).

Pe de altă parte, investigarea indicelui de robustețe în conformitate cu prevederile corespunzătoare analizei statice neliniare (NSA), evidențiază o concluzie opusă celei anterioare, metodologia corespunzătoare ghidului GSA(2003) [2] dovedindu-se a fi mai restrictivă. Diferența procentuală obținută în acest caz, de aproximativ 17% se datorează în principal supraevaluării factorului de amplificare dinamică ($DIF = 2.0$) de către ghidul GSA(2003).

De remarcat este faptul că, dacă în cazul DoD(2009) diferența între valoarea factorului de amplificare dinamică (DIF) determinat pe baza indicelui de robustețe evaluat conform celor două tipuri de analiză adoptate (NSA/NDA) și cel specificat de ghidul de proiectare este de aproximativ 7% (1.066 vs. 1.15), în cazul GSA(2003) această diferență atinge valoarea de 77% (2.0 vs. 1.13). Ghidul GSA(2003) atribuie o valoare constantă, unică, factorului de amplificare dinamică ($DIF = 2.0$) indiferent de tipul structurii, de mărirea încărcărilor gravitaționale aplicate sau de mărirea incursiunii post-elastice generată de cedarea unui element vertical de rezistență. Autorul, prin studiile sale, a evidențiat dependența valorii DIF

de acești parametri și a arătat că pentru faze avansate de curgere în care structura ajunge sub încărcările ultime, o valoare reală pentru structurile ductile din beton armat este de circa 1.10; semnalarea este originală prin modul de calcul și se află în limitele date și de către alți autori [44, 45].

În plus, rezultatele obținute indică importanța evaluării la colaps progresiv, în ciuda rutinei întâlnite în marea parte a studiilor de specialitate, a scenariilor de avarie ce implică suprimarea elementelor structurale amplasate la etajul intermediar, respectiv ultimul etaj al clădirilor. Nivelul maxim al deplasărilor înregistrate în cazul cedării stâlpului amplasat la ultimul etaj al structurii cu trei niveluri (P+2E), este capabil, spre deosebire de restul scenariilor de avarie investigate, să inițieze cedarea progresivă a elementelor structurale. Aceste rezultate confirmă justetea introducerii în versiunea din 2009 a DoD [15] și a scenariilor de avarie ce implică stâlpi amplasați la ultimul nivel al clădirilor.

- **Acuratețea și eficiența analizelor la colaps progresiv:
Metoda Elementelor Finite (MEF) vs. Metoda Elementelor Aplicate (MEA) -
Obiectiv 5**

Suplimentar abordării bazate pe Metoda Elementelor Finite (MEF), utilizate în majoritatea studiilor numerice ce au ca scop investigarea riscului de colaps progresiv al structurilor, ultima perioadă de timp a evidențiat performanțele posibile a unei metode noi de analiză, Metoda Elementelor Aplicate (MEA), de a surprinde cu un nivel crescut de acuratețe comportamentul structurilor supuse sarcinilor accidentale.

În consecință, cel din urmă obiectiv al tezei își propune evidențierea diferențelor ce apar prin folosirea Metodei Elementelor Aplicate (MEA) față de Metoda Elementelor Finite (MEF) în studiul comportării la colaps progresiv a structurilor din beton armat, din punctul de vedere al acurateței și eficienței rezultatelor.

Utilizarea aceluiași parametri corespunzători analizelor dinamice neliniare (interval eliminare stâlp, mărime increment, coeficient de amortizare) conduce la obținerea unor diferențe de aproximativ 10% (P+2E), respectiv 18% (P+8E) între nivelul maxim al deplasărilor verticale, conform celor două metode numerice utilizate (MEF, MEA). Pe de altă parte, din punctul de vedere al eficienței obținerii rezultatelor, diferențele obținute între cele două abordări sunt semnificative. Intervalul de timp necesar efectuării analizei dinamice în cazul utilizării Metodei Elementelor Aplicate (MEA), este mai mic decât cel necesar abordării bazate pe Metoda Elementelor Finite (MEF), cu aproximativ 84% în cazul structurii cu trei niveluri (P+2E), respectiv 95% în cazul celei cu nouă niveluri (P+8E).

În consecință, programul de calcul ELS (MEA) se dovedește a avea o eficiență sporită în cazul investigării riscului de colaps progresiv al structurilor multietajate din beton armat, rezultatele obținute cu ajutorul acestuia fiind relativ similare ca acuratețe celor obținute în urma utilizării programului Abaqus (MEF). De menționat este faptul că, acest program (ELS) are un caracter limitat, fiind creat în principal pentru investigarea structurilor afectate de sarcini accidentale, pe când programul de calcul Abaqus este un program de lucru general, capabil să rezolve o multitudine de probleme ce aparțin diferitor domenii de cercetare (inginerie civilă, mecanică, aerospațial, etc.).

Beneficiind de sporul de eficiență adus de utilizarea programului ELS [97], verdictul de colaps progresiv al structurilor este investigat și pentru scenarii complexe de avarie ce implică suprimarea simultană a două, respectiv trei elemente de rezistență structurale. Rezultatele obținute, evidențiază importanța gradului de redundanță al structurii ce are drept efect dezvoltarea unor căi alternative de redistribuire a încărcărilor. Clădirea cu nouă niveluri (P+8E) este capabilă să reziste eliminării a două elemente verticale, spre deosebire de cea cu trei niveluri (P+2E) unde același scenariu de avarie a condus la cedarea progresivă a structurii. De asemenea, deși cedarea simultană a trei stâlpi amplasați la primul nivel al structurii cu nouă niveluri (P+8E) generează cedarea progresivă a elementelor structurale, chiar și în această situație sunt afectate numai tramele adiacente stâlpilor considerați, restul structurii reușind să rămână neavariată (colaps limitat).

7.2 Contribuții personale

Principalele contribuții personale cu caracter de originalitate încorporate în cadrul prezentei teze de doctorat, pot fi sintetizate după cum urmează:

1. Evidențierea capacității programului Abaqus, bazat pe Metoda Elementelor Finite (MEF), de a surprinde comportamentul real al structurilor prin intermediul calibrării unui model numeric specific structurilor din beton armat, încărcat static cu sarcini gravitaționale.
2. Evidențierea capacității programului ELS (Extreme Loading for Structures), bazat pe Metoda Elementelor Aplicate (MEA), de a surprinde comportamentul real al structurilor prin intermediul calibrării unui model numeric aferent unei structuri din beton armat încărcate static cu sarcini gravitaționale.
3. Investigarea influenței pe care diferiții parametri corespunzători analizelor dinamice neliniare (NDA) utilizați în cazul investigării numerice a riscului de colaps progresiv al structurilor - modalitate eliminare stâlp, interval eliminare stâlp, mărime increment (mărimea pasului analizei) - o au asupra nivelului maxim atins al deplasărilor verticale.
4. Propunerea unei modalități de simplificare/reducere a modelului structural corespunzător structurilor tipice din beton armat, în scopul evaluării eficiente a riscului de colaps progresiv; acuratețea rezultatelor este afectată nesemnificativ (diferențe de maxim 5%) în timp ce eficiența procesului computațional poate crește cu până la 91%.
5. Evidențierea influenței pe care modalitatea de considerare a plastificării elementelor din beton armat, solicitate dincolo de limita elastică, o are în stabilirea verdictului de colaps progresiv a structurilor tipice din beton armat; analizele dinamice neliniare s-au

bazat pe conceptual plasticității concentrate (A.P. - de două tipuri), respectiv pe conceptul de plasticitate distribuită (zone plastice).

6. Evaluarea efectului benefic al elementelor secundare de rezistență asupra riscului de colaps progresiv, odată cu includerea acestora într-o manieră simplificată sau integrală în cadrul modelelor numerice; astfel rolul plăcii nu poate fi neglijat în evaluarea răspunsului structurilor, autorul stabilind și limitele de eficiență și acuratețe în cazul introducerii simplificate (lățime activă) sau integrale a plăcii în răspunsul structurilor la colaps progresiv.
7. Stabilirea indicelui de robustețe al structurilor din beton armat, supuse avarierii elementelor verticale de rezistență conform prevederilor principalelor două ghiduri de proiectare împotriva colapsului progresiv pe baza analizelor dinamice neliniare (NDA) ce au generat curbele de capacitate aferente.
8. Determinarea valorilor reale ale factorilor de amplificare dinamică (DIF) la structurile din beton armat, pe baza indicilor de robustețe ai structurii, factori ce pot fi utilizați în cadrul analizelor statice neliniare în scopul aproximării răspunsului dinamic al sistemului structural solicitat la încărcări gravitaționale maxime (aferente cedării).
9. Evaluarea eficienței și acurateții rezultatelor obținute prin utilizarea celor mai des întâlnite metode numerice de evaluare a colapsului progresiv: Metoda Elementelor Finite (MEF), respectiv Metoda Elementelor Aplicate (MEA); în condiții de acuratețe apropiată, eficiența MEA - programul de calcul ELS - este net superioară .
10. Investigarea unor scenarii complexe de avarie, ce implică suprimarea simultană a doi, respectiv trei stâlpi amplasați la primul nivel al structurii, în cazul structurilor tipice din beton armat cu trei (P+2E), respectiv nouă (P+8E) niveluri; semnalarea pericolității maxime a cazului de avarie ce presupune eliminarea stâlpului de colț situat la ultimul etaj al structurii (P+2E), respectiv la etajul intermediar al acesteia (P+8E).

7.3 Valorificarea rezultatelor

Rezultatele obținute pe durate celor trei ani corespunzătoare stagiului de cercetare, s-au concretizat prin susținerea/publicarea unui număr de 11 articole, atât în cadrul conferințelor internaționale cât și în cadrul revistelor de specialitate:

1. **Botez M.**, Bredean L., Ioani A.M., Inelastic Demands of RC Structures: Corner Column Case in the Progressive Collapse Analysis. *Proceedings of the 4th International Conference in Civil Engineering – Science and Practice*, ISBN 978-86-82707-21-9, Zabljak, Montenegro, 20-24 February, 2012.

2. Bredean L., **Botez M.**, Ioani A.M., Progressive Collapse Risk and Robustness of Low-Rise Reinforced Concrete Buildings. *The Eleventh International Conference on Computational Structures Technology*, Dubrovnik, Croatia, 4-7 September 2012, CST 2012, Civil-Comp Press, Stirlingshire, UK, Paper 244, doi: 10.4203/ccp.99.244.
3. Marchiș A., **Botez M.**, Ioani A.M., Vulnerability to Progressive Collapse of Seismically Designed Reinforced Concrete Framed Structures in Romania. *Proceedings of the Fifteen World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 24-28 September, 2012.
4. Marchiș A., **Botez M.**, Ioani A.M., Risk for Progressive Collapse of Seismically Designed RC Framed Structures: Long Side Column Case. *Ovidius University Annals Series: Civil Engineering*, Vol. 14, ISSN 1584-5990, October, 2012.
5. **Botez M.**, Marchiș, A., Ioani, A.M., The Influence of the Corner Column Damage Case on the Progressive Collapse Potential of Mid-Rise RC Framed Structures. *Proceedings of the First International Conference for PhD Students in Civil Engineering*, ISBN 978-973-757-710-8, pp. 87-94, Cluj-Napoca, Romania, 4-7 November, 2012.
6. Ioani A.M., Petran I., **Botez M.**, Bredean L., Limit analysis fast methods for assessment of progressive collapse potential in RC structures. *Proceedings of Performance, Protection & Strengthening of Structures Under Extreme Loading - PROTECT 2013*, Mysore, India, 26-27 August, pp.19, 2013.
7. **Botez M.**, Bredean L., Petran I., Ioani A.M., Accuracy and Efficiency in Progressive Collapse Analysis: Real Structures vs. Successively Reduced Substructures. *Proceedings of Performance, Protection & Strengthening of Structures Under Extreme Loading - PROTECT 2013*, Mysore, India, 26-27 August, pp.22, 2013.
8. **Botez M.**, Bredean L., Ioani A.M., Distributed Plasticity Concept in Progressive Collapse Risk Assessment of RC Structures. *Proceedings of the C60 International Conference*, Cluj-Napoca, Romania, 7-9 November, ISBN 978-973-662-903-7, pp. 57-58, 2013.
9. **Botez M.**, Bredean L., Ioani A.M., Plastic Hinge vs. Distributed Plasticity in the Progressive Collapse Analysis. *Acta Technica Napocensis: Civil Engineering & Architecture*, Vol. 57, No. 1, pg. 24 - 36, ISSN 1221-5848, 2014.
10. **Botez M.**, Bredean L., Ioani A.M., Improving the Accuracy of Nonlinear Dynamic Analyses: The Contribution of Supplementary Progressive Collapse Resisting Mechanisms. *Proceedings of the Twelfth International Conference on Computational Structures Technology - CST 2014*, Napoli, Italia, September, 2014. ,

11. **Botez M.**, Bredean L., Ioani A.M., Numerical Methods in Progressive Collapse Assessment of RC Framed Structures: FEM vs. AEM. *Proceedings of 5th International Congress on Computational Mechanics and Simulation - ICCMS 2014*, India, December 2014, în curs de publicare.

7.4 Direcții viitoare de cercetare

Extinderea rezultatelor obținute în cadrul acestui stagiu doctoral, poate fi realizată și prin abordarea următoarelor teme de cercetare:

1. Elaborarea unei metode simplificate de stabilire a restricțiilor impuse în plan orizontal, astfel încât metoda de simplificare propusă în cadrul obiectivului 1 să poată fi aplicată cu succes pentru toate cele patru cazuri de avarie specificate de ghidurile de proiectare (în prezent ea poate fi folosită în trei cazuri de avarie).
2. Considerarea mecanismelor de rezistență suplimentare (arc comprimat, efect catenar în grinzi/membrană întinsă în plăci) în cadrul modelelor numerice, a căror importanță este subliniată prin intermediul studiilor experimentale disponibile în literatura de specialitate [88, 90 - 93]. În cadrul cercetărilor curente contribuția acestora nu a fost considerată, evaluarea riscului de colaps progresiv realizându-se doar conform prevederilor principalelor ghiduri de proiectare împotriva colapsului progresiv [2, 15], rotirile limită specificate de acestea fiind corespunzătoare activării mecanismului de încovoiere (FA) sau a mecanismului de arc comprimat în grinzi (CAA).
3. Adoptarea unei metodologii complexe de avariere a elementelor de rezistență, astfel încât să se țină cont de cauza sau tipul acțiunilor accidentale (ex.: explozii, incendii, impact), prin utilizarea programelor avansate de calcul (Abaqus, ELS); suprimarea elementelor structurale verticale s-a realizat în cadrul acestei teze, aplicând Metoda Căii Alternative, prevederile acesteia fiind independente de natura activității ce a produs avaria.
4. Evaluarea, din punctul de vedere al costurilor, pe care impactul cerut de conformarea adecvată a structurilor astfel încât acestea să fie capabile să reziste unor sarcini accidentale, l-ar reprezenta asupra cantității de armătură sau de beton introdusă în structură ca urmare a proiectării curente.

Bibliografie

- [1] CR 0 - 2012, *Cod de proiectare. Bazele proiectării construcțiilor*. Ministerul Dezvoltării Regionale și Turismului, București, Romania, 2012.
- [2] GSA (2003), *Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects*. U.S. General Services Administration, Washington, S.U.A., 2003.
- [3] ASCE/SEI 7-05, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers, Virginia, S.U.A., 2005.
- [4] Agarwal, J., England, J., Recent developments in robustness and relation with risk. *Proceeding Of The Institution Of Civil Engineers - Structures and Buildings*, Vol. 161 (SB4), pg. 183-188, 2008.
- [5] Wikipedia - The Free Encyclopedia, http://en.wikipedia.org/wiki/Ronan_Point.
- [6] Geograph - Photograph every grip square, <http://www.geograph.org.uk/photo/2540469>.
- [7] Matdl.org, http://matdl.org/failurecases/Building_Collapse_Cases/Skyline_Plaza_at_Bailey's_Crossroad.
- [8] Failures Wiki - Building, Architectural and Civil Engineering Failures and Forensic Practices, <http://failures.wikispaces.com/Murrah+Federal+Building>.
- [9] Murderpedia, <http://www.murderpedia.org/male/M/m1/mcveigh-timothy-photos-5.htm>.
- [10] Failures Wiki - Building, Architectural and Civil Engineering Failures and Forensic Practices. <http://failures.wikispaces.com/World+Trade+Center+Towers+1+%26+2+%28Sept.+11%2C+2001%29>.
- [11] Comcast.net, <http://home.comcast.net/~skydrifter/wtc.htm>.
- [12] Wikipedia - The Free Encyclopedia, http://en.wikipedia.org/wiki/Progressive_collapse.
- [13] Janssens, V., O'Dwyer, D.W., *Disproportionate Collapse in Building Structures*. Department of Civil. Structural and Environmental Eng., Trinity College Dublin, Ireland.
- [14] SR EN 1991-1-7:2007, *Eurocod 1: Acțiuni asupra structurilor: Acțiuni generale - Acțiuni accidentale*. ASRO (Asociația de Standardizare din România), București, România, 2007.
- [15] DoD (2009), *Design of building to resist progressive collapse, Unified Facility Criteria, UFC 4-023-03*, U. S. Department of Defense, Washington, S.U.A., 2009.
- [16] S.I. 1970/109, *The Building (Fifth Amendment) Regulations - Circular 62/68: Flats constructed with precast concrete panels. Appraisal and strengthening of existing blocks: design of new blocks*. Ministry of Housing and Local Government, U.K., 1970.
- [17] DCLC, *Review of international research on structural robustness and disproportionate collapse*. Department for Communities and Local Government, ISBN: 978 1 4098 3007 8, U. K., 2011.

-
- [18] S.I. 1985/1065, *The Building Regulations 1985 - Approved Document A: Structure. A3 - Disproportionate Collapse*. Department of the Environment and the Welsh Office, Her Majesty's Stationery Office, 1985
- [19] S.I. 1991/2580, *The Building Regulations 1991 - Approved Document A: Structure. A3 - Disproportionate Collapse*. Department of the Environment, Transport and the Regions, The Stationery Office, 1994.
- [20] S.I. 2000/2531, *The Building Regulations 2000 - Approved Document A: Structure. A3 - Disproportionate Collapse*. Office of the Deputy Prime Minister, Her Majesty's Stationery Office, 2000.
- [21] S.I. 2010/2214, *The Building Regulations 2010 - Approved Document A: Structure. A3 - Disproportionate Collapse*. Office of the Deputy Prime Minister, Her Majesty's Stationery Office, 2010.
- [22] ANSI A58.1-1972, *Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures*. American National Standards Institute, New York, S.U.A., 1972.
- [23] Dusenberry, D.O., Juneja, G., *Review of Existing Guidelines and Provisions Related to Progressive Collapse*. Simpson Gumpertz & Heger Inc. Arlington, Massachusetts, S.U.A.
- [24] ANSI A58.1-1982, *Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures*. American National Standards Institute, New York, S.U.A., 1982.
- [25] ASCE/SEI 7-02, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers, Virginia, S.U.A., 2002.
- [26] ASCE/SEI 7-10, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers, Virginia, S.U.A., 2010.
- [27] BOCA, *The BOCA National Building Code*. Building Officials and Code Administrators International, Country Club Hills, S.U.A., 1999.
- [28] ACI 318-11, *Building Code Requirements for Structural Concrete*. American Concrete Institute, Farmington Hills, S.U.A., 2011.
- [29] NYC-BC, *Rules and Regulations of the Building Code of the City of New York - Chapter 18 - Resistance to Progressive Collapse under Extreme Local Loads*. New York City Department of Buildings, New York, S.U.A., 2003.
- [30] DoD (2005), *Design of building to resist progressive collapse, Unified Facility Criteria, UFC 4-023-03*, U. S. Department of Defense, Washington, S.U.A., 2005.
- [31] NBCC, *National Building Code of Canada 1975*. National Research Council of Canada, Ottawa, Canada, 1975.
- [32] AS-NZS 117.0, *Structural design actions - Part 0: General principles*. Standards Australia, 2002.
- [33] P100/1-2006, *Cod de proiectare seismică, Partea I: Prevederi de proiectare pentru clădiri*, MTCT, București, România, 2006.
- [34] P100/1-2013, *Cod de proiectare seismică, Partea I: Prevederi de proiectare pentru clădiri*, MDRAP, București, România, 2013.

-
- [35] Marjanishvili, S.M., Progressive Analysis Procedure for Progressive Collapse. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 18, No.2, pg. 79-85, DOI: 10.1061/ASCE 0887-3828(2004)18:2(79), 2004.
- [36] McKay, A., Gomez, M., Marchland, K. Non-Linear Dynamic Alternate Path Analysis for Progressive Collapse: Detailed Procedure using UFC 4-023-03 (Revised July 2009), DDESB, 2010.
- [37] Kokot, S., Anthoine, A., Negro, P., Solomos, G., Static and dynamic analysis of a reinforced concrete flat slab frame building for progressive collapse. *Engineering Structures*, Vol. 40, pg. 205-217, DOI: 10.1016/j.engstruct.2012.02.026, 2012.
- [38] Kim, J., Kim, T., Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 165, pg. 169-179, DOI: 10.1016/j.jcsr.2008.03.020, 2009.
- [39] Tsai, M.H., Lin, B.H., Investigation of progressive collapse resistance and inelastic response for an earthquake-resistant RC building subjected to column failure. *Engineering Structures*, Vol. 30, pg. 3619-3628, DOI: 10.1016/j.engstruct.2008.05.031, 2008.
- [40] **Botez, M.**, Bredean, L., Ioani, A.M., Inelastic Demands of RC Structures: Corner Column Case in the Progressive Collapse Analysis. *Proceedings of the 4th International Conference in Civil Engineering – Science and Practice*, Zabljak, ISBN 978-86-82707-21-9, Zabljak, Montenegro, February, 2012.
- [41] Bredean, L., **Botez, M.**, Ioani, A.M., Progressive Collapse Risk and Robustness of Low-Rise Reinforced Concrete Buildings. *Proceedings of the Eleventh International Conference on Computational Structures Technology - CST 2012*, Dubrovnik, Croatia, September, 2012.
- [42] Marchiș, A., **Botez, M.**, Ioani, A.M., Vulnerability to Progressive Collapse of Seismically Designed Reinforced Concrete Framed Structures in Romania. *Proceedings of the Fifteen World Conference on Earthquake Engineering (15 WCEE)*, Lisbon, Portugal, September, 2012.
- [43] **Botez, M.**, Bredean, L., Petran, I., Ioani, A.M., Accuracy and Efficiency in Progressive Collapse Analysis: Real Structures vs. Successively Reduced Substructures. *Proceedings of Protect2013 Conference*, Mysore, India, August, 2013.
- [44] Marchiș, A., *Vulnerabilitatea la Colaps Progresiv a Structurilor în Cadre din Beton Armat Amplasate în Zone Seismice*. Teză de doctorat, Facultatea de Construcții - Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca, Cluj-Napoca, România, 2013.
- [45] Marchand, K., McKay, A., Stevens D., Development and Application of Linear and Non-Linear Static Approaches in UFC 4-023-03. *Structures Congress 2009*, pg.1-10, DOI: 10.1061/41031(341)191, 2009.
- [46] Hadi, M. N. S., Alrudaini, T. M. S., A new building scheme to resist progressive collapse. *Journal of Architectural Engineering*, Vol. 18, No. 4, pg. 324-331, 2012.
- [47] Chopra, A. K., *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*. Prentice Hall Inc., S.U.A., 729 pg., 2001.
- [48] Sagirolu, S., *Analytical and experimental evaluation of progressive collapse resistance of reinforced concrete structures*. Civil Engineering Dissertations. Paper 18. <http://hdl.handle.net/2047/d20002914>, 2012.
-

-
- [49] Kokot, S., Anthoine, A., Negro, P., Solomos, G., Static and dynamic analysis of a reinforced concrete flat slab frame building for progressive collapse. *JRC Scientific and Technical Reports*, Luxembourg: Publications Office of the European Union, 2010.
- [50] Santafé Iribarren, B., *Progressive Collapse Simulation of Reinforced Concrete Structures: Influence of Design and Material Parameters and Investigation of the Strain Rate Effect*. PhD Thesis, Université Libre de Bruxelles, 2011.
- [51] Santafé Iribarren, B., Berke, P., Vantomme, J., Massart, T.J., Investigation of the influence of design and material parameters in the progressive collapse analysis of RC structures. *Engineering Structures*, Vol. 33, pg. 2805-2820, DOI: 10.1016/j.engstruct.2011.06.005, 2011.
- [52] Sasani, M., Sagiroglu, S., Gravity Load Redistribution and Progressive Collapse Resistance of 20-Story Reinforced Concrete Structure following Loss of Interior Column. *ACI Structural Journal*, Vol. 107, No. 6, pg. 636-644, 2010.
- [53] Kim, H., *Progressive Collapse Behavior of Reinforced Concrete Structures with Deficient Details*. PhD Thesis, The University of Texas at Austin, 2006.
- [54] Foley, S.M., Martin, K., Schneeman, C., *Robustness in Structural Steel Framing Systems*. Report MU-CEEN-SE-07-01, Marquette University, 2007.
- [55] Bazan, M. L., *Response of reinforced concrete elements and structures following loss of load bearing elements*. Civil Engineering Dissertations, Paper 5, <http://hdl.handle.net/2047/d10018578>, 2008.
- [56] Song, B. I., *Experimental and Analytical Assessment on the Progressive Collapse Potential of Existing Buildings*. Master of Science Thesis, The Ohio State University, 2010.
- [57] Sasani, M., Response of a reinforced concrete infilled-frame structure to removal of two adjacent columns. *Engineering Structures*, Vol. 30, No. 9, pg. 2478-2491, DOI: 10.1016/j.engstruct.2008.01.019, 2008.
- [58] Dinu, F., Dubină, D., Robustness based design of steel building frames under extreme loads *STESSA 2012*, ISBN 978-0-415-62105-2, 2012.
- [59] Dinu, F., Dubină, D., Petran, I., Mărginean, I., Handabut, A., Tamas, K., Modelarea interacțiunii dintre grinzile metalice și planșeul din beton armat la structuri în cadre solicitate la acțiuni accidentale. *AICPS Review*, Vol. 3, pg.23-31 ,2013.
- [60] Mărginean, I., Dinu, F., Dubină, D., Dreveny, Z., Comportarea îmbinărilor cadrelor multietajate în urma cedării accidentale a unui stâlp. *AICPS Review*, Vol. 3, pg.7-13, 2013.
- [61] Helmy, H., Salem, H., Mourad, S., Progressive collapse assessment of framed reinforced concrete structures according to UFC guidelines for alternative path method. *Engineering Structures*, Vol. 42, pg. 127-141, DOI: 10.1016/j.engstruct.2012.03.058, 2012.
- [62] Sagiroglu, S., Sasani, M., Progressive Collapse - Resisting Mechanisms of Reinforced Concrete Structures and Effects of Initial Damage Locations. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 140, No. 3, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000854, 2014.
- [63] Kai, Q., Li, B., Slab Effects on Response of Reinforced Concrete Substructures after Loss of Corner Column, *ACI Structural Journal*, Vol. 109, No. 6, pg. 845-855, 2012.
-

-
- [64] Dat, P.X., Hai, T.K., Experimental study of beam–slab substructures subjected to a penultimate-internal column loss. *Engineering Structures*, Vol. 55, pg. 2-15, DOI: 10.1016/j.engstruct.2013.03.026, 2013.
- [65] Fu, F., 3-D nonlinear dynamic progressive collapse analysis of multi-storey steel composite frame buildings - Parametric study, *Engineering Structures*, Vol. 32, pg. 3974-3980, DOI: 10.1016/j.engstruct.2010.09.008, 2010.
- [66] Fu, F., Dynamic response and robustness of tall buildings under blast loading. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 80, pg. 299-307, DOI: 10.1016/j.jcsr.2012.10.001, 2013.
- [67] Salem H.M., El-Fouly, A.K., Tagel-Din, H.S., Toward an economic design of reinforced concrete structures against progressive collapse. *Engineering Structures*, Vol. 33, pg. 3341-3350, DOI: 10.1016/j.engstruct.2011.06.020, 2011.
- [68] Helmy, H., Salem, H., Mourad, S., Computer-Aided Assessment of Progressive Collapse of Reinforced Concrete Structures according to GSA Code. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 57, No. 5, DOI: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000350, 2013.
- [69] Lupoae, M., Bucur, C., Use of applied element method to simulate the collapse of a building. *Proceedings of the Annual Symposium of the Institute of Solid Mechanics*, pg. 145-150, ISSN 2068-0481, 2010.
- [70] Lupoae, M., Baciuc, C., Constantin, D., Puscau, H., Aspects Concerning Progressive Collapse of a Reinforced Concrete Frame Structure with Infill Walls. *Proceedings of the World Congress on Engineering 2011 Vol III*, London, U.K., 2011.
- [71] Lupoae, M., Bucur, C., Building demolition – positive aspect of progressive collapse. *MTA- Review*, Vol.19, No.4, pg.399-408, 2009.
- [72] Bucur, C., Lupoae, M., Baciuc, C., Clădire din beton armat P+5E - Caracteristicile dinamicii proprii și scenario de demolare. *Revista Construcțiilor*, nr. 73, ISSN 1841-1290, 2011.
- [73] Sasani, M., Bazan, M., Sagiroglu, S., Experimental and Analytical Progressive Collapse Evaluation of Actual Reinforced Concrete Structure, *ACI Structural Journal*, Vol. 104, No.6, pg. 731-739, 2007.
- [74] Joshi D., Patel, P.V., Tank, S.J., Linear and Nonlinear Analysis for Assessment of Progressive Collapse Potential of Multistoried Building, *ASCE Structures Congress*, 2010.
- [75] SAP2000 - Integrated Solution for Structural Analysis & Design. *Computers and Structures, Inc. (CSI)*, Berkeley, CA, S.U.A., V. 15.2.1, 1976-2012.
- [76] Kazemi, A., Sasani, M., Effects of Beam Growth and Axial Force in Progressive Collapse Analysis of RC Structures. *Proceedings of the IMPLAST 2010 Conference*, October 12-14, Providence, Rhode Island, S.U.A., 2010.
- [77] Sasani, M., Kazemi, A., Sagiroglu, S., Forest, S., Progressive Collapse Resistance of an Actual 11- Story Structure Subjected to Severe Initial Damage. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 137, No. 9, pg. 893-902, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000418, 2011.
- [78] Park, R., Paulay, T., *Reinforced concrete structures*. John Wiley& Sons, New York, S.U.A., 769 pg., 1975.
-

-
- [79] Priestley MJN., Seible, F., Calvi, GMS., *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley & Sons, New York, 1996.
- [80] Fardis, MN., Biskinis, DE., Deformation of RC members, as controlled by flexure or shear. *Proceedings of the international symposium honoring Shunsuke Otani on performance-based engineering for earthquake resistant reinforced concrete structures*, 2013.
- [81] Kheyroddin, A., Naderpour, H., Plastic Hinge Rotation Capacity of Reinforced Concrete Beams. *International Journal of Civil Engineering*, Vol. 5, No. 1, 2007.
- [82] Shi, Y., Li, Z. X., Hao, H., A new method for progressive collapse analysis of RC frames under blast loading. *Engineering Structures*, Vol. 32, pg. 1691-1703, DOI: 10.1016/j.engstruct.2010.02.017, 2010.
- [83] Fujikake, K., Li, B., Soeun, S., Impact Response of Reinforced Concrete Beam and Its Analytical Evaluation. *Journal of structural engineering*, Vol. 135, No. 8, pg. 938-950, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000039, 2009.
- [84] Adhikary, S.D., Li, B., Fujikake, K., Dynamic behavior of reinforced concrete beams under varying rates of concentrated loading, *International Journal of Impact Engineering*, Vol. 47, pg. 24-38, DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2012.02.001, 2012.
- [85] Baldridge, S., Humay, F., Preventing Progressive Concrete Buildings. *Concrete International*, Vol.25, pg.73-79, 2005.
- [86] Bilow, D., Kamara, M., Progressive Collapse Design Guidelines Applied to Concrete Moment-Resisting Frame Buildings, *ASCE Structures Congress 2004*, Nashville, Tennessee, S.U.A., 2004.
- [87] Ioani, A.M., Cucu, H.L., Improving resistance to progressive collapse of concrete structures through seismic design (P100-92, P100/1-2006). *Proceedings of Computational Civil Engineering 2010*, Iași, România, 2010.
- [88] Yi, W.J., He, Q.F., Xiao, Y., Kunnath, S.K., Experimental study on Progressive Collapse-resistant behavior of reinforced concrete frame structures, *ACI Structural Journal*, Vol.105, No.4, 2008, pg.433-438.
- [89] BIPS05, *Preventing Structures form Collapsing*. Homeland Security (Science and Technology), S.U.A., 2011.
- [90] Yu, J., Tan, K.H., Experimental and numerical investigation on progressive collapse resistance of reinforced concrete beam column sub-assemblages. *Engineering Structures*, Vol. 55, pg. 90-106, DOI: 0.1016/j.engstruct.2011.08.040, 2013.
- [91] He, Q.F., Yi, W.J., Experimental Study on Collapse-Resistant Behavior of RC Beam-Column Sub-structure considering Catenary Action. The 14th World Conference on Earthquake Engineering (14 WCEE), October 12-17, Beijing, China, 2008.
- [92] Huynh, C.T., Park, J., Kim, J., Progressive collapse resisting capacity of reinforced concrete beam-column sub-structures, 2009.
- [93] Sadek, F., Main, J. A., Lew, H. S., Yihai Bao, Testing and Analysis of Steel and Concrete Beam-Column Assemblies under a Column Removal Scenario, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, pg. 881-892, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000422, 2011.
-

-
- [94] Sasani, M., Werner, A., Kazemi, A., Bar fracture modeling in progressive collapse analysis of reinforced concrete structures, *Engineering Structures*, Vol. 33, pg. 401-409, DOI: 10.1016/j.engstruct.2010.10.023, 2011.
- [95] Su, Y., Tian, Y., Song, X., Progressive Collapse Resistance of Axially-Restrained Frame Beams, *ACI Structural Journal*, Vol.109, No.5, pg. 600-608, 2009.
- [96] Abaqus / CAE, *Dessault Systems Simulia Corp.* Providence, RI, S.U.A., V. 6.13, 2013.
- [97] Extreme Loading for Structures, *Applied Science International (ASI), LLC.* Durham NC, S.U.A., V. 3.11, 2013.
- [98] Choi, H., Kim, J., Progressive collapse-resisting capacity of RC beam-column sub-assembly. *Magazine of Concrete Research*, Vol. 63, No. 4, DOI: 10.1680/mac.9.00170, 2011.
- [99] Ioani, A.M., Cucu, H.L., Mircea, C., Seismic design vs. progressive collapse: a reinforced concrete framed structure case study, *Proceedings of ISEC-4*, Melbourne, Australia, 2007.
- [100] Kai, Q., K., Li, B., Dynamic performance of RC beam-column substructures under the scenario of the loss of a corner column - Experimental results. *Engineering Structures*, Vol. 42, pg. 154-167, DOI: 10.1016/j.engstruct.2012.04.016, 2012.
- [101] Ioani, A.M., Cucu, H.L., Seismic resistant RC frame structures under abnormal loads. *Proceedings of the 4th National Conference on Earthquake Engineering*, Bucharest, Romania, 2009.
- [102] Ioani, A.M., Cucu, H.L., Resistance to progressive collapse of RC structures: principles, methods and designed models, *Proceedings of Computational Civil Engineering*, Iași, Romania, May, 2010
- [103] Marchiș, A., **Botez, M.**, Ioani, A.M., Risk for Progressive Collapse of Seismically Designed RC Framed Structures: Long Side Column Case. *Ovidius University Annals Series: Civil Engineering*, Vol. 14, ISSN 1584-5990, 2012.
- [104] Kim, J., Park, J., Design of steel moment frames considering progressive collapse. *Steel and Composite Structures*, Vol. 8, No. 1, pg. 85-98, 2008.
- [105] Dinu, F., Santaigo, A., Dubină, D., da Silva, L., Robustness demands for structural joints of multistory steel building frames under elevated temperature. *Proceedings of Protect2013 Conference*, Mysore, India, 2013.
- [106] Dinu, F., Dubina, D., Marginean, I., Effect of connection between reinforced concrete slab and steel beams in multistory frames subjected to different column loss scenarios. *Proc. 4th Int. Conf. on Integrity, Reliability and Failure - IRF*, Funchal, Portugal, ISBN 978-9772-8826-27-7, 2013.
- [107] Dinu, F., Dubina, D., Marginean, I., Petran, I., Ultimate capacity of beam-to-column connections under bending and axial stresses. *XXIV Congresso C.T.A. Vol. 1*, Torino, ISBN 978-88-905870-0-9, 2013.
- [108] Bucur, C., Rus, A., Bucur, M., Moise, I.D., Scenarios for checking the progressive collapse of reinforced concrete dual system for buildings. *Revue Roumaine des Sciences Techniques - Série de Mécanique Appliquée*, No. 2, pg. 91-99, București, 2010.

-
- [109] Ioniță, O., Budescu, M., Țăranu N., Improving the Safety of Accidentally Damaged Reinforced Concrete Columns through Composite Action. *Buletinul Institutului Politehnic Iași - Secția: Construcții. Arhitectură*, Vol.16, Fasc. 3, pg. 63-74, 2010
- [110] Ioniță O., Țăranu N., Budescu M., Banu C., Rominu S., Bancila R., Robustness of Civil Engineering Structures - A Modern Approach in Structural Design. *Revista Intersections/Intersecții*, Vol. 6, No. 4, pg. 99-114, ISSN 1582-3024, 2009.
- [111] **Botez, M.**, Marchiș, A., Ioani, A.M., The Influence of the Corner Column Damage Case on the Progressive Collapse Potential of Mid-Rise RC Framed Structures. *Proceedings of the First International Conference for PhD Students in Civil Engineering*, ISBN 978-973-757-710-8, Cluj-Napoca, Romania, November, 2012.
- [112] Ioani, A.M., Petran, I., **Botez, M.**, Bredean, L., Limit analysis fast methods for assessment of progressive collapse potential in RC structures. *Proceedings of Protect2013 Conference*, Mysore, India, August, 2013.
- [113] **Botez, M.**, Bredean, L., Ioani, A.M., Distributed Plasticity Concept in Progressive Collapse Risk Assessment of RC Structures. *Proceedings of the C60 International Conference*, Cluj-Napoca, Romania, ISBN 978-973-662-903-7, November, 2013.
- [114] **Botez M.**, Bredean L., Ioani A.M., Improving the Accuracy of Nonlinear Dynamic Analyses: The Contribution of Supplementary Progressive Collapse Resisting Mechanisms. *Proceedings of the Twelfth International Conference on Computational Structures Technology - CST 2014*, Napoli, Italia, Septembrie 2014.
- [115] Marchiș, A.G., Cucu, H.L., Ioani, A.M., Vulnerability to progressive collapse of steel structures: GSA 2003 Guidelines. *Acta Technica Napocensis: Civil Engineering & Architecture*, Vol. 54, No. 3, pg. 233-240, ISSN 1221-5848, 2011.
- [116] **Botez M.**, Bredean L., Ioani A.M., Plastic Hinge vs. Distributed Plasticity in the Progressive Collapse Analysis. *Acta Technica Napocensis: Civil Engineering & Architecture*, Vol. 57, No. 1, pg. 24-36, ISSN 1221-5848, 2014.
- [117] Meguro, K., Tagel-Din, H., Development of a new fracture analysis method with high accuracy based on discontinuous material modeling. *Proceedings of 16th Annual Conference on Natural Disaster Reduction*, Osaka, Japan. 1997.
- [118] Meguro, K., Tagel-Din, H., A new simplified and efficient technique for fracture behavior analysis of concrete structures. *Proceedings of 3rd International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FRAMCOS-3)*, Gifu, Japan, 1998.
- [119] Tagel-Din, H., Meguro, K., Consideration of Poisson's ratio effect in structural analysis using elements with three degrees of freedom. *Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Centre*, University of Tokyo, Vol. 31, pg. 41-50, 1998.
- [120] Tagel-Din, H., Meguro, K., Applied element simulation for collapse analysis of structures, *Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Centre*, University of Tokyo, Vol. 32, pg. 113-123, 1999.
- [121] Tagel-Din, H., Meguro, K., Analysis of a small scale RC building subjected to shaking table tests using the applied element method, *Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, 2000.
-

-
- [122] ASCE/SEI 41-06, *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers, Virginia, 2006.
- [123] Park, H., Suk, C., Kim, S., Collapse Modeling of model RC Structure Using Applied Element Method. *Tunnel and Underground Space Journal of Korean Society for Rock Mechanics*, Vol. 19, No. 1, pg. 43-51, 2009.
- [124] Panțel, E., Bia, C., *Metoda Elementelor Finite pentru Structuri de Rezistență*. Ed. Todesco, ISBN 978-973-7965-82-6, 256 pg., Cluj-Napoca, România, 2009.
- [125] Computers and Structures, Inc., *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000. Etabs, Safe, CSiBridge*, Berkeley, CA, S.U.A., 2011.
- [126] SR EN 1992-1-1:2004, *Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton: Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri*. ASRO (Asociația de Standardizare din România), București, România, 2006.
- [127] ABAQUS, *ABAQUS - User's manual, version 6.13*. Pawtucket, RI: Hibbit, Karlsson & Sorenson, 2011.
- [128] Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S. and Onate, E., A plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 25, pg. 299-326, 1989.
- [129] Lee, J., Fenves, G.L., A return mapping algorithm for plastic-damage models: 3-D and plane stress formulation. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 50, pg. 487-506, 2001.
- [130] Tagel-Din, H., High Fidelity Modeling of Building Collapse with Realistic Visualization of Resulting Damage and Debris Using the Applied Element Method. *Applied Science International LLC - DTRA082-005*, 2009.
- [131] ELS, *Extreme Loading for Structures - Theoretical Manual*. Applied Science International (ASI), Durham, NC, S.U.A., 2013.
- [132] Meguro, K., Tagel-Din, H., Applied element method for structural analysis: Theory and application for linear materials. *Structural engineering/earthquake engineering (Japan: Japan Society of Civil Engineers)*, Vol. 17, No. 1, pg. 21-35, 2000.
- [133] Maekawa, K., Okamura, H., The deformational behavior and constitutive equation of concrete using the elasto-plastic and fracture model. *Journal of the Faculty of Engineering - The University of Tokyo (B)*, Vol. 37, No. 2, pg. 253-328, 1983.
- [134] Ristic, D., Yamada, Y., Iemura, H., Stress-strain based modeling of hysteretic structures under earthquake induced bending and varying axial loads. *Research report No. 86-ST-01, School of Civil Engineering, Kyoto University, Kyoto, Japan*, 1986.
- [135] Suresh, S., *Fatigue of Materials*. Ed. Cambridge University Press, ISBN 0-521-57847-7, 709 pg., Cambridge, U.K., 1998.
- [136] Gamble, W.L., Sozen, M.A., Siess, C.P., An experimental study of a reinforced concrete two-way floor slab. *Civil Engineering Studies – Structural Research Series No. 211*, Illinois, S.U.A., 1961.
- [137] Tamai, S., Shima, H., Izumo, J., Okamura, H., Average stress–strain relationship in post-yield range of steel bar in concrete. *Concrete Library of JSCE*, No. 11, 1988.
- [138] Malm, R., Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with non-linear finite element method. *TRITA-BKN, Bulletin 97*, ISSN 1103-4270, 2009.

-
- [139] Jankowiak, T., Lodygowski, T., Identification of Parameters of Concrete Damage Plasticity Constitutive Model. *Foundations of civil and environmental engineering*, No. 6, ISSN 1642-9303, 2005.
- [140] Kmiecik, P., Kamiński, M., Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, Vol. XI, No. 3, 2011.
- [141] SR EN 1998-1:2004, *Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur: Partea 1:Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri*. ASRO, (Asociația de Standardizare din România), București, România, 2006.
- [142] SR EN 1991-1-1:2004, *Eurocod 1: Acțiuni asupra structurilor. Partea 1-1: Acțiuni generale. Greutăți specifice, greutăți proprii, încercări utile pentru clădiri*. ASRO, (Asociația de Standardizare din România), București, România, 2004.
- [143] SR EN 1991-1-3:2005, *Eurocod 1: Acțiuni asupra structurilor. Partea 1-3: Acțiuni generale - încărcări date de zăpadă*. ASRO, (Asociația de Standardizare din România), București, România, 2005.
- [144] SR EN 1991-1-4:2006, *Eurocod 1: Acțiuni asupra structurilor. Partea 1-4: Acțiuni generale - acțiuni ale vântului*. ASRO, (Asociația de Standardizare din România), București, România, 2006.
- [145] Chiorean, G.C, *Aplicații software pentru analiza neliniara a structurilor in cadre*. Ed. U.T. Press, ISBN (10) 973-662-231-2; ISBN(13) 978-973-662-231-1, 339 pg., Cluj-Napoca, România, 2006.
- [146] Postelnicu, T., Zamfirescu, D., Damian, I., Morariu, E., Buzăianu, B., *Proiectarea structurilor din beton armat în zonele seismice*. Ed. MarLink, Vol. I, II, III, 263 pg, 319 pg, 422 pg, ISBN 978-973-8411-82-1, București, 2012.
- [147] Menchel, K., *Progressive Collapse: Comparison of Main Standards Formulation and Validation of New Computational Procedure*. Dissertation originale présentée en vue de l'obtention du grade de Docteur en Sciences de l'Ingénieur, Faculté des Sciences Appliquées, Université Libre de Bruxelles, 2009.

Anexe

Anexa A: Influența considerării modelelor structurale reduse asupra acurateței și a eficienței rezultatelor - Obiectiv 1

A.1. Structură P+5E

A.1.1. Caz avarie: C_1



Fig. A.1. Reducere model structural, structură 6 niveluri (P+5E), caz avarie C_1

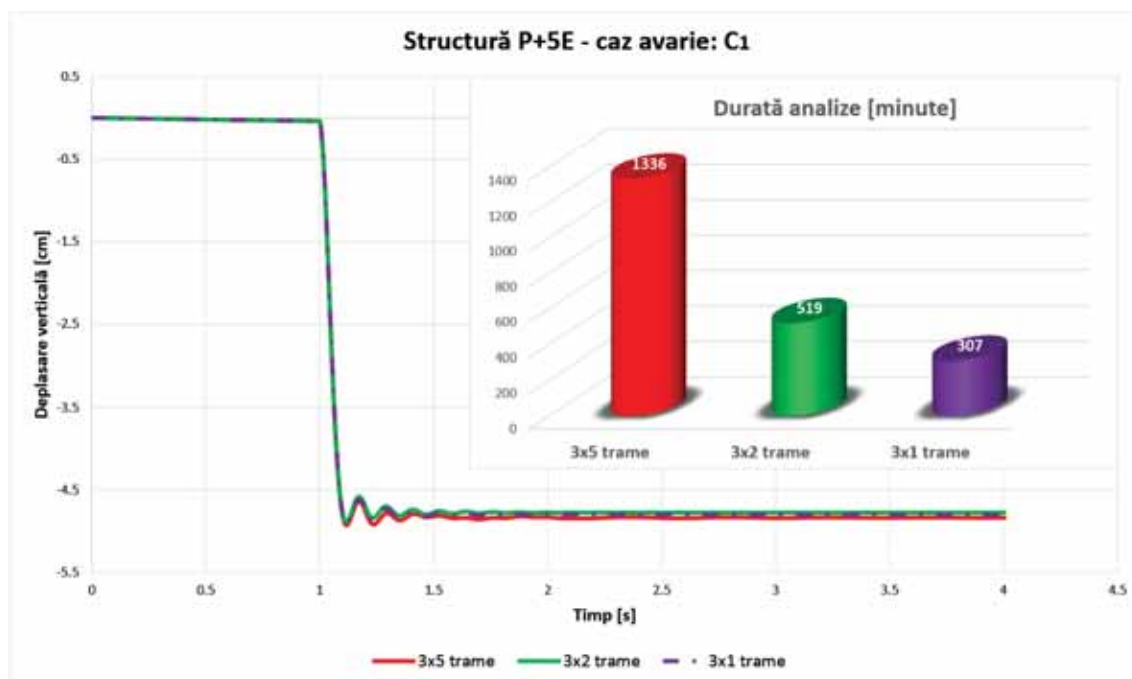
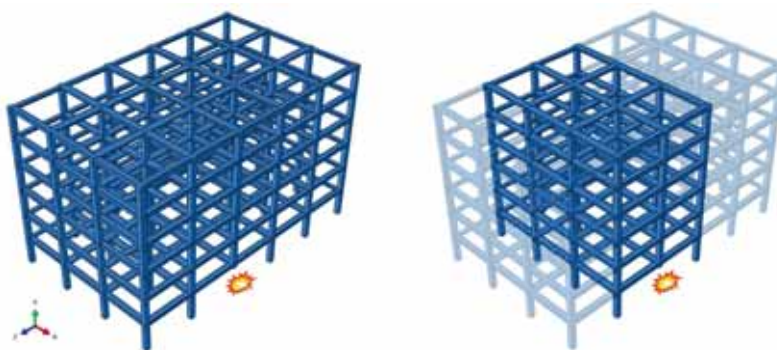
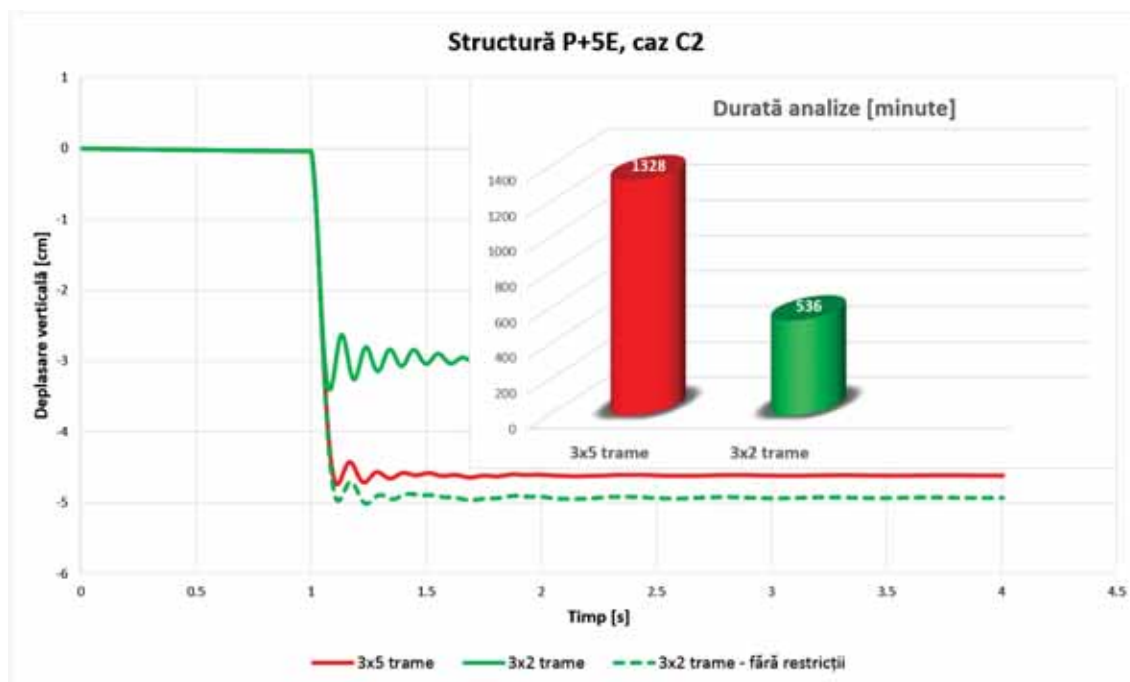
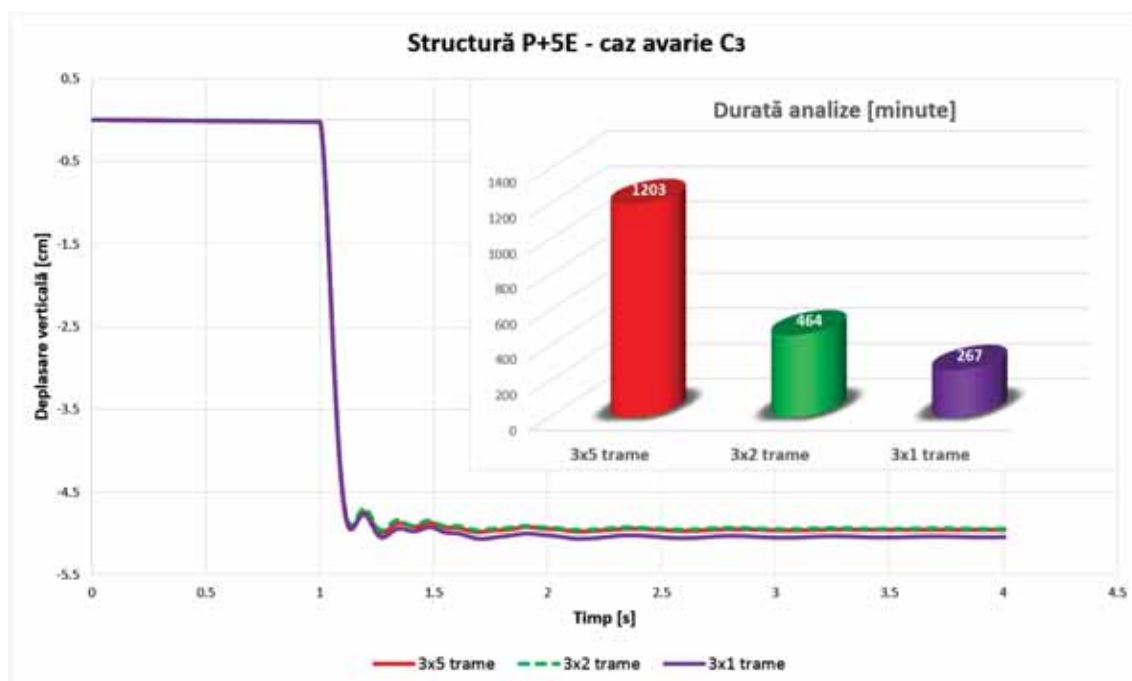
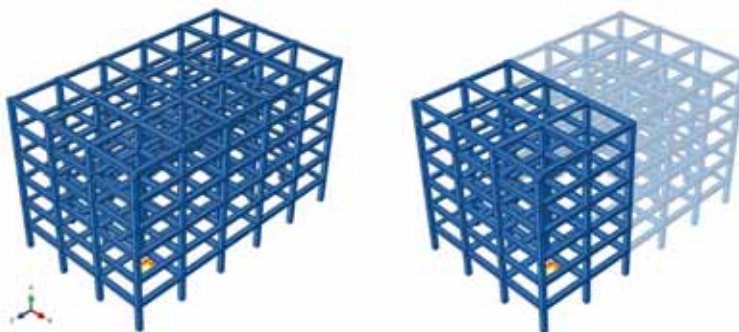
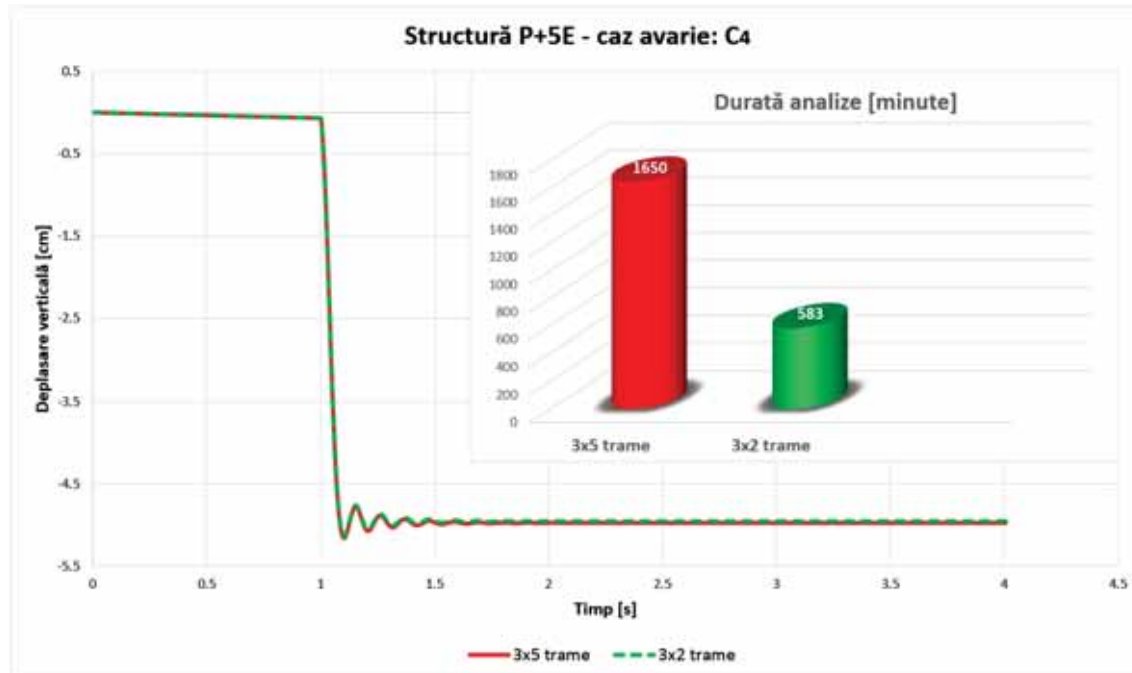


Fig. A.2. Curbe timp-deplasare verticală, structură 6 niveluri, caz avarie C_1

A.1.2. Caz avarie: C₂Fig. A.3. Reducere model structural, structură 6 niveluri (P+5E), caz avarie C₂Fig. A.4. Curbe timp-deplasare verticală, structură 6 niveluri, caz avarie C₂

A.1.3. Caz avarie: C_3 Fig. A.5. Reducere model structural, structură 6 niveluri (P+5E), caz avarie C_3 Fig. A.6. Curbe timp-deplasare verticală, structură 6 niveluri, caz avarie C_3

A.1.4. Caz avarie: C_4 Fig. A.7. Reducere model structural, structură 6 niveluri (P+5E), caz avarie C_4 Fig. A.8. Curbe timp-deplasare verticală, structură 6 niveluri, caz avarie C_4

A.2. Structură P+8E

A.2.1. Caz avarie: C_1



Fig. A.9. Reducere model structural, structură 9 niveluri (P+8E), caz avarie C_1

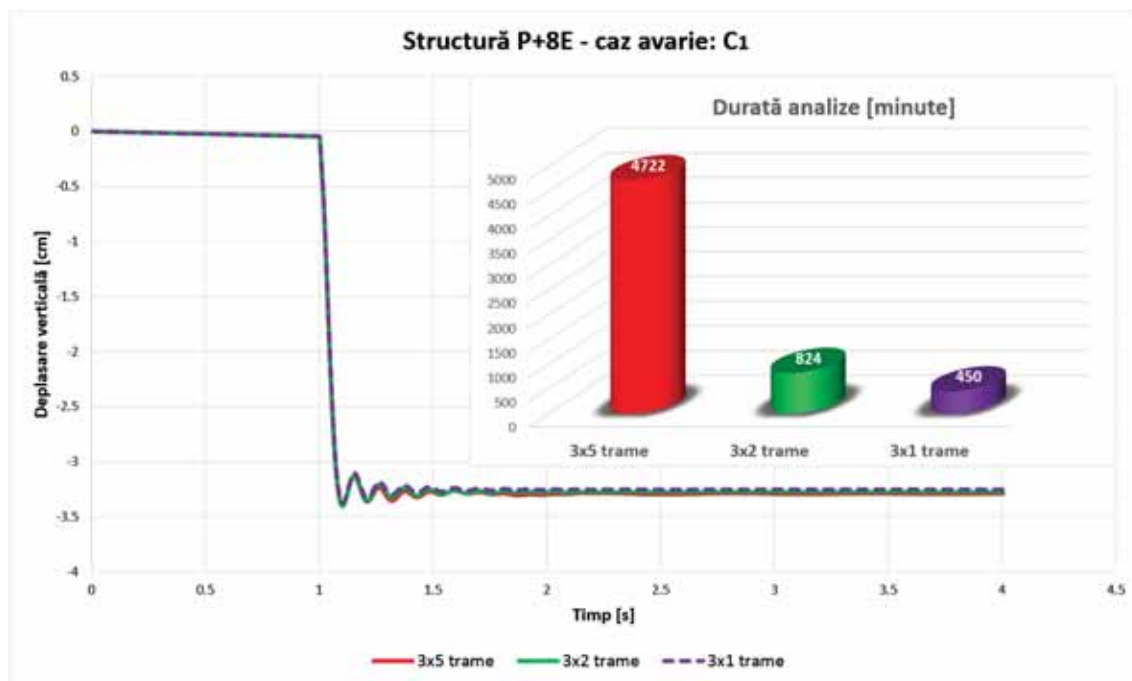
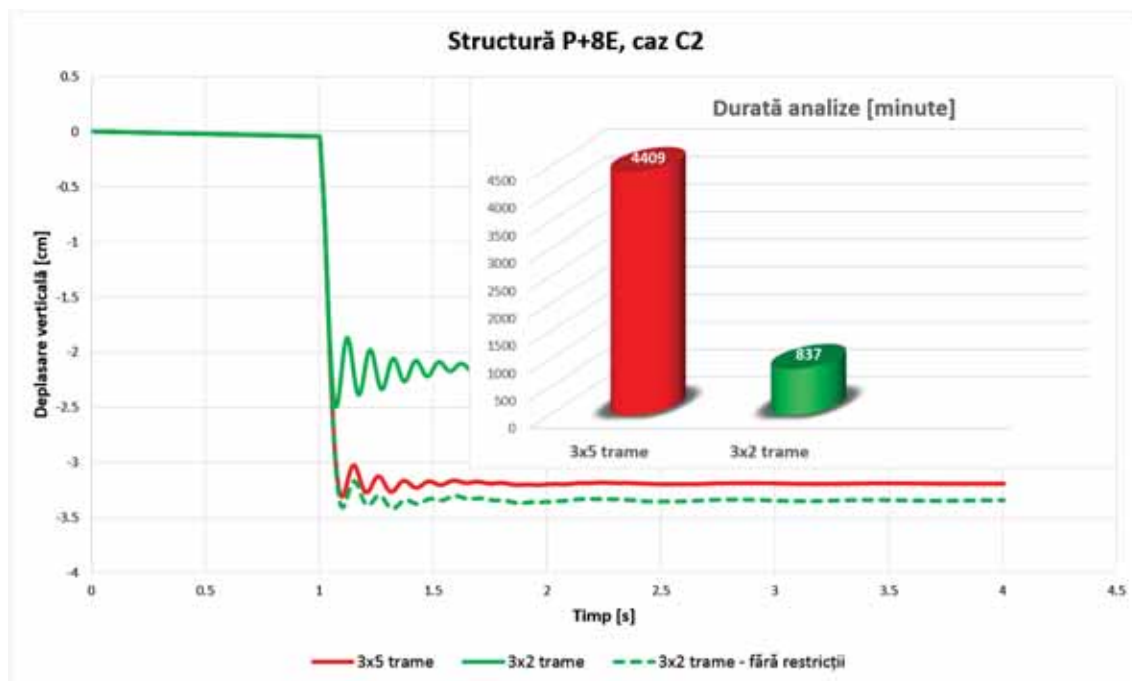
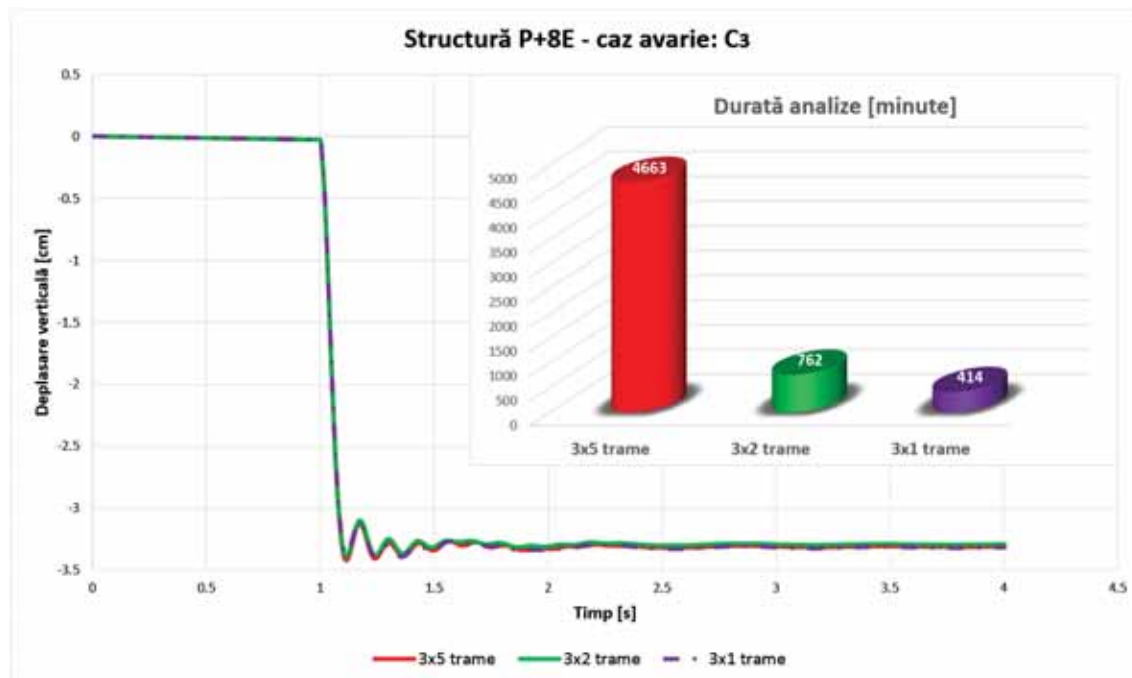
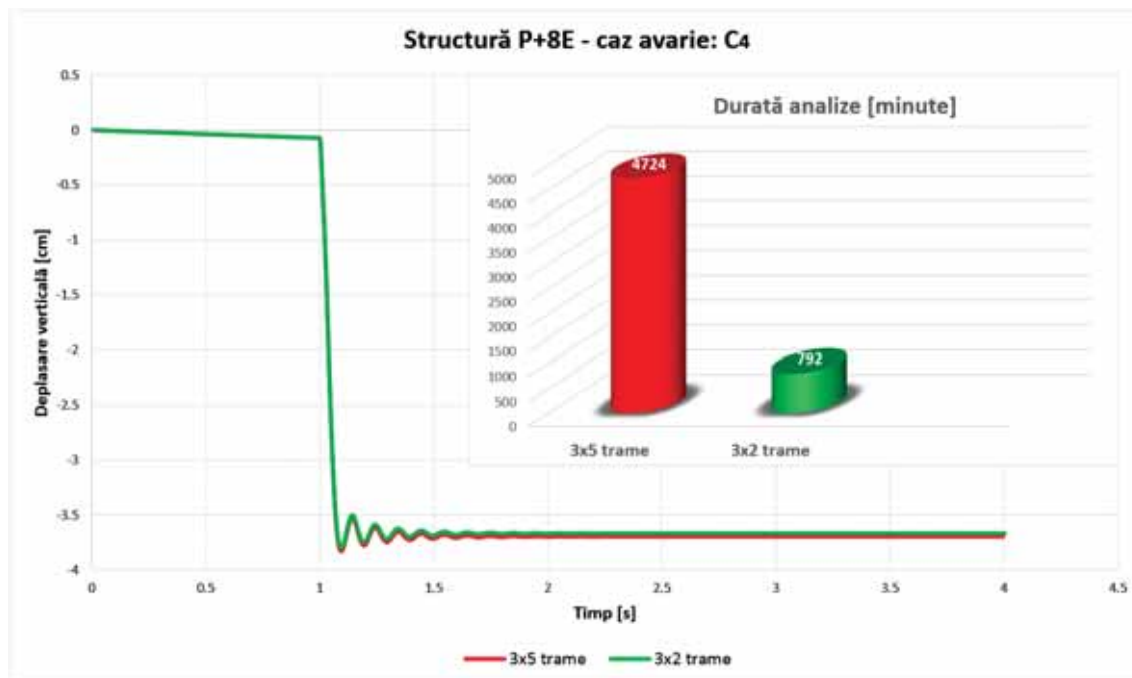


Fig. A.10. Curbe timp-deplasare verticală, structură 9 niveluri, caz avarie C_1

A.2.2. Caz avarie: C₂Fig. A.11. Reducere model structural, structură 9 niveluri (P+8E), caz avarie C₂Fig. A.12. Curbe timp-deplasare verticală, structură 9 niveluri, caz avarie C₂

A.2.3. Caz avarie: C_3 Fig. A.13. Reducere model structural, structură 9 niveluri (P+8E), caz avarie C_3 Fig. A.14. Curbe timp-deplasare verticală, structură 9 niveluri, caz avarie C_3

A.2.4. Caz avarie: C_4 Fig. A.15. Reducere model structural, structură 9 niveluri (P+8E), caz avarie C_4 Fig. A.16. Curbe timp-deplasare verticală, structură 9 niveluri, caz avarie C_4

Anexa B: Plastificare concentrată vs. plastificare distribuită în analiza la colaps progresiv a structurilor din beton armat - Obiectiv 2

B.1. Structură P+2E

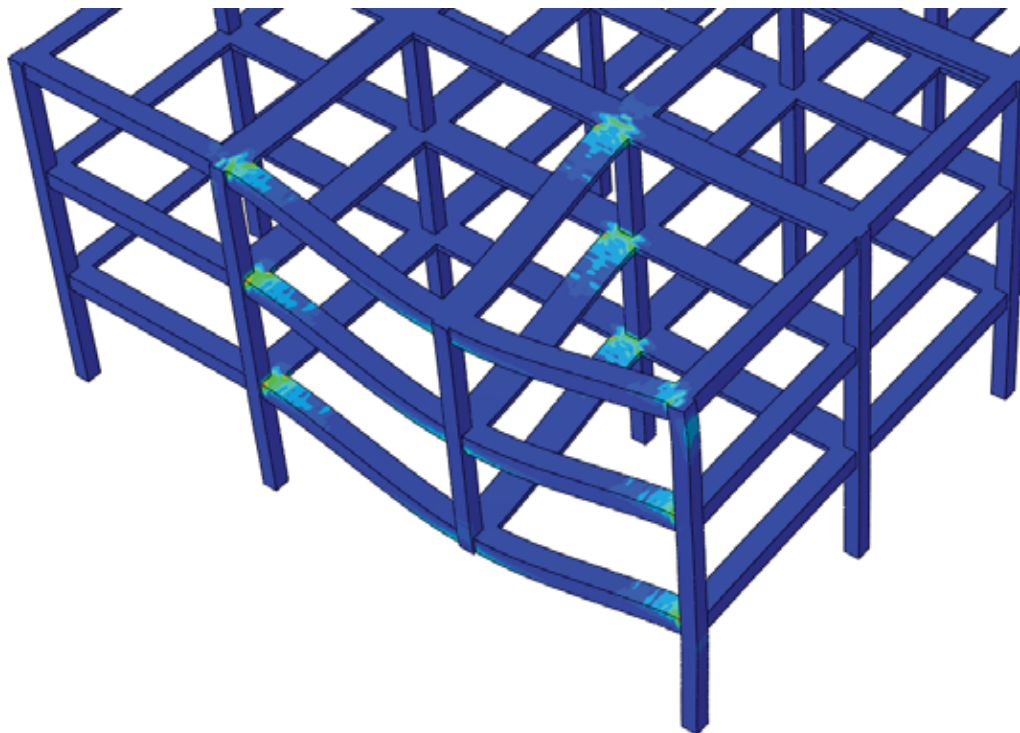


Fig. B.1. Distribuția deformațiilor specifice plastice la întindere, structură 3 niveluri:vedere de sus

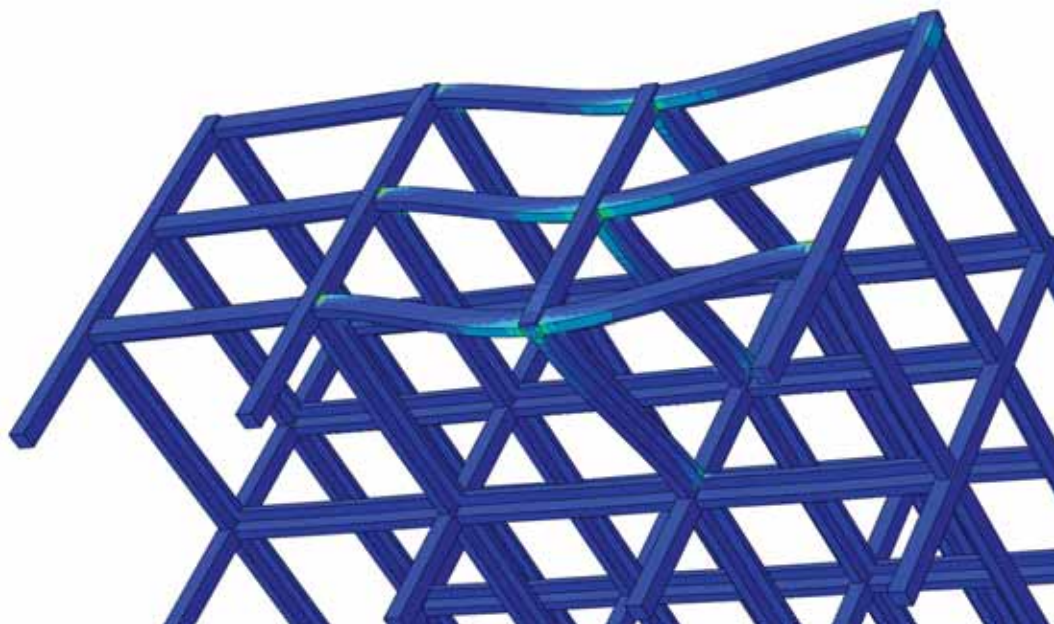


Fig. B.2. Distribuția deformațiilor specifice plastice la întindere, structură 3 niveluri: vedere de jos

B.2. Structură P+5E

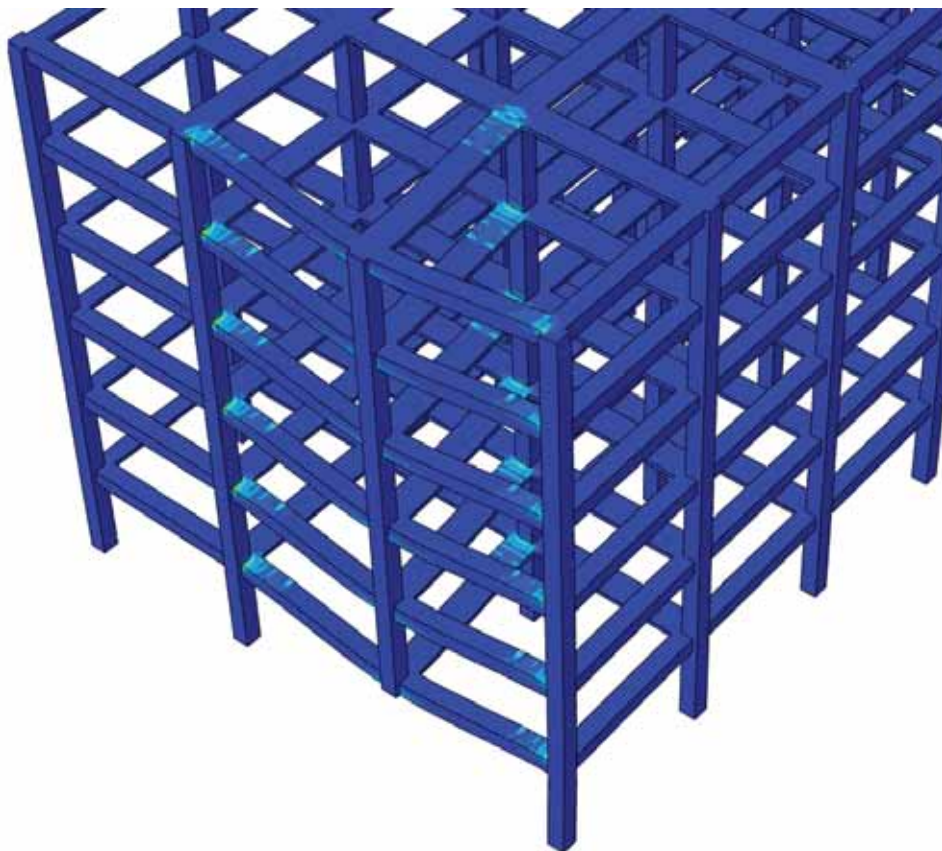


Fig. B.3. Distribuția deformațiilor specifice plastice la întindere, structură 6 niveluri:vedere de sus

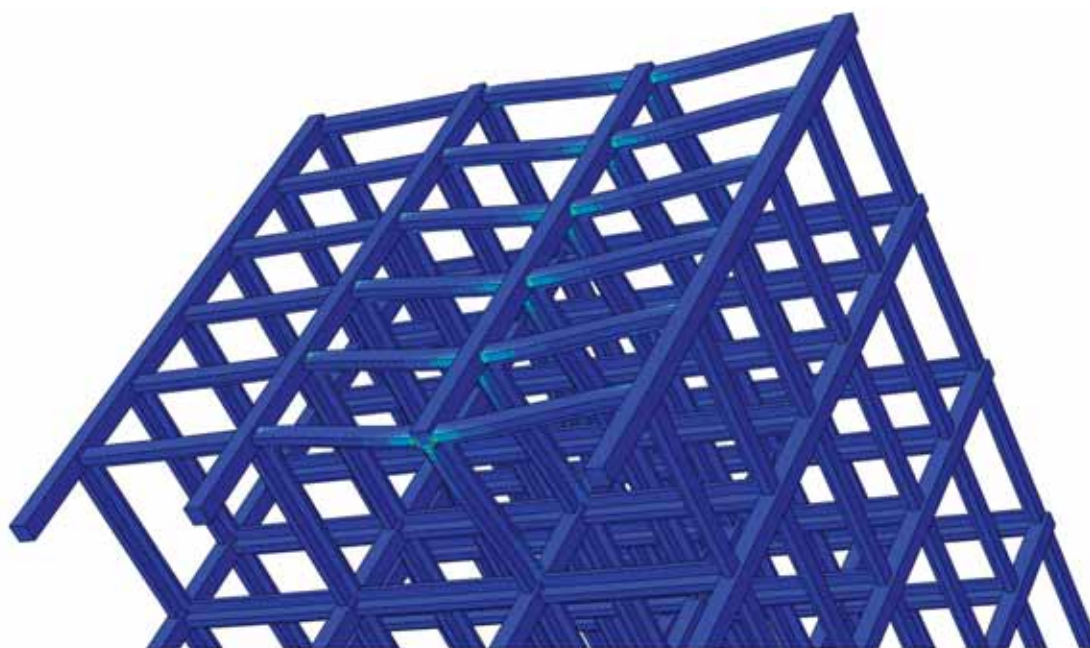


Fig. B.4. Distribuția deformațiilor specifice plastice la întindere, structură 6 niveluri: vedere de jos

B.3. Structură P+8E

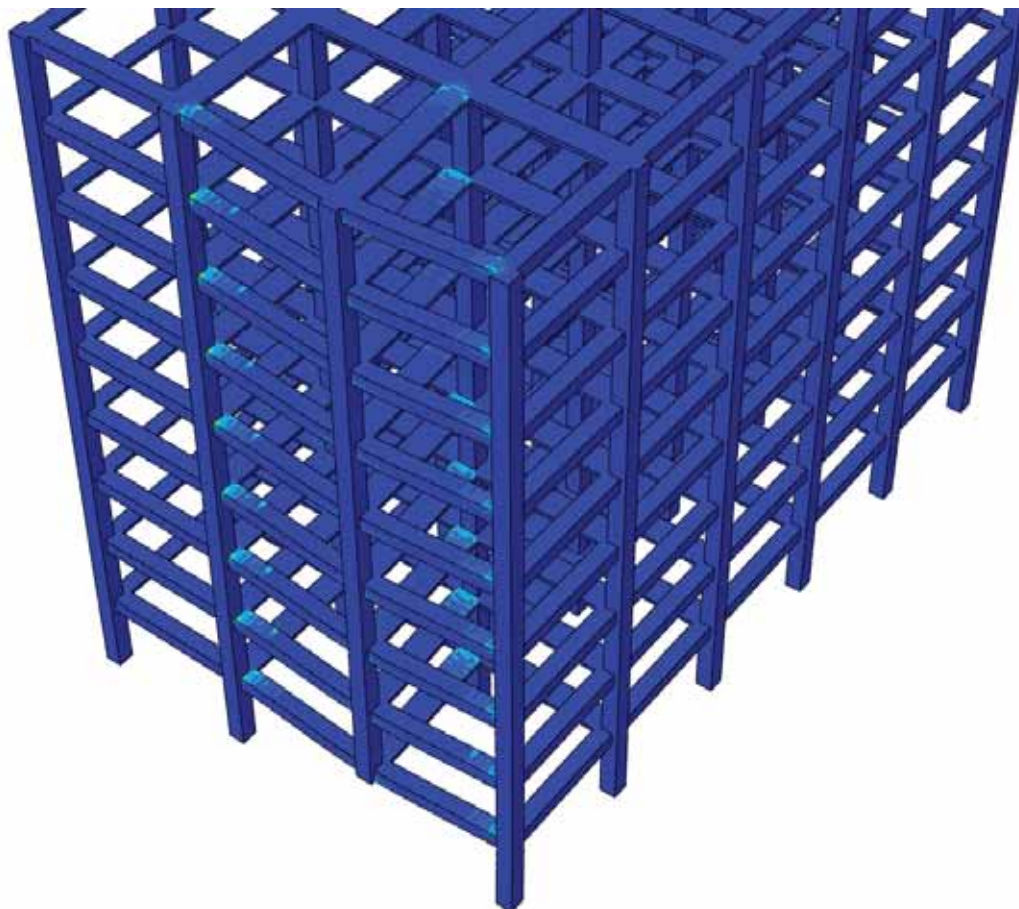


Fig. B.5. Distribuția deformațiilor specifice plastice la întindere, structură 9 niveluri:vedere de sus

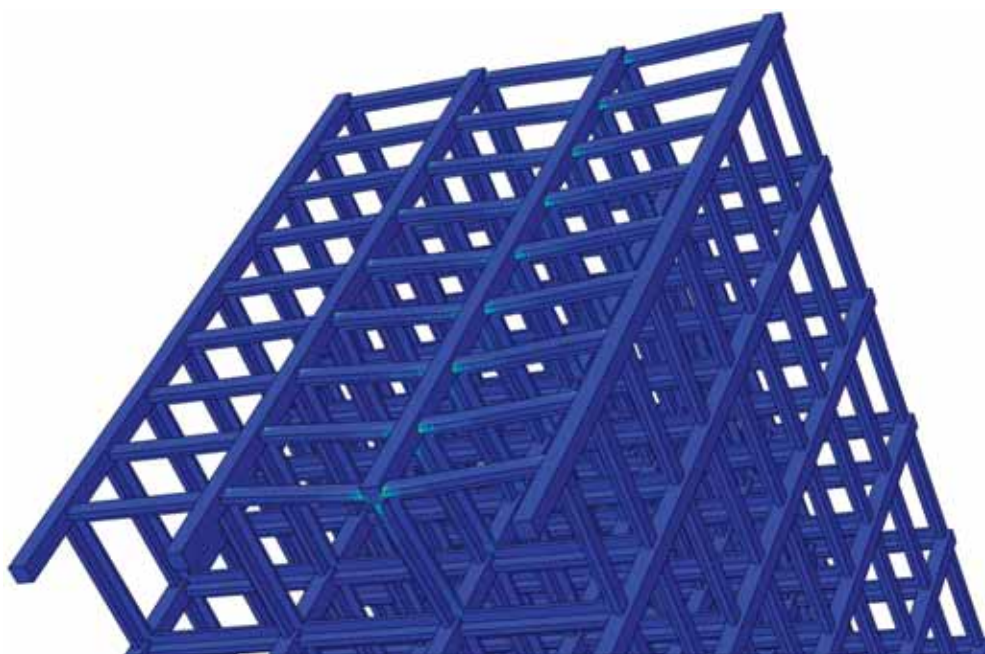


Fig. B.6. Distribuția deformațiilor specifice plastice la întindere, structură 9 niveluri:vedere de jos