

ANALIZA COMPORTĂRII NELINIARE A CUPOLELOR METALICE

Teză destinată obținerii
titlului științific de doctor inginer
la
Universitatea "Politehnica" din Timișoara
în domeniul INGINERIE CIVILĂ
de către

Ing. Vinicius PRECUPAȘ

Conducător științific:				
Prof.Dr.Ing. Marin IVAN	Universitatea	"Politehnica"	din	
	Timișoara			
Referenți științifici:				
Prof.Dr.Ing. Șerban DIMA	Universitatea	Tehnică	de	
	Construcții din	București		
Prof.Dr.Ing. Cosmin CHIOREANU	Universitatea	Tehnică	din	
	Cluj Napoca			
Prof.Dr.Ing. Radu BĂNCILĂ	Universitatea	"Politehnica"	din	
	Timișoara			

Ziua susținerii tezei: 20 noiembrie 2012

Seriile Teze de doctorat ale UPT sunt:

- | | |
|------------------------|---|
| 1. Automatică | 7. Inginerie Electronică și Telecomunicații |
| 2. Chimie | 8. Inginerie Industrială |
| 3. Energetică | 9. Inginerie Mecanică |
| 4. Ingineria Chimică | 10. Știința Calculatoarelor |
| 5. Inginerie Civilă | 11. Știința și Ingineria Materialelor |
| 6. Inginerie Electrică | |

Universitatea „Politehnica” din Timișoara a inițiat seriile de mai sus în scopul diseminării expertizei, cunoștințelor și rezultatelor cercetărilor întreprinse în cadrul școlii doctorale a universității. Seriile conțin, potrivit H.B.Ex.S Nr. 14 / 14.07.2006, tezele de doctorat susținute în universitate începând cu 1 octombrie 2006.

Copyright © Editura Politehnica – Timișoara, 2006

Această publicație este supusă prevederilor legii dreptului de autor. Multiplicarea acestei publicații, în mod integral sau în parte, traducerea, tipărirea, reutilizarea ilustrațiilor, expunerea, radiodifuzarea, reproducerea pe microfilme sau în orice altă formă este permisă numai cu respectarea prevederilor Legii române a dreptului de autor în vigoare și permisiunea pentru utilizare obținută în scris din partea Universității „Politehnica” din Timișoara. Toate încălcările acestor drepturi vor fi penalizate potrivit Legii române a drepturilor de autor.

România, 300159 Timișoara, Bd. Republicii 9,
tel. 0256 403823, fax. 0256 403221
e-mail: editura@edipol.upt.ro

Cuvânt înainte

Teza de doctorat este rezultatul unor studii, modelarea și analizarea structurii de la Romexpo din București prin analize statice și dinamice liniare/nelineare și a stabilității acestei cupole, sub acțiunea încărcărilor și combinațiilor acestora, stabilite la proiectarea structurii și după normativele actuale.

Capitolul 1, este introductiv, aici s-a sistemele spațiale folosite pentru deschideri mari, cupole reticulate simplu strat, dublu strat și cupole cu arce și inele; clasificarea funcție de formă și modurile de îmbinare și clasificarea cupolelor în funcție de modul de împărțire a suprafeței.

În capitolul 2, se tratează colapsul cupolei de la București, care s-a prăbușit în anul 1963; studii privind colapsul cupolei și problemele de stabilitate la care cupolele reticulate au o sensibilitate mare: saltul de echilibru și bifurcarea echilibrului.

În continuare, capitolul 3 abordează calculul neliniar al structurilor și metode numerice folosite în metoda elementului finit. Ecuațiile de echilibru static sunt neliniare iar rezolvarea lor se va efectua folosind metode numerice iterative și incrementale care să asigure exactitatea dorită.

În capitolul 4, se prezintă structura cupolei metalice cu arce și inele de la Romexpo din București: caracteristicile geometrice, secțiunile arcelor, inelelor, panelor și a contravântuirilor; încărările și combinațiile de proiectare și după normative actuale.

În capitolul 5, se prezintă analiza statică liniară și neliniară pentru cupola de la Romexpo în trei modele de alcătuire cu încărcările inițiale de proiectare și după actualele normative și calculul seismic, spectral elastic. Ulterior rezultatele analizei statice neliniare s-a comparat cu cele obținut din calculul static liniar pentru determinarea influenței calculului neliniar asupra stării de eforturi și deplasări.

Capitolul 6, tratează problema stabilității echilibrului pentru cupola cu arce și inele de la Romexpo din București. Studiul începând de la ecuația de echilibru fundamentală, ecuația de echilibru în metoda elementului finit și o metodă numerică, pentru rezolvarea ecuației de echilibru. Pentru cupola de la Romexpo din București s-a determinat modurile de pierdere a stabilității și factori critici de flambaj.

În capitolul 7, tratează problema calcului dinamic a cupolelor metalice. Studiul începe de la ecuația de mișcare, parametrii inițiali și metode numerice pentru rezolvarea ecuației de mișcare. Cupola a fost verificată la acțiunea mișcării seismice a cutremurului din 1977, s-a efectuat analiza time-history cu trei seturi de accelerograme și s-a determinat apariția articulațiilor plastice.

În capitolul 8, se compară tensiunile și deplasările obținute din calculul static și dinamic și compararea acestora cu tensiunea de calcul. De asemenea tot în acest capitol s-au verificat tensiunea în îmbinările sudate ale cupolei.:

Capitolul 9 prezintă concluziile finale, contribuțiile personale a autorului și valorificarea rezultatelor prin lucrările comunicate și publicate

Țin să mulțumesc pe această cale conducătorului științific, domnul Prof. Dr. Ing. Marin IVAN, pentru îndrumarea și indicațiile competente cu care m-a sprijinit pe întreg parcursul doctoratului, făcând posibilă finalizarea tezei de doctorat.

De asemenea aduc mulțumiri, domnilor Conf. Dr. Ing. Adrian IVAN, Dr. Ing. Sorin BORDEA, Dr. Ing. Ioan BOTH, Conf. Dr. Ing. Aurel STRATAN și doamnei Prof. Dr. Gabriela pentru ajutorul și sugestiilor acordate.

Nu în ultimul rând, vreau să mulțumesc familiei mele, care pe tot parcursul doctoratului, mi-a fost alături, m-a înțeles și m-a sprijinit moral.

Ing. Vinicius PRECUPAȘ

Precupaș, Vinicius

ANALIZA COMPORTĂRII NELINIARE A CUPOLELOR METALICE

Teze de doctorat ale UPT, Seria X, Nr. YY, Editura Politehnica, 200Z, 256 pagini, 182 figuri, 133 tabele.

Cuvinte cheie:

cupole metalice , cupole cu arce și inele, cupola de la Romexpo din București, analiză static liniară, analiză static neliniară, analiza spectral elastică, analiza dinamică neliniară – time history, analiza dinamică, stabilitate

Rezumat,

Teza de doctorat este rezultatul unor studii asupra cupolei metalice cu arce și inele de la Romexpo din București. Autorul a studiat literatura de specialitate și a prezentat modelarea matematică a calculului static liniar, static neliniar, problema stabilității și a calculului dinamice; precum și metode numerice pentru rezolvarea ecuațiilor de echilibru în aceste analize. De asemenea s-a studiat colapsului cupolei reticulate simplu strat de la București, care s-a prăbușit în anul 1963 și probleme de stabilitate la care cupolele reticulate au o sensibilitate mare: saltul de echilibru și bifurcarea echilibrului.

Cupola metalică cu arce și inele de la Romexpo din bucurești a fost analizată static liniar, static neliniar, dinamic liniar elastic, dinamic neliniar în domeniu plastic, precum și analiza stabilității. Cu rezultatele obținute din urma acestor analize, s-a determinat efectul conlucrării cu paneele și contravântuirile, influența calculului neliniar asupra stării de eforturi și deplasări în elementele cupolei, verificarea tensiunilor în elementele structurale și în coordonul de sudură și compararea acestora cu rezistența de calcul.

CUPRINS

CUPRINS	5
LISTA DE TABELE.....	8
LISTA DE FIGURI	12
1. INTRODUCERE	18
1.1. Scurt istoric	18
1.2. Structuri spațiale folosite pentru deschideri mari	19
1.3. Tipuri de cupole	26
1.3.1. Cupole cu arce și inele.....	27
1.3.2. Cupole Schwedler.....	30
1.3.3. Cupole cu rețea de bare paralele	32
1.3.4. Cupole lamelare	34
1.3.5. Cupole rețea.....	37
1.3.6. Cupole geodezice	38
1.3.7. Cupola suspendată.....	42
2. COLAPSUL CUPOLEI RETICULATE DE LA BUCUREȘTI	46
2.1. Alcătuirea structurii.....	46
2.2. Studii privind colapsul cupolei simplu strat	50
2.3. Instabilitatea cupolelor reticulate.....	53
2.3.1. Saltul de echilibru.....	54
2.3.2. Bifurcarea echilibrului	55
2.4. Concluzii	58
3. CALCULUL NELINIAR AL STRUCTURILOR ȘI METODE NUMERICE UTILIZATE	60
3.1. Probleme generale.....	60
3.2. Calculul de ordinul I, liniar elastic	60
3.3. Calculul de ordinul II, liniar elastic și geometric neliniar	62
3.4. Tensorul deformațiilor specifice	63
3.5. Ecuația constitutivă.....	65
3.6. Ecuația de echilibru static liniară	66
3.7. Ecuația de echilibru static neliniară	67
3.8. Metode numerice folosite pentru rezolvarea ecuației de echilibru	70
3.8.1. Metode iterative pentru rezolvare ecuațiilor neliniare	73
3.8.2. Metode incrementale pentru rezolvare ecuațiilor neliniare	74
3.8.3. Metode pentru aplicarea automată a incrementului de încărcare	78
3.9. Concluzii	79
4. STRUCTURA CUPOLEI METALICE CU ARCE ȘI INELE DE LA ROMEXPO DIN BUCUREȘTI	81
4.1. Introducere	81
4.2. Desenarea alcătuirii structurii cu arce și inele	82

6 CUPRINS

4.3.	Încărcări și ipoteze de încărcări.....	90
4.3.1.	Încărcările inițiale de proiectare	90
4.3.2.	Încărcările după normele actuale.	92
4.4.	Modelarea cupolei	102
5.	ANALIZA NUMERICĂ A COMPORTĂRII NELINIARE A CUPOLEI CU ARCE ȘI INELE DE LA ROMEXPO DIN BUCUREȘTI.....	107
5.1	Introducere	107
5.2	Calculul static și seismic spectral elastic al structurii de la Romexpo din București	108
5.3	Influența calculului nelinier asupra stării de eforturi și deplasări.....	108
5.3.1.	Compararea eforturilor și deplasărilor din încărcările luate în considerare la proiectarea cupolei	109
5.3.2.	Compararea eforturilor și deplasărilor produse de încărcările actuale, din calcul static și spectral elastic	121
5.4	Concluzii	133
6.	ANALIZA STABILITĂȚII ECHILIBRULUI CUPOLEI DE LA ROMEXPO DIN BUCUREȘTI	135
6.1	Introducere	135
6.2	Ecuția de echilibru fundamentală	136
6.3	Ecuțiile de echilibru în metoda elementului finit.....	136
6.4	Metodă numerică pentru rezolvarea ecuației de echilibru	137
6.5	Moduri de pierdere a stabilității cupolei	139
6.6	Concluzii	153
7.	ANALIZA DINAMICĂ NELINIARĂ A CUPOLELOR CU ARCE ȘI INELE.....	154
7.1	Introducere	154
7.2	Ecuția de mișcare	155
7.3	Parametri inițiali.....	156
7.3.1.	Matricea maselor M.....	156
7.3.2	Matricea rigidităților K	157
7.3.1	Amortizarea.....	158
7.4	Metode numerice de rezolvare a ecuației de mișcare	159
7.4.1.	Metoda Newmark	160
7.4.2.	Integrare în funcție de timp	161
7.4.3.	Evaluarea prin cuadratura Gaussiană	163
7.4.4.	Analiza modală	164
7.4.5.	Metoda Hilber-Hughes-Taylor	165
7.5	Analiza dinamică neliniară în domeniu plastic – Time History, a cupolei de la ROMEXPO din București	166
7.5.1.	Accelerograme folosite în calculul dinamic Time-History.....	167
7.5.2.	Verificarea cupolei la seismul din 1977	172
7.5.4.	Eforturi și tensiuni din analiza Time-History	176
7.5.5.	Deplasări din analiza Time-History.....	179

7.5.3. Plasticizarea elementelor din analiza Time-History	181
7.6 Concluzii	185
8. COMPARAREA TENSIUNILOR ȘI DEPLASĂRILOR OBȚINUTE DIN CACULUL STATIC ȘI DINAMIC.....	187
8.1 Compararea tensiunilor din analiza statică, spectral elastică și dinamică ..	187
8.2 Compararea deplasărilor din time-history, cu cele obținute din analiza statică și spectral elastică.	200
8.3 Determinarea lungimii cordonului de sudură pe suprafața cilindrică	201
8.4 Verificarea tensiunilor în sudura nodurilor.....	208
8.5 Concluzii	212
9. CONCLUZII FINALE ȘI CONTRIBUȚII PERSONALE	214
9.1. Concluzii finale	214
9.2. Contribuții personale	219
9.3. Valorificarea rezultatelor	220
9.4. Preocupări viitoare.....	221
ANEXA I	222
BIBLIOGRAFIE	252

LISTA DE TABELE

Tab. 4. 1. Secțiunea tălpilor semiarcelor.....	84
Tab. 4. 2. Secțiunea panelor.....	86
Tab. 4. 3. Valorile normate a vântului pe segmentul A-B.....	96
Tab. 4. 4. Valorile normate a vântului pe segmentul C-D	97
Tab. 4. 5. Valorile spectrului de accelerații orizontale, zona București pentru componentele orizontale	98
Tab. 4. 6. Valorile spectrului de accelerații orizontale, zona București pentru componentele orizontale	101
Tab. 4. 7. Caracteristici geometrice - zăbrele semiarce	104
Tab. 4. 8. Caracteristici geometrice - Inele A și B	104
Tab. 4. 9. Caracteristici geometrice - tălpi semiarce	105
Tab. 4. 10. Caracteristici geometrice - pane	105
Tab. 4. 11. Caracteristici geometrice - inel central și talpa a (inel A)	106
Tab. 4. 12. Caracteristici geometrice - contravântuiri	106
Tab 5. 1. Influență calcul neliniar la tălpile semiarcelor din încărcările inițiale.....	109
Tab 5. 2. Influență calcul neliniar la zăbrele semiarce din încărcările inițiale.....	109
Tab 5. 3. Influență calcul neliniar la pane din încărcările inițiale	110
Tab 5. 4. Influență calcul neliniar la contravântuiri din încărcările inițiale.....	110
Tab 5. 5. Influență calcul neliniar la inelele A și B din încărcările inițiale	111
Tab 5. 6. Influență calcul neliniar la zăbrele semiarce din încărcările actuale.....	121
Tab 5. 7. Influență calcul neliniar la tălpile semiarcelor din încărcările actuale.....	121
Tab 5. 8. Influență calcul neliniar la pane din încărcările actuale	122
Tab 5. 9. Influență calcul neliniar la contravântuiri din încărcările actuale.....	122
Tab 5. 10. Influență calcul neliniar la inelele A și B din încărcările actuale.....	123
Tab. 6. 1. Coeficienții de flambaj pentru încărcările normate inițiale	148
Tab. 6. 2. Coeficienții de flambaj pentru combinațiile inițiale de proiectare	149
Tab. 6. 3. Coeficienții de flambaj pentru încărcările normate actuale.....	149
Tab. 6. 4. Coeficienții de flambaj pentru încărcările normate actuale.....	149
Tab. 7. 1. Ecuații de mișcare	155
Tab. 7. 2. Eforturi și tensiuni în tălpile semiarcelor, din analiza TH pentru seismul din 1977.....	172
Tab. 7. 3. Eforturi și tensiuni în zăbrelele semiarcelor, din analiza TH pentru seismul din 1977.....	172
Tab. 7. 4. Eforturi și tensiuni în contravântuiri, din analiza TH pentru seismul din 1977.....	173
Tab. 7. 5. Eforturi și tensiuni în tălpile semiarcelor, din analiza TH pentru seismul din 1977.....	173
Tab. 7. 6. Eforturi și tensiuni în inelul central și talpa a a inelului A, din analiza TH pentru seismul din 1977	174
Tab. 7. 7. Eforturi și tensiuni în contravântuiri, din analiza TH pentru seismul din 1977.....	174
Tab. 7. 8. Eforturi și tensiuni în zăbrelele semiarce, din analiza TH	176
Tab. 7. 9. Eforturi și tensiuni în tălpile semiarcelor, din analiza TH	177
Tab. 7. 10. Eforturi și tensiuni în pane, din analiza TH	177
Tab. 7. 11. Eforturi și tensiuni în inelul A și B, din analiza TH.....	178
Tab. 7. 12. Eforturi și tensiuni în inelul central, din analiza TH	178
Tab. 7. 13. Eforturi și tensiuni în talpa A a inelului A, din analiza TH	178

Tab. 7. 14. Eforturi și tensiuni în contravântuiri, din analiza TH.....	179
Tab. 7. 15. Săgeata maximă a inelului central din analiza TH.....	179
Tab. 7. 16. Deplasările maxime a inelului intermediar din analiza TH	180
Tab. 7. 17. Deplasările maxime a structurii din analiza TH	180
Tab. 7. 18. Formarea articulațiilor plastice în diferite stadii.....	185
Tab. 8. 1. Tensiuni în zăbrelele semiarcelor din calculul static liniar din încărcările actuale.....	188
Tab. 8. 2. Tensiuni în tăpile semiarcelor din calculul static liniar din încărcările actuale	189
Tab. 8. 3. Tensiuni în inelele A și B din calculul static liniar din încărcările actuale..	189
Tab. 8. 4. Tensiuni în inelul central din calculul static liniar din încărcările actuale..	189
Tab. 8. 5. Tensiuni în contravântuiri din calculul static liniar din încărcările actuale	189
Tab. 8. 6. Tensiuni în pane din calculul static liniar din încărcările actuale.....	190
Tab. 8. 7. Tensiuni în talpa a, inelul A din calculul static liniar din încărcările actuale	190
Tab. 8. 8. Tensiuni în tăpile semiarcelor din calculul static neliniar din încărcările actuale.....	191
Tab. 8. 9. Tensiuni în zăbrelele semiarcelor din calculul static neliniar din încărcările actuale.....	191
Tab. 8. 10. Tensiuni în inelele A și B din calculul static neliniar din încărcările actuale	191
Tab. 8. 11. Tensiuni în pane din calculul static neliniar din încărcările actuale.....	192
Tab. 8. 12. Tensiuni în contravântuiri din calculul static neliniar din încărcările actuale	192
Tab. 8. 13. Tensiuni în inelul central din calculul static neliniar din încărcările actuale	192
Tab. 8. 14. Tensiuni în talpa A a inelului A din calculul static neliniar din încărcările actuale.....	193
Tab. 8. 15. Tensiuni în cordonul de sudură în zăbrelele semiarcelor, din calculul static liniar cu încărcări actuale	208
Tab. 8. 16. Tensiuni în cordonul de sudură a continuității tăpilor semiarcelor, din calculul static liniar cu încărcări actuale.....	209
Tab. 8. 17. Tensiuni în cordonul de sudură în inelele A și B, din calculul static liniar cu încărcări actuale	209
Tab. 8. 18. Tensiuni în cordonul de sudură în zăbrelele semiarcelor, din calculul static neliniar cu încărcări actuale	209
Tab. 8. 19. Tensiuni în cordonul de sudură a continuității tăpilor semiarcelor, din calculul static neliniar cu încărcări actuale.....	210
Tab. 8. 20. Tensiuni în cordonul de sudură în inelele A și B, din calculul static neliniar cu încărcări actuale	210
Tab. 8. 21. Tensiuni în cordonul de sudură a continuității tăpilor semiarcelor, din calculul dinamic.....	210
Tab. 8. 22. Tensiuni în cordonul de sudură în zăbrelele semiarcelor, din calculul dinamic.....	211
Tab. 8. 23. Tensiuni în cordonul de sudură în inelele A și B, din calculul dinamic....	211
Tab A. 1. Eforturi în zăbrelele semiarcelor din încărcările inițiale – calcul static liniar	222
Tab A. 2. Eforturi în tăpile semiarcelor din încărcările inițiale – calcul static liniar ..	223
Tab A. 3. Eforturi în inelele A și B din încărcările inițiale – calcul static liniar	223
Tab A. 4. Eforturi în contravântuiri din încărcările inițiale – calcul static liniar	223
Tab A. 5. Eforturi în pane din încărcările inițiale – calcul static liniar	224

10 LISTA DE TABELE

Tab A. 6. Eforturi în talpa A a inelului A din încărcările inițiale – calcul static liniar ..	224
Tab A. 7. Eforturi în inelul central din încărcările inițiale – calcul static liniar	225
Tab A. 8. Eforturi în tălpile semiarcelor din încărcările actuale – calcul static liniar ..	225
Tab A. 9. Eforturi în zăbrele semiarce din încărcările actuale – calcul static liniar ...	226
Tab A. 10. Eforturi în inelele A și B din încărcările actuale – calcul static liniar	226
Tab A. 11. Eforturi în pane din încărcările actuale – calcul static liniar	227
Tab A. 12. Eforturi în contravântuiri din încărcările actuale – calcul static liniar	228
Tab A. 13. Eforturi în inelul central din încărcările actuale – calcul static liniar	228
Tab A. 14. Eforturi în talpa A a inelului A din încărcările actuale – calcul static liniar	228
Tab A. 15. Săgeata maximă a inelului central din calcul static liniar, încărcări inițiale	229
Tab A. 16. Deplasările maxime a inelului intermediar din calcul static liniar, încărcări inițiale	229
Tab A. 17. Deplasările maxime a cupolei, din calcul static liniar, încărcări inițiale ...	229
Tab A. 18. Săgeata maximă a inelului central din calcul static liniar, încărcări actuale	230
Tab A. 19. Deplasările maxime a inelului intermediar din calcul static liniar, încărcări actuale	230
Tab A. 20. Deplasările maxime a cupolei, din calcul static liniar, încărcări actuale ..	230
Tab A. 21. Eforturi în zăbrele semiarce din încărcările inițiale – calcul static neliniar	231
Tab A. 22. Eforturi în tălpi semiarce din încărcările inițiale – calcul static neliniar ...	231
Tab A. 23. Eforturi în inelele A și B, din încărcările inițiale – calcul static neliniar ...	232
Tab A. 24. Eforturi în talpa A a inelului A din încărcările inițiale – calcul static neliniar	232
Tab A. 25. Eforturi în contravântuiri din încărcările inițiale – calcul static neliniar ...	232
Tab A. 26. Eforturi în pane din încărcările inițiale – calcul static neliniar	233
Tab A. 27. Eforturi în inelul central din încărcările inițiale – calcul static neliniar ...	234
Tab A. 28. Eforturi în tălpile semiarcelor din încărcările actuale – calcul static neliniar	234
Tab A. 29. Eforturi în zăbrele semiarce, din încărcările actuale – calcul static neliniar	235
Tab A. 30. Eforturi în inelele A și B din încărcările actuale – calcul static neliniar ...	235
Tab A. 31. Eforturi în talpa A a inelului A din încărcările actuale – calcul static neliniar	236
Tab A. 32. Eforturi în inelul central din încărcările actuale – calcul static neliniar ...	236
Tab A. 33. Eforturi în contravântuiri din încărcările actuale – calcul static neliniar ..	236
Tab A. 34. Eforturi în pane din încărcările actuale – calcul static neliniar	237
Tab A. 35. Săgeata maximă a inelului central din calcul static neliniar, încărcări inițiale	238
Tab A. 36. Deplasările maxime a inelului intermediar din calcul static liniar, încărcări inițiale	238
Tab A. 37. Deplasările maxime a cupolei din calcul static liniar, încărcări inițiale ...	238
Tab A. 38. Săgeata maximă a inelului central din calcul static neliniar, încărcări actuale	239
Tab A. 39. Deplasările maxime a inelului intermediar din calcul static liniar, încărcări actuale	239
Tab A. 40. Deplasările maxime a cupolei din calcul static liniar, încărcări actuale ...	239
Tab A. 41. Tensiuni maxime în tălpile semiarcelor din analiza static liniară cu încărcările inițiale	239

Tab A. 42. Tensiuni maxime în zăbrelele semiarcelor din analiza static liniară cu încărcările inițiale.....	240
Tab A. 43. Tensiuni maxime în inelele A și B din analiza static liniară cu încărcările inițiale.....	240
Tab A. 44. Tensiuni maxime în contravântuiri din analiza static liniară cu încărcările inițiale.....	241
Tab A. 45. Tensiuni maxime în talpa a, inelul A din analiza static liniară cu încărcările inițiale.....	241
Tab A. 46. Tensiuni maxime în inelul central din analiza static liniară cu încărcările inițiale.....	241
Tab A. 47. Tensiuni maxime în pane din analiza static liniară cu încărcările inițiale.....	242
Tab A. 48. Tensiuni maxime în contravântuiri din analiza static neliniară cu încărcările inițiale.....	242
Tab A. 49. Tensiuni maxime în zăbrelele semiarcelor din analiza static neliniară cu încărcările inițiale.....	243
Tab A. 50. Tensiuni maxime în tălpile semiarcelor din analiza static neliniară cu încărcările inițiale.....	243
Tab A. 51. Tensiuni maxime în inelele A și B din analiza static neliniară cu încărcările inițiale.....	244
Tab A. 52. Tensiuni maxime în pane din analiza static neliniară cu încărcările inițiale.....	244
Tab A. 53. Tensiuni maxime în talpa a, inelul A din analiza static neliniară cu încărcările inițiale.....	245
Tab A. 54. Tensiuni maxime în inelul central din analiza static neliniară cu încărcările inițiale.....	245
Tab A. 55. Eforturi și tensiuni în tălpi semiarce, din analiza spectral elastică	246
Tab A. 56. Eforturi și tensiuni în zăbrele semiarce, din analiza spectral elastică	246
Tab A. 57. Eforturi și tensiuni în inelele A și B, din analiza spectral elastică	247
Tab A. 58. Eforturi și tensiuni în inelul central din analiza spectral elastică	247
Tab A. 59. Eforturi și tensiuni în contravântuiri, din analiza spectral elastică	247
Tab A. 60. Eforturi și tensiuni în pane, din analiza spectral elastică.....	248
Tab A. 61. Eforturi și tensiuni în inelul A, talpa A din calculul spectral elastic.....	248
Tab A. 62. Săgeata maximă a inelului central din calcul spectral elastic.....	249
Tab A. 63. Deplasările maxime a inelului intermediar din calcul spectral elastic	249
Tab A. 64. Săgeata maximă a inelului central din calcul spectral elastic.....	249
Tab A. 65. Tensiuni în coordonul de sudură din calculul static liniar cu încărcările inițiale.....	250
Tab A. 66. Tensiuni în coordonul de sudură din calculul static neliniar cu încărcările inițiale.....	251

LISTA DE FIGURI

Fig. 1. 1. Structură spațială simplu strat.....	19
Fig. 1. 2. Structură dublu strat a) plană; b) tridimensională	20
Fig. 1. 3. Cupola [7]	20
Fig. 1. 4. Acoperiș cilindric [7]	21
Fig. 1. 5. Acoperiș hiperbolic [7]	21
Fig. 1. 6. Acoperiș eliptic [7].....	21
Fig. 1. 7. Tipuri de rețele	22
Fig. 1. 8. Îmbinări cu plăci [8]	23
Fig. 1. 9. Îmbinări sudate [9].....	23
Fig. 1. 10. Îmbinări cu conectori metalici [8].....	24
Fig. 1. 11. Prinderea barelor în nod cu conectori mecanici [10]	25
Fig. 1. 12. Îmbinare cu șuruburi [6].....	25
Fig. 1. 13. Îmbinări cu șuruburi [9].....	26
Fig. 1. 14. Cupola cu arce și inele [7].....	27
Fig. 1. 15. Cupola cu arce și inele, vedere laterală, de sus [9]	27
Fig. 1. 16. Vedere de ansamblu, în timpul montajului, cupolă CJ Arad [12]	28
Fig. 1. 17. Modelare cupolă CJ Arad	28
Fig. 1. 18. Prinderea panelor de inele prin sudură, vedere exterioară, cupolă CJ Arad [12].....	29
Fig. 1. 19. Prinderea panelor de inele prin sudură, vedere interioară, cupolă CJ Arad [12].....	29
Fig. 1. 20. Stâlp central pentru montajul inelului central, cupolă CJ Arad [12]	30
Fig. 1. 21. Inelul central, cupolă CJ Arad [12]	30
Fig. 1. 22. Cupola Schwedler [7]	31
Fig. 1. 23. Cupola Schwedler, vedere laterală, de sus [9].....	31
Fig. 1. 24. Cupola construită în 1885 de Schwedler în Viena pentru înmagazinarea gazului [13]	32
Fig. 1. 25. Cupola cu rețea de bare paralele [7].....	32
Fig. 1. 26. Cupola cu rețea de bare paralele, vedere laterală, de sus [9]	33
Fig. 1. 27. Cupola Astrodome peste stadionul din Houston, Texas - vedere exterioară [14].....	33
Fig. 1. 28. Cupola Astrodome peste stadionul din Houston, Texas - vedere interioară [15].....	34
Fig. 1. 29. Cupola lamelară [7]	35
Fig. 1. 30. Cupola lamelară, vedere laterală, de sus [9]	35
Fig. 1. 31. Cupola peste centrul comercial Victoria Square din Belfast, Irlanda - vedere exterioară [16].....	36
Fig. 1. 32. Cupola peste centrul comercial Victoria Square din Belfast, Irlanda - vedere interioară [16]	36
Fig. 1. 33. Cupola rețea pe 3 direcții și 4 direcții [7]	37
Fig. 1. 34. Cupola rețea, vedere laterală, de sus [9].....	37
Fig. 1. 35. Tipuri de rețele [11]	38
Fig. 1. 36. Cupola rețea, vedere laterală [18].....	38
Fig. 1. 37. Cupola geodezică, vedere laterală, de sus [9]	39
Fig. 1. 38. Cupola geodezică [9].....	40
Fig. 1. 39. Isocaedru [9]	40
Fig. 1. 40. Subdivizarea isocaedrului [9].....	41

Fig. 1. 41. Biosfera Montreal construită pentru Târgul Mondial din 1967, vedere exterioară [20]	41
Fig. 1. 42. Biosfera Montreal construită pentru Târgul Mondial din 1967, nod interior [20]	42
Fig. 1. 43. Cupola reticulată simplu strat [22]	43
Fig. 1. 44. Sistemul de cabluri pretensionate [22]	43
Fig. 1. 45. Cupola suspendată [22]	43
Fig. 1. 46. Cupola suspendată – imagine de profil, de la gimnaziul din Chiping [23] ..	44
Fig. 1. 47. Modelul structural a cupolei suspendate a gimnaziului din Chiping [23] ..	44
Fig. 1. 48. Cupola suspendată – secțiune [23]	45
Fig. 2. 1 Cupola reticulată simplu strat a pavilionului Romexpo din București	46
Fig. 2. 2 Geometrie cupolei simplu strat, de Romexpo din București [24]	47
Fig. 2. 3 Secțiune cupolă reticulată simplu strat, de la Romexpo din București [26] ..	48
Fig. 2. 4. Îmbinarea nodurilor cu bride metalice [26]	49
Fig. 2. 5. Propagarea instabilității locale a cupolei reticulate, de la Romexpo din București [6]	50
Fig. 2. 6. Imagini cu cupola reticulată simplu strat înainte de colaps [29]	51
Fig. 2. 7. Imagini cu cupola reticulată simplu strat după colaps [29]	52
Fig. 2. 8. Poziția barelor deformate, a nodurilor și bridelor [6]	52
Fig. 2. 9. Propagarea instabilității locale [8]	54
Fig. 2. 10. Flambajul prin salt de echilibru și schimbarea geometriei structurii [34] ..	55
Fig. 2. 11. Curba de încărcare-deplasare, în cazul bifurcării echilibrului [34]	55
Fig. 2. 12. Bifurcarea flambajului: schimbarea geometriei structurii [34]	56
Fig. 2. 13 Deplasarea tipică a structurii [34]	56
Fig. 2. 14. Deplasarea în modul de flambaj [34]	56
Fig. 2. 15. Tipuri de bifurcare (a) asimetrică, (b) stabil simetric, (c) instabil simetric [34]	57
Fig. 2. 16. Saltul de echilibru clasic în elementele barele grinzii cu zăbrele [31]	57
Fig. 2. 17. Comportări diferite, determinate de un arc liniar cu rigiditatea K [31]	58
Fig. 3. 1. Caracteristici în calculul de ordinul I, liniar-elastice [36]	61
Fig. 3. 2. Domeniul de valabilitate al calculului de ordinul I, liniar elastic [36]	61
Fig. 3. 3. Caracteristici de ordinul II, liniar-elastice și geometric neliniar [36]	62
Fig. 3. 4. Domeniu de valabilitate a calculului de ordinul II, liniar elastic [36]	63
Fig. 3. 5. Deplasările punctului P [37]	63
Fig. 3. 6. Rigiditatea tangentă și secantă în calculul de ordinul II, liniar elastic și geometric neliniar [36]	68
Fig. 3. 7. Procedee de rezolvare a problemelor din mecanica structurilor	70
Fig. 3. 8. Metode iterative și incrementale pentru domeniul precritic	71
Fig. 3. 9. Metode iterative și incrementale pentru domeniul postcritic	71
Fig. 3. 10. Depășirea punctelor critice	72
Fig. 3. 11. Tehnici de control	72
Fig. 3. 12 Schema iterativă pentru un pas de încărcare	74
Fig. 3. 13. Relația forță-deplasare	75
Fig. 3. 14. Metoda lui Newton-Raphson	76
Fig. 3. 15. Metoda Newton Raphson modificata	77
Fig. 3. 16. Metoda Quasi-Newton	78
Fig. 3. 17 Spectrul de accelerații elastic, zona București, pentru componentele orizontale	100
Fig. 4. 1. Vedere generală a cupolei cu arce și inele	82
Fig. 4. 2. Secțiunea longitudinală a semiarcilor	83
Fig. 4. 3. Secțiunea transversală semiarce	83

14 LISTA DE FIGURI

Fig. 4. 4. Intradosul cupolei, în timpul montajului	84
Fig. 4. 5. Scaune pentru prinderea panelor pe tălpile superioare	85
Fig. 4. 6. Arce montante, împreună cu inelele A - B și structura luminatorului.	85
Fig. 4. 7. Secțiunea transversală a inelului A	86
Fig. 4. 8. Inelul A.....	87
Fig. 4. 9. Inelul B.....	87
Fig. 4. 10. Inelul central chesonat	88
Fig. 4. 11. Model I - Cupola cu arce și inele.....	89
Fig. 4. 12. Model II – Cupola cu arce, inele și pane	89
Fig. 4. 13. Model III – Cupola cu arce, inele, pane și contravântuiri	90
Fig. 4. 14. Zonarea valorii caracteristice a încărcării din zăpadă pe sol, $s_0.k$	92
Fig. 4. 15. Distribuția coeficientului de formă [55]	93
Fig. 4. 16. Valori caracteristice ale presiunii de referință a vântului [56].....	94
Fig. 4. 17. Coeficienții $C_{pe.10}$ pentru cupolă [57]	95
Fig. 4. 18. Spectru de răspuns elastic pentru accelerații pentru componente orizontale ale mișcării terenului, în zonele cu perioada de colț $T_c=1,6s$ [58]	98
Fig. 4. 19. Zonarea teritoriului României în termeni de valori de vârf ale accelerației terenului, pentru proiectare a_g pentru cutremure având IMR 100 ani [58]	99
Fig. 4. 20. Zonarea teritoriului României în termeni perioade de control (colț), T_c a spectrului de răspuns [58]	99
Fig. 4. 21. Spectrul de accelerații elastic, zona București, pentru componenta verticală	101
Fig. 5. 1. Influența calcului neliniar asupra stării de eforturi în tălpile semiarcelor, din încărcările inițiale.....	111
Fig. 5. 2. Influența calcului neliniar asupra stării de eforturi în diagonalele fețelor laterale a semiarcelor, din încărcările inițiale	112
Fig. 5. 3. Influența calcului neliniar asupra stării de eforturi în diagonalele feței superioare a semiarcelor, din încărcările inițiale.....	112
Fig. 5. 4. Influența calcului neliniar asupra stării de eforturi în montanții feței superioare a semiarcelor, din încărcările inițiale.....	113
Fig. 5. 5. Influența calcului neliniar asupra stării de eforturi în talpa a, inel A, din încărcările inițiale.....	113
Fig. 5. 6. Influența calcului neliniar asupra stării de eforturi în tălpile b și C a inelului A, din încărcările inițiale.....	114
Fig. 5. 7. Influența calcului neliniar asupra stării de eforturi în diagonalele inelului A, din încărcări inițiale	114
Fig. 5. 8. Influența calcului neliniar asupra stării de eforturi în tălpile inelului B, din încărcările inițiale.....	115
Fig. 5. 9. Influența calcului neliniar asupra stării de eforturi în diagonalele inelului B, din încărcările inițiale.....	115
Fig. 5. 10. Influența calcului neliniar asupra stării de eforturi în inelul central, din încărcările inițiale.....	116
Fig. 5. 11. Influența calcului neliniar asupra stării de eforturi în pane, din încărcările inițiale.....	116
Fig. 5. 12. Influența calcului neliniar asupra stării de eforturi în contravântuiri, din încărcările inițiale.....	117
Fig. 5. 13. Influența calcului neliniar asupra săgeții inelului central, model I din încărcările inițiale.....	117
Fig. 5. 14. Influența calcului neliniar asupra deplasărilor inelului intermediar, model I din încărcările inițiale.....	117

Fig. 5. 15. Influența calcului neliniar asupra deplasărilor globale, model I din încărcările inițiale.....	118
Fig. 5. 16. Influența calcului neliniar asupra săgeții inelului central, model II din încărcările inițiale.....	118
Fig. 5. 17. Influența calcului neliniar asupra deplasărilor inelului intermediar, model II din încărcările inițiale.....	118
Fig. 5. 18. Influența calcului neliniar asupra deplasărilor globale, model II din încărcările inițiale.....	119
Fig. 5. 19. Influența calcului neliniar asupra săgeții inelului central, model III din încărcările inițiale.....	119
Fig. 5. 20. Influența calcului neliniar asupra deplasărilor inelului intermediar, model III cu încărcările inițiale	119
Fig. 5. 21. Influența calcului neliniar asupra deplasărilor structurii, din încărcările inițiale.....	120
Fig. 5. 22. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra stării de eforturi în tălpile semiarcelor, din încărcările actuale.....	123
Fig. 5. 23. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra stării de eforturi în diagonalele fețelor laterale a semiarcelor, din încărcările actuale.....	124
Fig. 5. 24. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra stării de eforturi în diagonalele feței superioare a semiarcelor, din încărcările actuale	124
Fig. 5. 25. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra stării de eforturi în montajii feței superioare a semiarcelor, din încărcările actuale.....	125
Fig. 5. 26. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra stării de eforturi în talpa a, inelul A, din încărcările actuale	125
Fig. 5. 27. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra stării de eforturi în tălpile b și c, a inelului A, din încărcările actuale	126
Fig. 5. 28. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra stării de eforturi în diagonalele inelului A, din încărcările actuale.....	126
Fig. 5. 29. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra stării de eforturi în tălpile inelului B, din încărcările actuale	127
Fig. 5. 30. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra stării de eforturi în diagonalele inelului B, cu încărcările actuale.....	127
Fig. 5. 31. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra stării de eforturi în inelul central, din încărcările actuale	128
Fig. 5. 32. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra stării de eforturi în pane, din încărcările actuale	128
Fig. 5. 33. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra stării de eforturi în contravântuiri, din încărcările actuale.....	129
Fig. 5. 34. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra săgeții inelului central în modelul I, din încărcările actuale	129
Fig. 5. 35. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra deplasărilor inelului intermediar în modelul I, din încărcările actuale.....	129
Fig. 5. 36. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra deplasărilor globale în modelul I, din încărcările actuale.....	130
Fig. 5. 37. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra săgeții inelului central în modelul II, din încărcările actuale	130
Fig. 5. 38. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra deplasărilor inelului intermediar în modelul II, din încărcările actuale	130
Fig. 5. 39. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra deplasărilor globale în modelul II, din încărcările actuale.....	131

16 LISTA DE FIGURI

Fig. 5. 40. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra săgeții inelului central în modelul II, din încărcările actuale	131
Fig. 5. 41. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra deplasărilor inelului intermediar în modelul III, din încărcările actuale	131
Fig. 5. 42. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra deplasărilor generale în modelul III, din încărcările actuale	132
Fig. 6. 1. Schemă logică calcul cu metoda elementului finit [6]	137
Fig. 6. 2. Instabilitate generală pentru pentru modelul I (a), II (b), III (c).....	141
Fig. 6. 3. Instabilitatea inelului central	141
Fig. 6. 4. Instabilitatea semiarcelor.....	142
Fig. 6. 5. Instabilitatea produsă din torsionarea inelului central pentru modelul I-a, II-b, III-c	144
Fig. 6. 6. Instabilitatea de inel, pentru modelul I (a), modelul II (b)	145
Fig. 6. 7. Instabilitatea tălpii inferioare pentru modelul I (a), II modelul (b), modelul III (c)	147
Fig. 6. 8. Flambajul semiarcului dintre inelele A și B.....	147
Fig. 6. 9. Flambajul nodurilor dintre pane și contravântuiri	148
Fig. 7. 1. Răspunsul forță-deplasare într-o analiză elasto plastică [36]	154
Fig. 7. 2. Sisteme de coordonate pentru un element	157
Fig. 7. 3. Fracțiune din amortizarea critică pentru metoda amortizării proporționale	158
Fig. 7. 4. Accelerograme scalate – seism 1977 a) N-S b) E-V c) vertical	168
Fig. 7. 5. Spectrul de răspuns elastic pentru seismul din 1977	168
Fig. 7. 6. Accelerograme scalate – seism 1986 a) N-S b) E-V c) vertical	169
Fig. 7. 7. Spectrul de răspuns elastic pentru seismul din 1986	170
Fig. 7. 8. Spectrul de răspun pentru seismul din 1990	170
Fig. 7. 9. Accelerograme scalate – seism 1990 a) N-S b) E-V c) vertical	171
Fig. 7. 10. Poziția articulației plastice pe structură după seismul înregistrat din 1977.	175
Fig. 7. 11. Articulație plastică pe diagonală superioară seismul înregistrat din 1977.	175
Fig. 7. 12. Deplasarea maximă pe direcția X în timpul mișcării seismice	180
Fig. 7. 13. Deplasarea maximă pe direcția Y în timpul mișcării seismice	180
Fig. 7. 14. Deplasarea maximă pe direcția Z în timpul mișcării seismice	181
Fig. 7. 15. Relația încărcare-deplasare tipică pe nivele de performanță FEMA [77] ..	181
Fig. 7. 16. Articulații plastice, analiză TH accelerograma 77 scalată, t=6.96sec	182
Fig. 7. 17. Articulații plastice, analiză TH accelerograma 77 scalată, t=7sec.....	182
Fig. 7. 18. Articulații plastice, analiză TH accelerograma 77 scalată, t=8.96sec	183
Fig. 7. 19. Articulații plastice, analiză TH accelerograma 1977 scalată, final	183
Fig. 7. 20. Articulație plastică în diagonalele inelului B ajunse la cedare	184
Fig. 7. 21. Articulație plastică în diagonalele feței superioare a semiarcelor.....	184
Fig. 8. 1. Tensiuni maxime în tălpile semiarcelor.....	193
Fig. 8. 2. Tensiuni maxime în diagonalele fețelor laterale ale semiarcelor	194
Fig. 8. 3. Tensiuni maxime în diagonalele feței superioare ale semiarcelor	194
Fig. 8. 4. Tensiuni maxime în montanții feței superioare ale semiarcelor	195
Fig. 8. 5. Tensiuni maxime în tălpile inelului A	195
Fig. 8. 6. Tensiuni maxime în diagonalele inelului A.....	196
Fig. 8. 7. Tensiuni maxime în tălpile inelul B	196
Fig. 8. 8. Tensiuni maxime în diagonalele inelului B.....	197
Fig. 8. 9. Tensiuni maxime în secțiunea inelului central.....	197
Fig. 8. 10. Tensiuni maxime în pane	198

Fig. 8. 11. Tensiuni maxime în contravântuiri	198
Fig. 8. 12. Săgeata maximă a inelului central pentru model III cu încărcări actuale	200
Fig. 8. 13. Deplasările maxime a inelului intermediar pentru model III cu încărcări actuale	200
Fig. 8. 14. Deplasările maxime a inelului central pentru model III cu încărcări actuale	201
Fig. 8. 15. Intersecția a doi cilindri, la un unghi oarecare α	202
Fig. 8. 16. Cilindrul C_1 , cu diametrul D	202

1. INTRODUCERE

1.1. Scurt istoric

Cupolele cu deschideri mari sunt unele din cele mai spectaculoase structuri. Cupolele sunt construite să acopere spații mari cu importanță deosebită, fără a avea reazeme interioare; ele au fost folosite în decursul timpului pentru diverse construcții: biserici, monumente, muzee, pavilioane expoziționale, arene sportive, etc.

Cupolele au fost construite încă din antichitate. Una din cele mai vechi cupole este Trezoreria lui Atreus, construită în 1300-1250 î.Hr, în întregime din zidărie de piatră, având diametrul la bază de 14,5m și săgeata cupolei de 13,2m [1].

Primele cupole au fost construite din zidărie de piatră. În perioada romană acestea au cunoscut o dezvoltare puternică, romanii construind cupole din toate tipurile de materiale disponibile în vremea respectivă: lemn, piatră, cărămidă, ceramică și beton simplu. Aceste structuri au fost utilizate pentru construcții de importanță deosebită, ca temple, morminte sau palate. Cea mai importantă cupolă construită în perioada română, este Pantheonul, construit din beton simplu, cu un diametru de 43,4m [2].

Cupolele din lemn s-au folosit începând cu perioada romană-bizantină, în Rusia pentru cupolele multiple ale bisericilor, în țările vest europene ca Germania, Franța, Italia, în țările Scandinave, continuându-se construcția lor și în perioada modernă. Cea mai mare cupolă construită pe structură de lemn este Superior Dome din Michigan, având deschiderea cupolei de 163,4m (536ft) [3].

Descoperirea betonului armat a dus la dezvoltarea cupolelor cu deschideri mici și medii. Una din primele cupole, care au folosit betonul armat la structura lor este Century Hall [4] din Polonia, care are o deschidere de 65m, iar cu timpul structurile din beton armat s-au folosit la cupole cu deschideri tot mai mari. Cea mai mare cupolă construită pe structură de beton armat, până în prezent, este Norfolk Scope Arena [5].

Odată cu apariția oțelului, cupolele au cunoscut o dezvoltare semnificativă. Oțelul este un material cu rezistență mare, de aceea a putut fi folosit pentru deschideri mari, cu o structură cu greutate proprie redusă.

Utilizarea oțelului, ca material pentru executarea cupolele metalice spațiale prezintă o serie de avantaje [6]:

- Aspect arhitectonic reușit;
- Acoperă deschideri mari, fără a necesita reazeme intermediare;
- Rezistență și durabilitate mare;
- Consum redus de oțel, datorită caracteristicilor superioare ale acestuia;
- Permite tipizarea elementelor structurale, subansamblurilor și execuția acestora în uzină;
- Grad de siguranță ridicat prin execuție în uzină și controlul de calitate;
- Montaj rapid pe șantier, subansamblurile sunt transportate și montate ușor pe șantier;

- Comportare mai bună la acțiunea seismică, având masa mai mică, forțele seismice induse sunt mai mici;
- Pentru proiectare sunt necesare programe de calcul performante.

Cupola este un sistem structural, care are unul sau mai multe straturi de elemente arcuite după toate direcțiile. Cele mai folosite sunt cupolele cu un singur strat, dispuse după o suprafață ca și sfera, parabola sau elipsa, denumite cupole reticulate simplu strat. Pentru obținerea unei cupole reticulate simplu strat, în literatura de specialitate se cunosc mai multe tipuri de împărțire a elementelor structurale, prezentate în continuare. La deschideri mari, unde posibilitatea de pierdere a stabilității este mai importantă, se pot folosi cupole reticulate cu două straturi de elemente, legate între ele, denumite cupole reticulate dublu strat [7].

1.2. Structuri spațiale folosite pentru deschideri mari

Structurile spațiale reprezintă un sistem structural dezvoltat pe trei dimensiuni, spre deosebire de o structură plană, care are doar două dimensiuni, unde încărcările exterioare, reacțiunile și deplasările sunt în același plan. În cazul structurilor spațiale încărcările exterioare, reacțiunile și deplasările sunt extinse pe trei dimensiuni.

Structurile spațiale au o geometrie regulată și sunt folosite pentru acoperirea unor deschideri mari și cu rezeme puține. Rezistența lor este asigurată de o rețea triunghiulară, spațială de bare, care, descompun momentul încovoietor din structură și îl transmit prin zăbrele sub forma de încărcări axiale de tensiune și compresiune.

Cupolele reticulate sunt structuri spațiale datorită formei și sunt formate din elemente liniare dispuse pe o suprafață curbă. Aceste structuri nu pot fi descompuse în elemente simple fără a fi afectat modul de preluare a încărcărilor și transmitere a eforturilor. Toate elementele structurale conlucrează împreună la preluarea încărcărilor exterioare. Analiza cupolelor reticulate se face considerând interacțiunea tuturor elementelor structurale, ceea ce determină spațialitatea de formă [6].

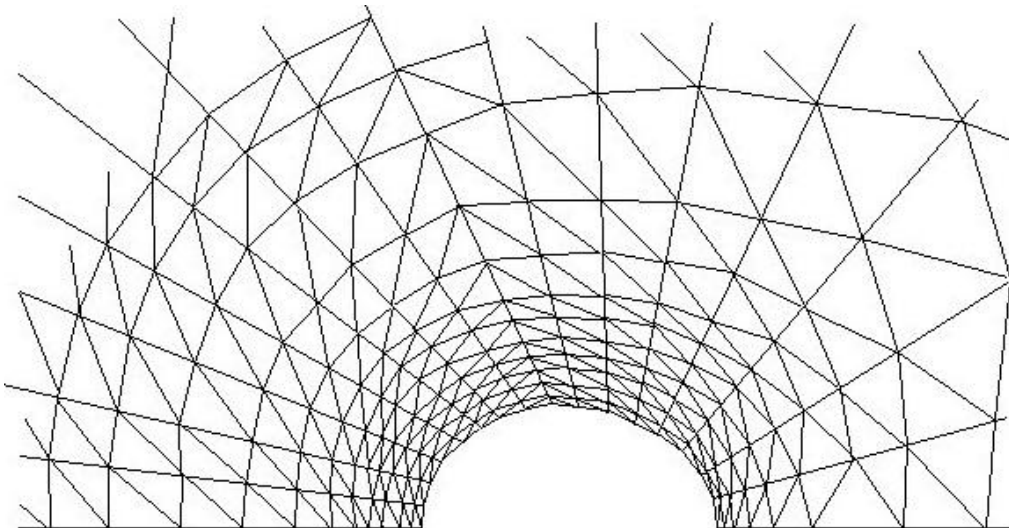


Fig. 1. 1. Structură spațială simplu strat

Calculul acestor structuri se realizează considerând conlucrarea tuturor elementelor componente ale structurii. Structurile curbe reticulate, sunt alcătuite din elemente liniare dispuse pe o suprafață curbă, legate între ele prin noduri.

În analiza structurilor spațiale curbe reticulate, următorii factori sunt determinanți:

- Unitatea structurii: elementele care intervin în alcătuirea structurii: bare și grinzi dispuse în simplu sau dublu strat. Structurile cu deschideri foarte mari trebuie să fie dublu stratificate pentru a preveni flambajul. Au fost folosite tot felul de elemente pentru construcția cupolelor, dar secțiunile tubulare cu noduri sudate sunt preferate unde structura este aparentă. Elementele sunt de obicei drepte între noduri. Cupola trebuie să fie alcătuită din elemente potrivite pentru uzinare. Cupolele lamelare dublu strat sunt asamblate pe șantier folosind îmbinări cu șuruburi;

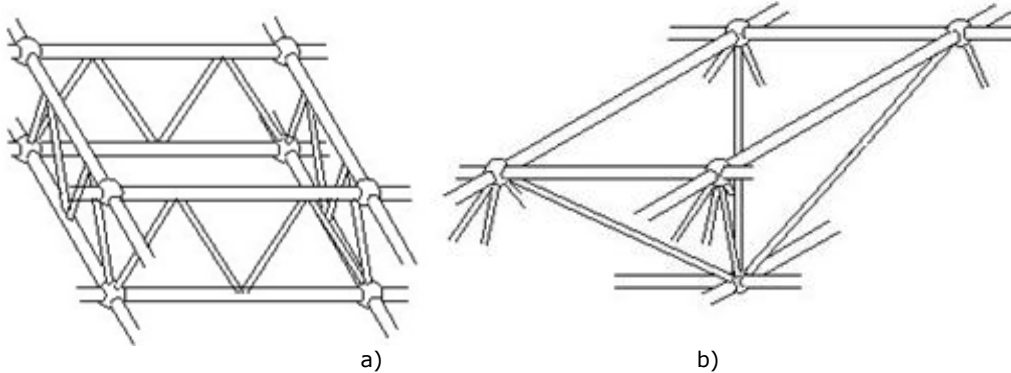


Fig. 1. 2. Structură dublu strat a) plană; b) tridimensională

- Forma: clasificarea structurilor se face pe baza curburii Gauss: pozitivă (sfera, cupola, paraboloidul), zero (cilindrul și conul) și negativă (paraboloidul hiperbolic și hiperboloidul);

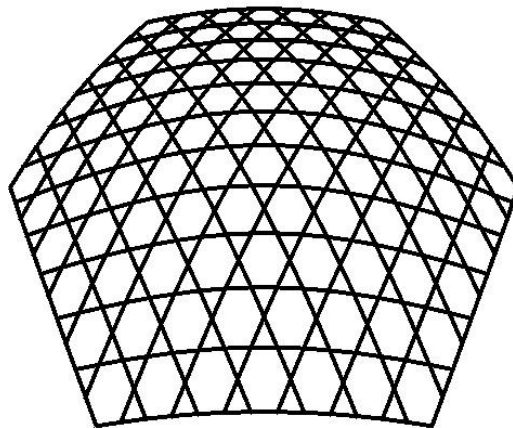


Fig. 1. 3. Cupola [7]

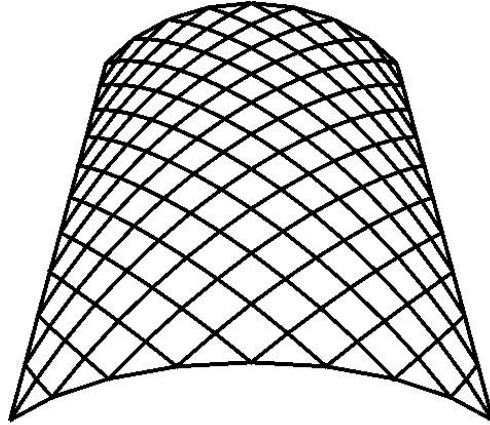


Fig. 1. 4. Acoperiș cilindric [7]

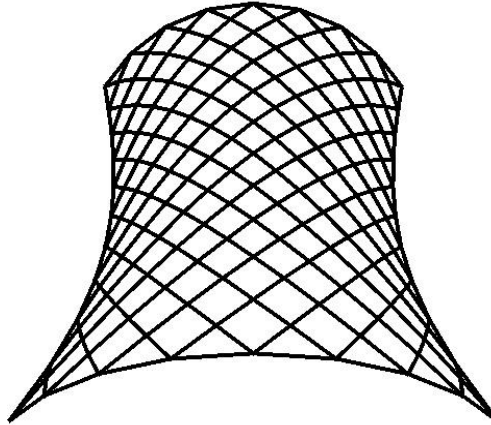


Fig. 1. 5. Acoperiș hiperbolic [7]

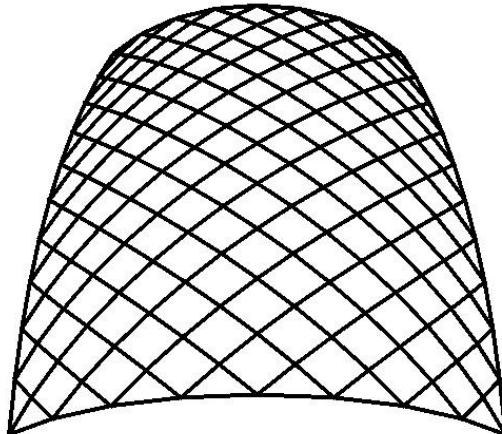


Fig. 1. 6. Acoperiș eliptic [7]

- Structura internă: dispunerea elementelor după o rețea triunghiulară sau ortogonală;

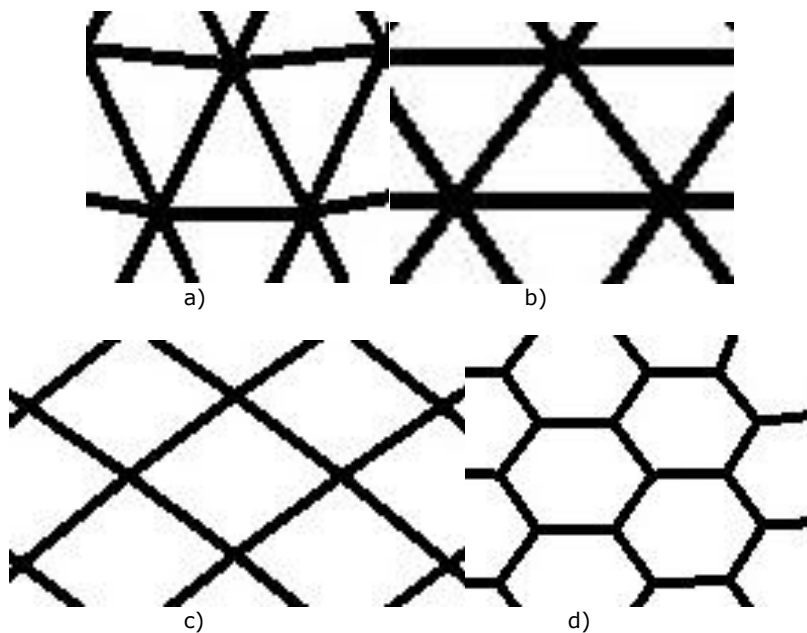
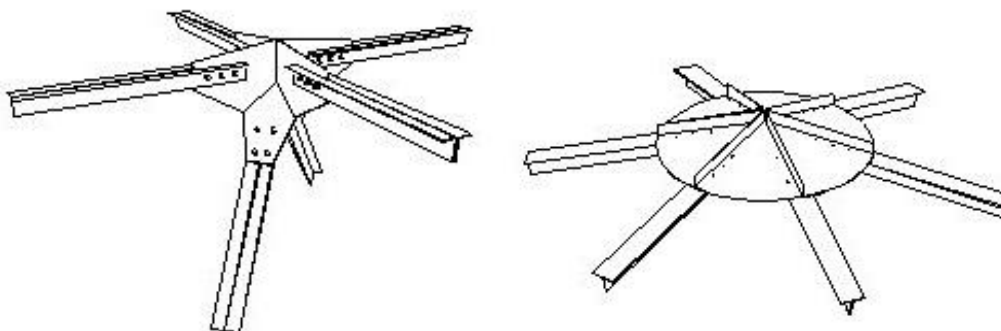


Fig. 1. 7. Tipuri de rețele

- a) triunghi isoscel; b) triunghi echilateral;
- c) rețea dreptunghiulară; d) rețea hexagonală

- Tipul de îmbinare folosit: nod sudat, nod cu șuruburi sau cu conectori speciali [6];



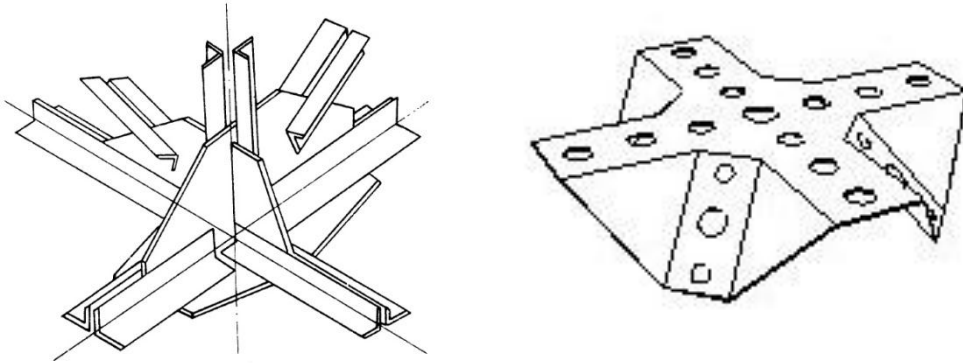


Fig. 1. 8. Îmbinări cu plăci [8]

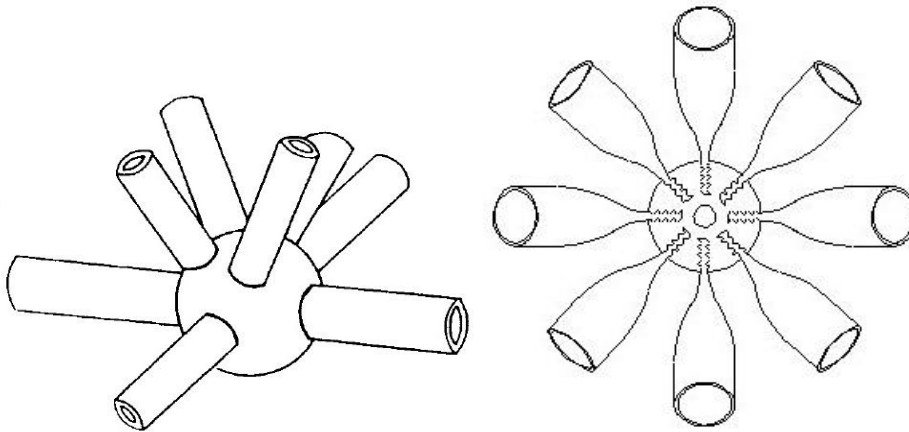
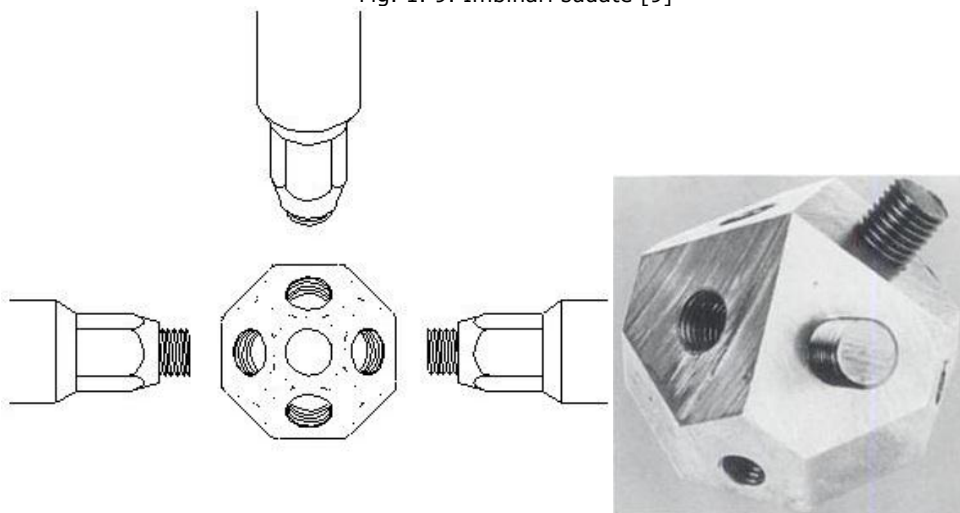


Fig. 1. 9. Îmbinări sudate [9]



Mero

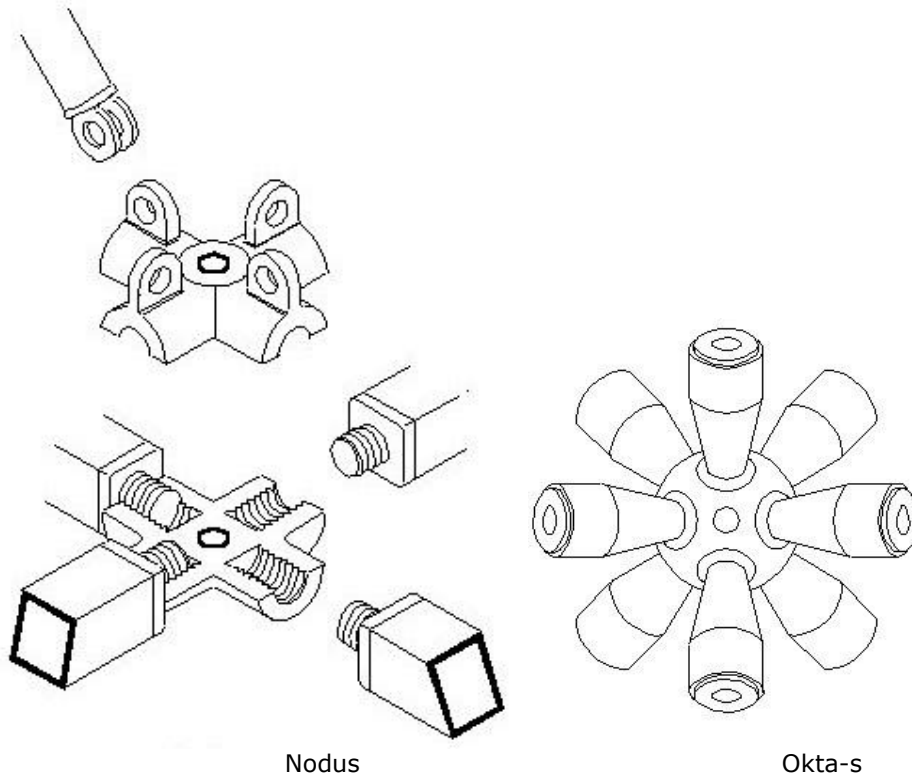
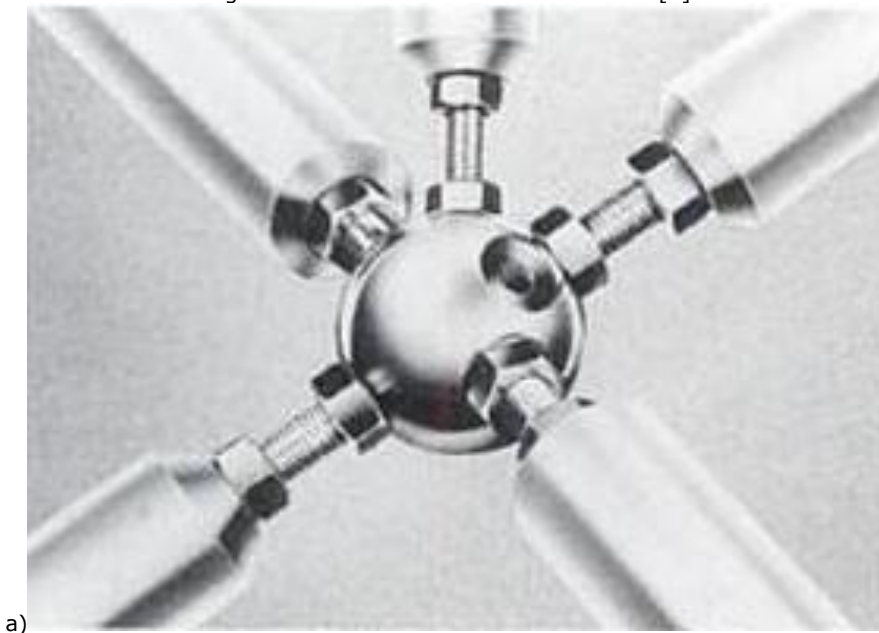
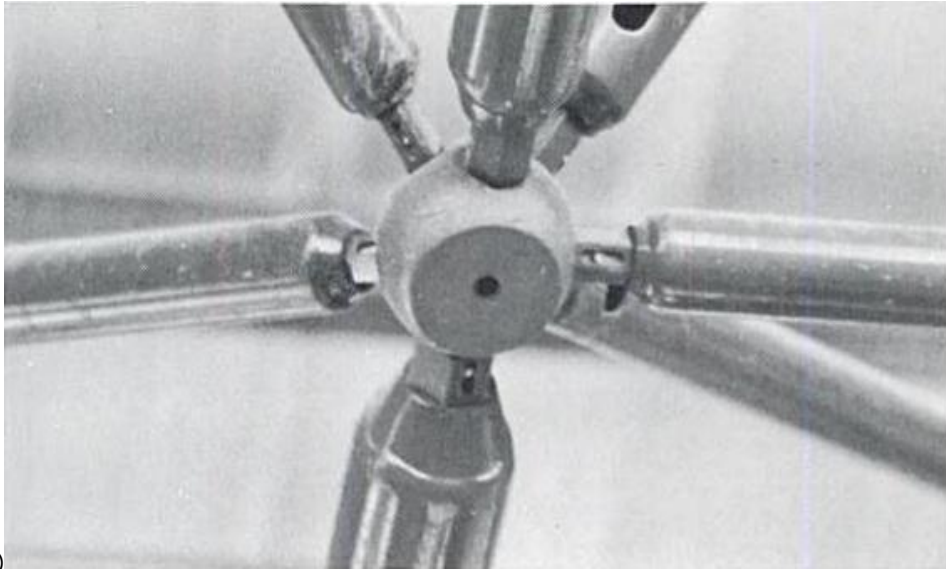


Fig. 1. 10. Îmbinări cu conectori metalici [8]



a)



b)

Fig. 1. 11. Prinderea barelor în nod cu conectori mecanici [10]

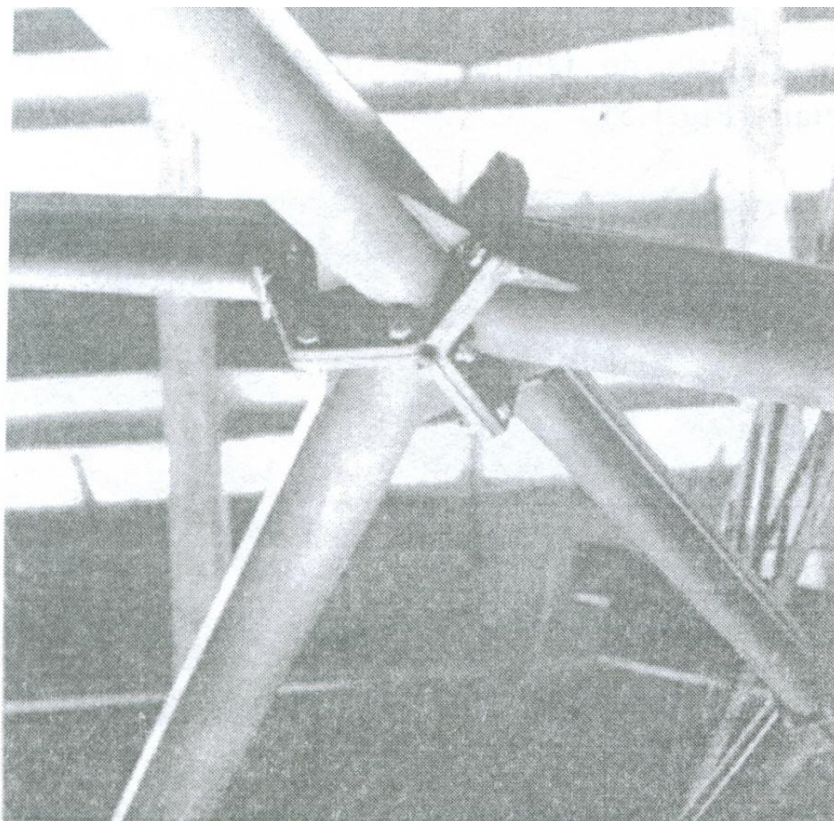


Fig. 1. 12. Îmbinare cu șuruburi [6]

- Conexiunile folosite pentru diferite tipuri de imbinări:

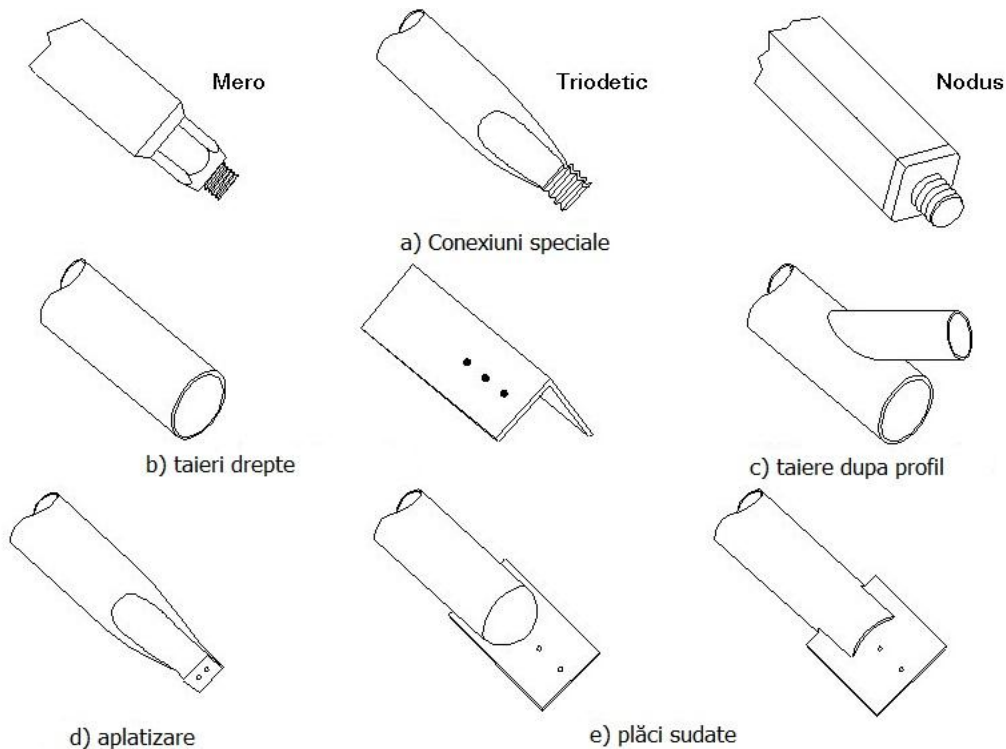


Fig. 1. 13. Îmbinări cu șuruburi [9]

1.3. Tipuri de cupole

Cupolele au avut parte de un interes deosebit, din partea arhitecților și inginerilor, din cauza că acoperă un volum maxim, cu o suprafață minimă și sunt foarte economice, ca și consum de material [9]. Analiza exactă a cupolelor a fost posibilă, numai după introducerea calculatoarelor și a programelor de calcul, care au permis un studiu mai exact a comportării elastice [8].

Cupolele sunt în general generate prin rotirea unei curbe plane, de obicei a unui sector de cerc, în jurul unei axe verticale. Cupolele sunt în general construite pe bază circulară sau de poligon regulat. Elementele cupolei pot fi arcuite sau drepte, care se unesc în noduri de pe suprafața curbă [11].

Eforturile în cupola sunt în general de membrană și compresiune, în cele mai multe părți, exceptând zonele marginale unde pot apărea eforturi de întindere și moment încovoietor mic la îmbinarea plăcii curbe cu grinda inelară [9].

Cupolele sunt clasificate în funcție de felul în care suprafața este împărțită. Principalele tipuri de cupole sunt cele sferice și anume: cupole cu arce și inele, cupole Schwedler, cupole cu rețea de bare paralele, cupole lamelare, cupole geodezice sau cupola suspendată.

1.3.1. Cupole cu arce și inele

Cupolele cu arce și inele sunt alcătuite din inele egal distribuite radial pe arce, sprijinite pe un inel tensionat și un inel comprimat la vârf, sau sprijinite pe o bază separată la nivelul solului [11].

O cupolă cu arce și inele este alcătuită dintr-un număr de arce, grinzi solide sau cu zăbrele, meridionale care se interconectează la vârf cu un inel de compresiune. Arcele sunt interconectate intermediar cu un număr de inele concentrice, formând împreună suprafețe trapezoidale. Cupolele cu arce și inele sunt de obicei rigidizate de un inel de oțel sau de beton armat la bază pentru preluarea efortului de întindere [9].

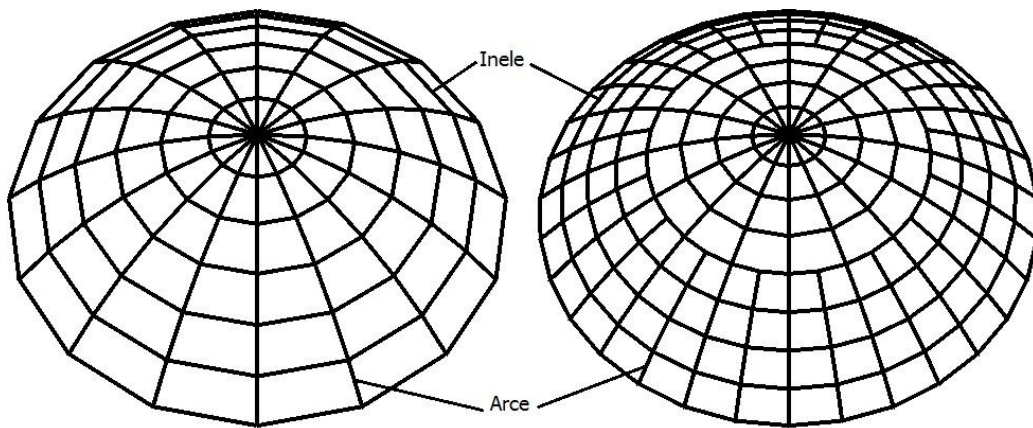


Fig. 1. 14. Cupola cu arce și inele [7]

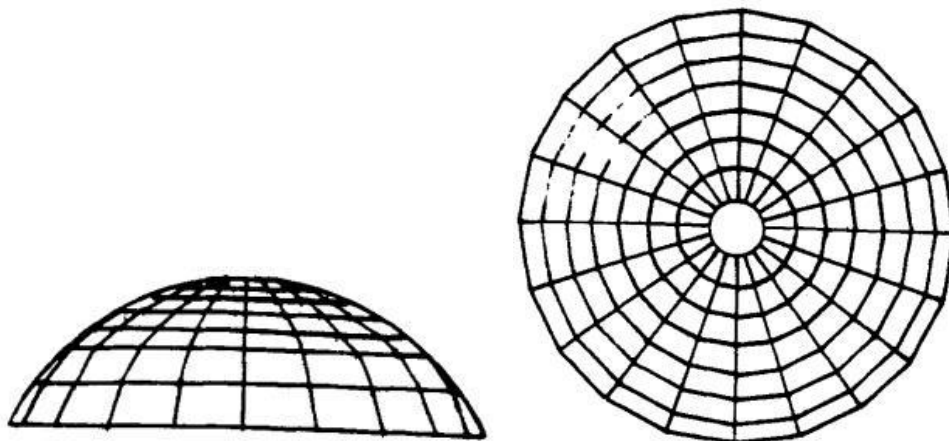


Fig. 1. 15. Cupola cu arce și inele, vedere laterală, de sus [9]

Cupola cu arce și inele este formată din intersecția unui număr de arce și inele. Un arc este un grup de elemente care sunt așezate în lungul unei linii meridionale și un inel este un grup de elemente care formează un poligon orizontal. O cupolă cu arce și inele nu este stabilă, decât dacă este proiectată cu noduri rigide. Când numărul de arce este mare, o problemă ar fi supraaglomerarea elementelor

lângă vârf. O soluție pentru această problemă o reprezintă scurtarea unor arce la partea superioară, această operațiune fiind denumită "trimming" [7].

Un exemplu de cupolă de acest tip, îl constituie cupola cu arce și inele care acoperă Consiliul Județean Arad [12].

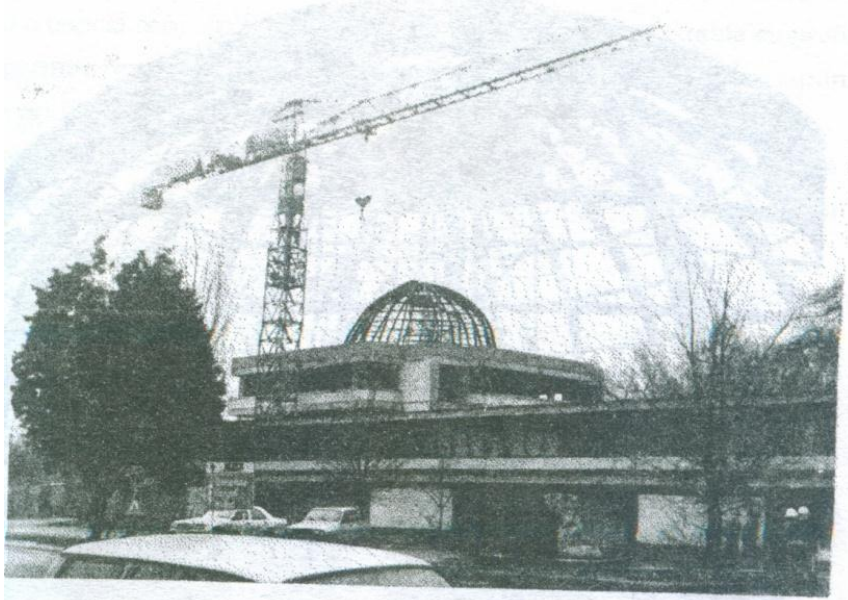


Fig. 1. 16. Vedere de ansamblu, în timpul montajului, cupolă CJ Arad [12]

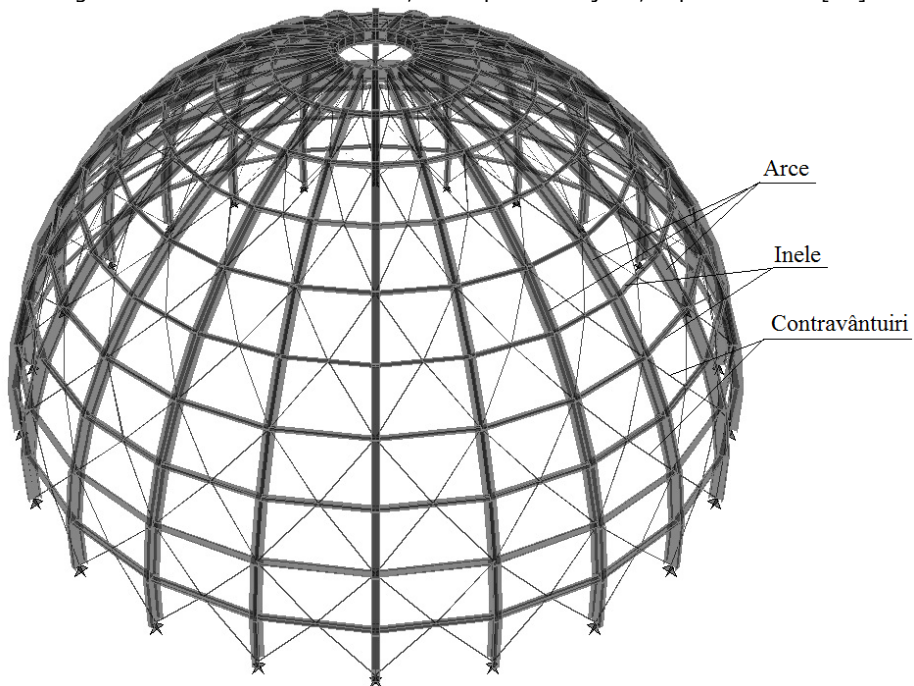


Fig. 1. 17. Modelare cupolă CJ Arad

Această cupolă a fost proiectată de Ivan [12], pentru acoperirea holului central al Băncii Agricole din Arad, clădire care ulterior a devenit sediul Consiliului Județean Arad. Cupola are diametrul de 14,4m și săgeata de 7,2m. Structura este formată din 24 semiarce, care se întâlnesc la vârf prinse de un inel central și legate între ele cu pane inelare și contravântuiri în formă de X, între pane și inele, din oțel beton.

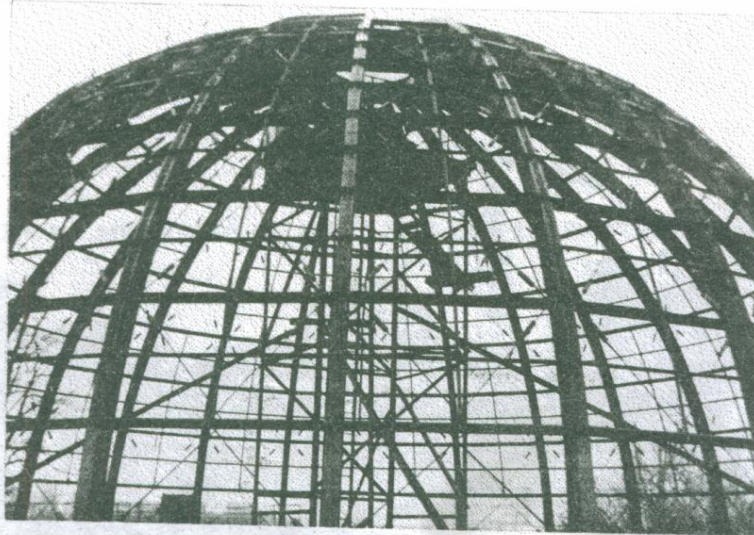


Fig. 1. 18. Prinderea panelor de inele prin sudură, vedere exterioară, cupolă CJ Arad [12]

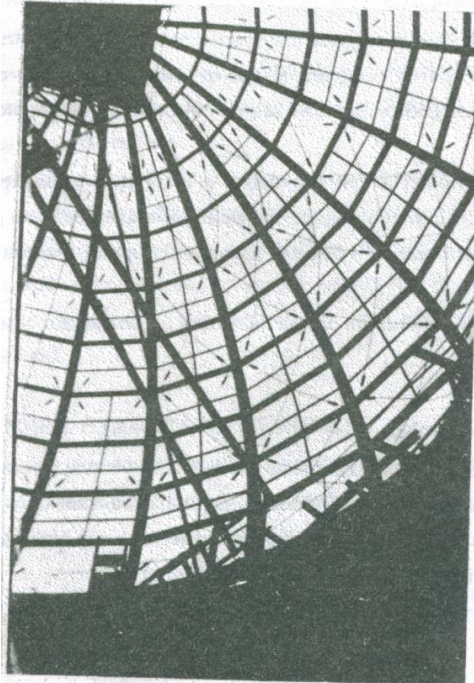


Fig. 1. 19. Prinderea panelor de inele prin sudură, vedere interioară, cupolă CJ Arad [12]

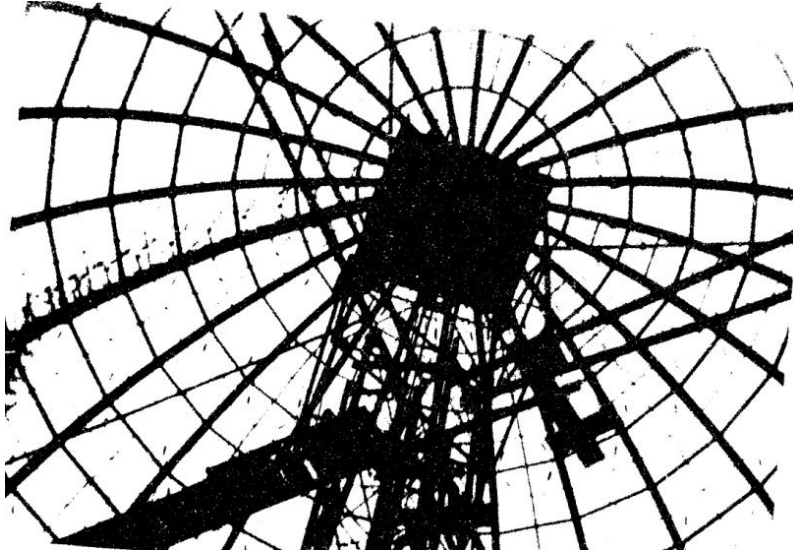


Fig. 1. 20. Stâlp central pentru montajul inelului central, cupolă CJ Arad [12]

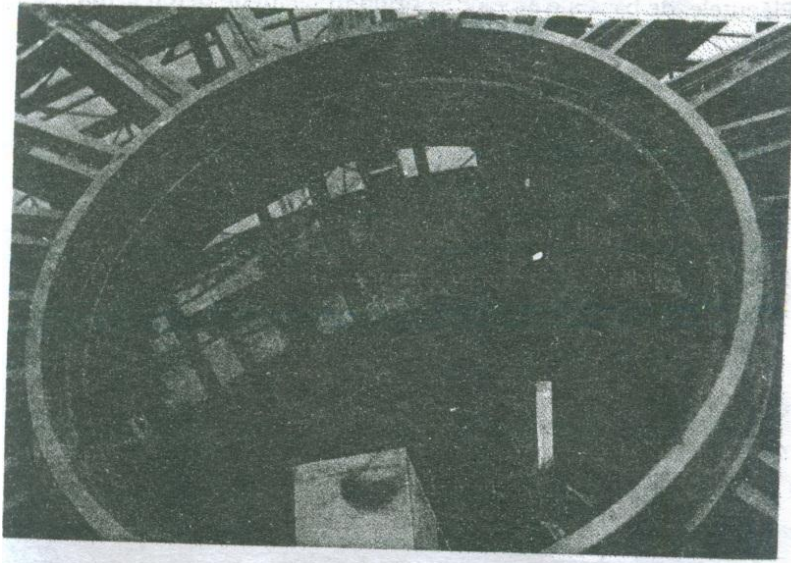


Fig. 1. 21. Inelul central, cupolă CJ Arad [12]

1.3.2. Cupole Schwedler

Cupolele Schwedler sunt alcătuite din arce meridionale și cercuri paralele. Cele două tipuri de elemente împart structura în panouri trapezoidale, care sunt contravântuite pe diagonală, pentru a rezista forței tăietoare din încărcări asimetrice. Nodurile dintre arcele meridionale și cercurile paralele pot fi considerate rigide, ca metodă alternativă pentru rezistența la forța tăietoare. Dacă cupola este

încărcată simetric și nodurile sunt considerate articulate, structura este static determinată [11].

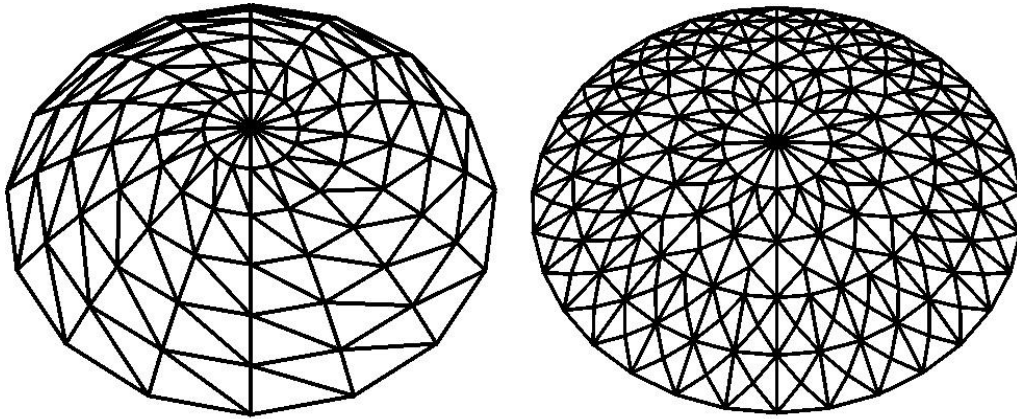


Fig. 1. 22. Cupola Schwedler [7]

Cupola Schwedler este de asemenea alcătuită, din arce meridionale legate cu inele concentrice, iar fiecare suprafață trapezoidală este subdivizată în două triunghiuri prin introducerea unei diagonale; câteodată suprafața trapezoidală poate fi împărțită și de două diagonale încrucișate. Diagonalele ajută structura să nu își piardă stabilitatea sub încărcări nesimetrice. Acest tip de cupole a fost introdus de inginerul german J.W. Schwedler, în 1863. Popularitatea acestor cupole este datorată faptului că sub ipoteza nodurilor articulate, această structură este static determinată [9].

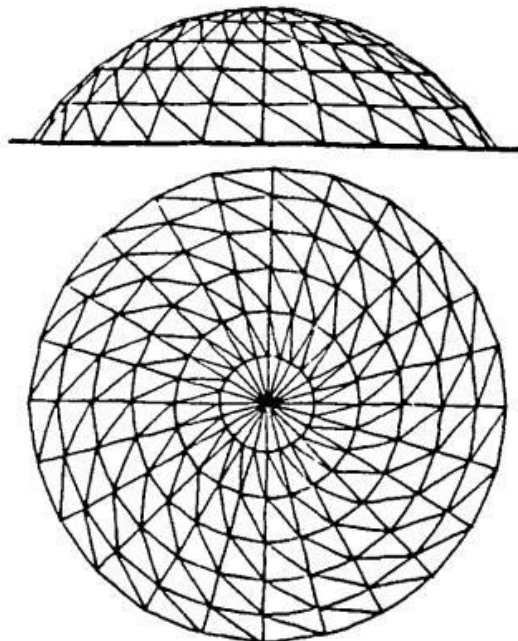


Fig. 1. 23. Cupola Schwedler, vedere laterală, de sus [9]

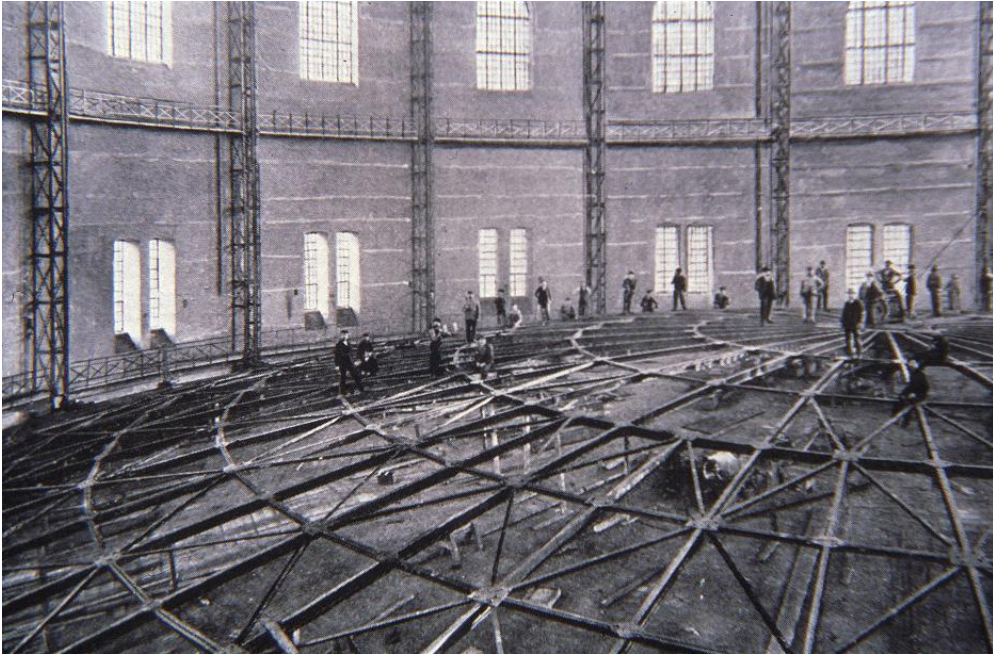


Fig. 1. 24. Cupola construită în 1885 de Schwelder în Viena pentru înmagazinarea gazului [13]

1.3.3. Cupole cu rețea de bare paralele

În cazul acestor cupole, inelele paralele sunt egal distanțate. Spațiile inelare sunt subdivizate printr-o rețea de bare triunghiulare. Elementele dintre două inele adiacente sunt egale în lungime [11].

La cupola cu bare paralele, planul circular este împărțit în mai multe sectoare (de obicei 6 sau 8) și fiecare sector este subdivizat în rețele sub formă de romb de aceeași mărime. Acest tip de cupole este foarte popular în America și se mai numesc și cupole Kiewitt [9].

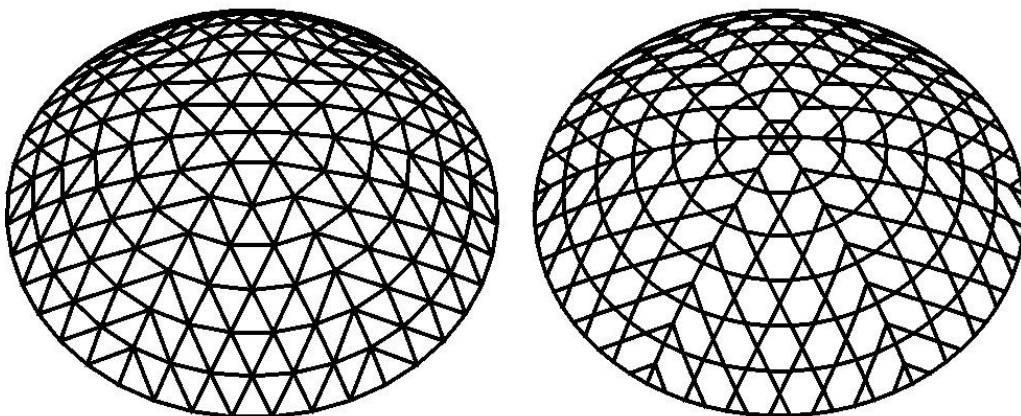


Fig. 1. 25. Cupola cu rețea de bare paralele [7]

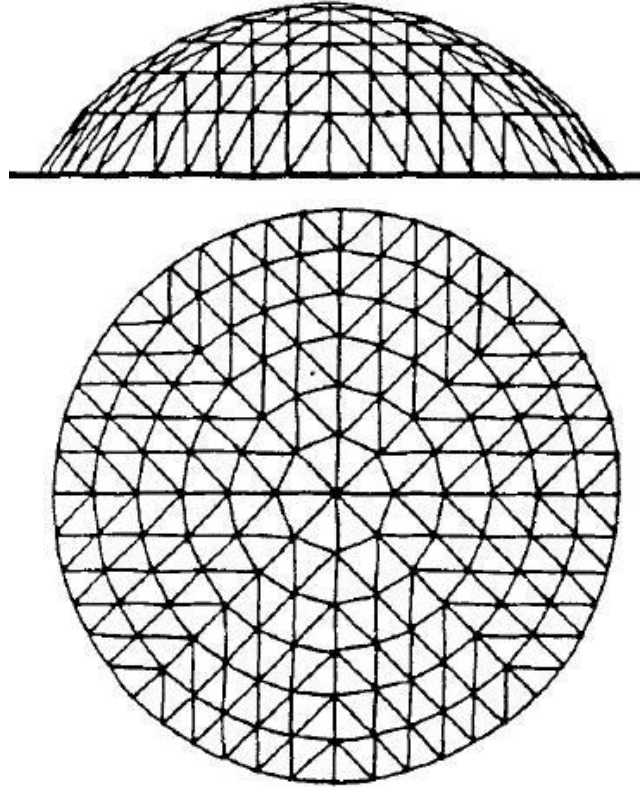


Fig. 1. 26. Cupola cu rețea de bare paralele, vedere laterală, de sus [9]

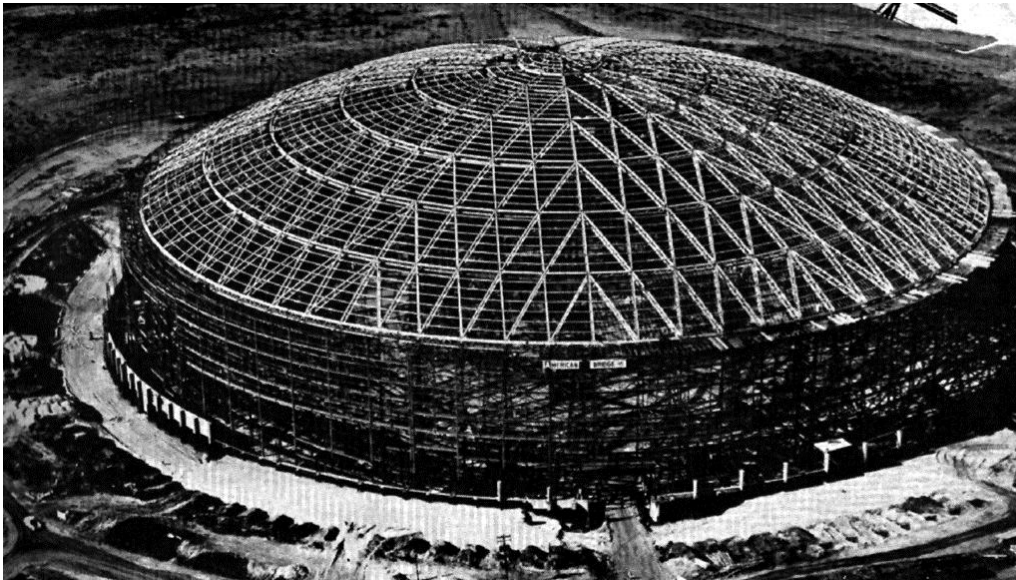


Fig. 1. 27. Cupola Astrodome peste stadionul din Houston, Texas - vedere exterioară [14]



Fig. 1. 28. Cupola Astrodome peste stadionul din Houston, Texas - vedere interioară [15]

Această cupola este formată dintr-o rețea cu bare paralele, tip Kiewitt, folosită pentru acoperirea stadionului din Houston, Texas. Diametrul exterior este de 196 m și săgeata de 19.2m. Elementele sunt formate din grinzi cu zăbrele cu înălțimea de 1,5m.

1.3.4. Cupole lamelare

Cupolele lamelare sunt de două tipuri, cu lamele curbate sau paralele. În cazul cupolelor lamelare curbate, suprafața este împărțită în arii în formă de diamant, în timp ce în cazul cupolelor lamelare paralele, suprafața este compusă din subdiviziuni triunghiulare. Tipul cu lamele curbate a fost dezvoltat pentru cupolele din lemn, unde placarea cu lemn oferă stabilitate. Se poate observa că în cazul cupolelor cu rețea de barele paralele, inelele îndeplinesc această cerință [11].

O cupolă lamelară este formată din intersecția pe două direcții a arcelor diagonale, care formează o rețea rombulară.

Pentru o cupolă cu rețea în formă de romb de mărimi diferite, care se măresc treptat din centrul cupolei, sunt formate din arce diagonale după linii radiale. Câteodată se mai folosesc și inele concentrice pentru rețele triunghiulare [9].

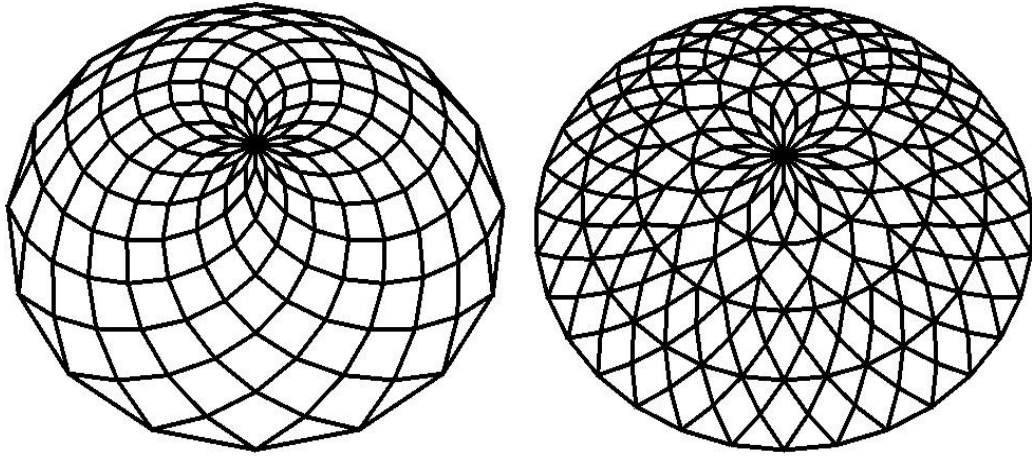


Fig. 1. 29. Cupola lamelară [7]

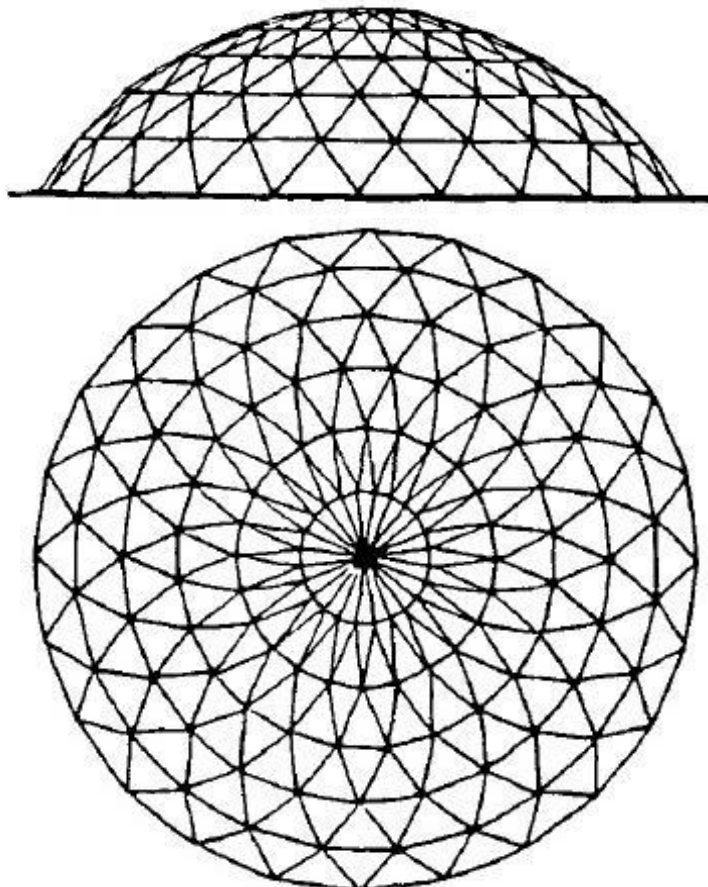


Fig. 1. 30. Cupola lamelară, vedere laterală, de sus [9]



Fig. 1. 31. Cupola peste centrul comercial Victoria Square din Belfast, Irlanda – vedere exterioară [16]



Fig. 1. 32. Cupola peste centrul comercial Victoria Square din Belfast, Irlanda – vedere interioară [16]

Cupola este construită în formă de emisferă, cu diametrul de 35m. La alcătuirea structurii s-au folosit 990 de elemente, fiecare cu lungimea de circa 3m; deși structura are forma curbă, ea este compusă din elemente drepte, dispuse după suprafața unei emisfere [17].

1.3.5. Cupole rețea

Acest tip de cupole este format din intersecția acelor pe o rețea. Cupola geodezică este un caz special a acestui tip de cupole [11].

Cupolele rețea sunt obținute din proiecția unei rețele plane pe o suprafață curbă. Cupolele rețea sunt folosite pentru deschideri mai mici decât alte tipuri de cupole [7].

Construcția unei cupole rețea pe trei direcții se realizează prin proiecția pe o suprafață curbă a unei rețele pe 3 direcții. Ele sunt de obicei construite dublu strat, dar se pot construi și simplu strat, cum ar fi sistemul japonez "cupola de diamant", sistem construit de Tomoegumi Iron Works. Analiza teoretică a acestor cupole a demonstrat că și sub încărcări asimetrice, forțele sunt foarte bine distribuite ducând la economie de material [9].

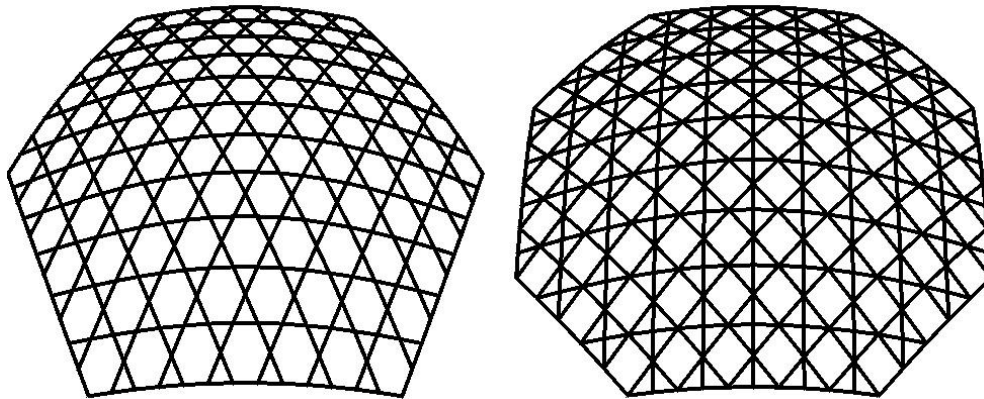


Fig. 1. 33. Cupola rețea pe 3 direcții și 4 direcții [7]

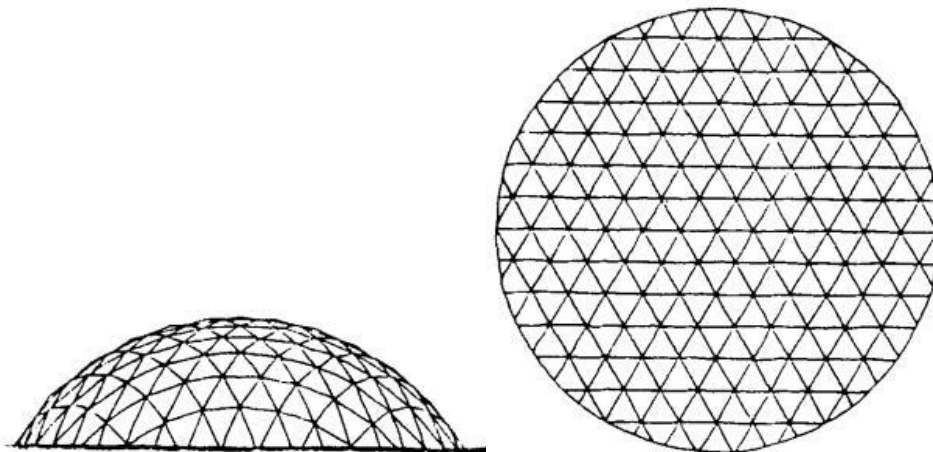


Fig. 1. 34. Cupola rețea, vedere laterală, de sus [9]

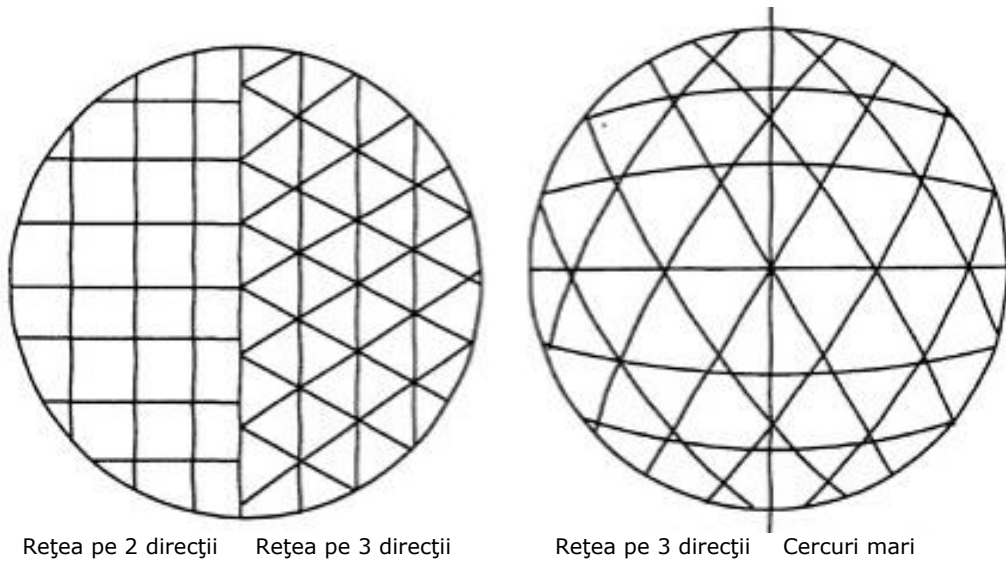


Fig. 1. 35. Tipuri de rețele [11]

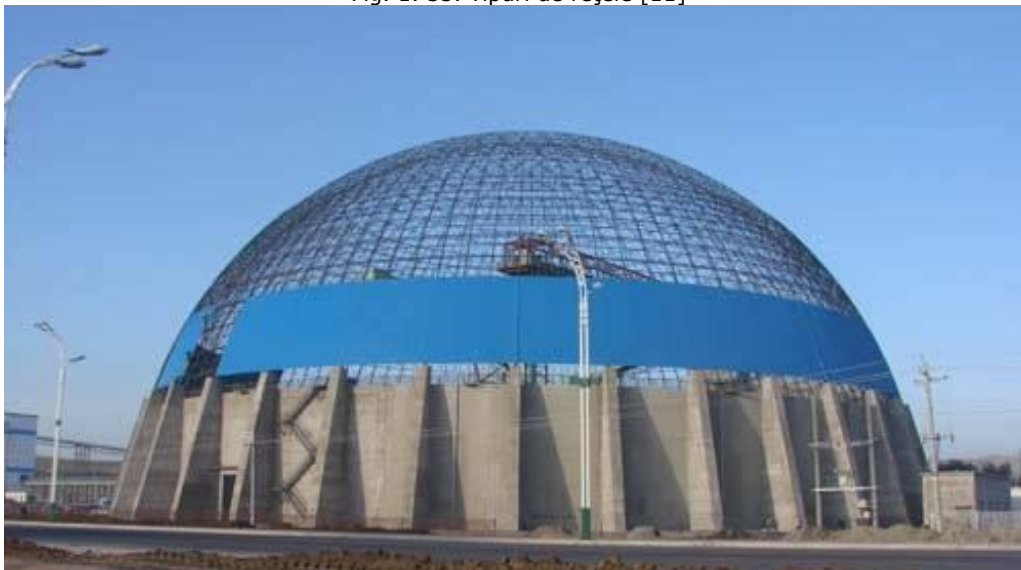


Fig. 1. 36. Cupola rețea, vedere laterală [18]

Cupola din fig. 1.36, este construită în orașul chinez Huo Linhe și are diametrul interior de 128m iar înălțimea de 69m.

1.3.6. Cupole geodezice

Acest sistem a fost folosit prima dată de Walter Bauersfeld și Franz Dischinger în 1922, pentru construcția de planetarii, dar cel care a brevetat și a făcut cunoscut acest sistem a fost Buckminster Fuller [19]. Construcția celor mai multe cupole geodezice, se bazează pe isocaedru, un solid cu suprafață regulată cu

20 de laturi, a căror vârfuri ating suprafața sferei circumscrise. Cupola este formată ca parte din sferă. Fiecare triunghi sferic primar, poate fi subdivizat mai departe pentru a face posibilă construirea unor cupole cu deschideri mai mari. Avantajul acestui tip este că toate elementele sunt aproximativ egale în lungime și suprafața cupolei este subdivizată în arii aproximativ egale [11].

Cadrul acestei cupole este printr-o rețea pe trei direcții care generează triunghiuri sferice echilaterale. Fuller a folosit pentru cupola sa un isocaedron, ca bază pentru subdivizarea sferei, unde suprafața sferică este împărțită în 20 triunghiuri sferice echilaterale. Pentru cupole cu deschideri mai mari, fiecare triunghi poate fi subdivizat în 6 triunghiuri prin desenarea meridianelor și bisectoarea fiecărui triunghi și astfel este posibilă formarea a 15 cercuri mari, uniform aranjate pe suprafața sferei.

Din practică a rezultat că folosirea cupolei pur geodezică nu este suficientă din cauza lungimilor excesive a elementelor și astfel s-au introdus elemente suplimentare pentru legarea structurii. Pentru obținerea unei rețele mai dese, fiecare latură se împarte în module triunghiulare mai mici. Numărul acestei subdiviziări depinde de deschiderea cupolei și implicit lungimea elementelor rezultate. Această subdivizare este numită frecvență, iar triunghiurile astfel obținute nu mai sunt echilaterale. Cu cât frecvența este mai mare cu atât lungimea elementelor este mai mică [9].

Înălțimea acestor cupole poate fi de la $1/6$ din diametru până la $3/4$ din diametru. Pentru diametre peste 60m se recomandă folosirea cupolelor dublu stratificate. Raportul adâncime/diametru, în cazul cupolelor dublu strat, este de la $1/30$ la $1/50$, iar în cazul unor deschideri mari poate fi luat până la $1/100$ [9].

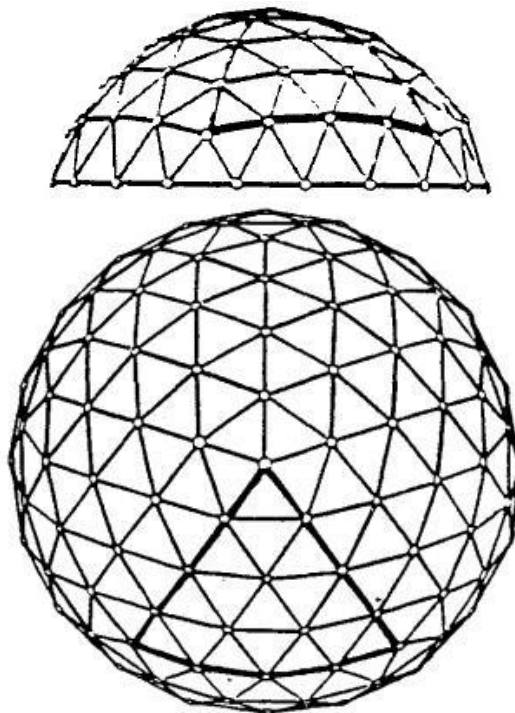


Fig. 1. 37. Cupola geodezică, vedere laterală, de sus [9]

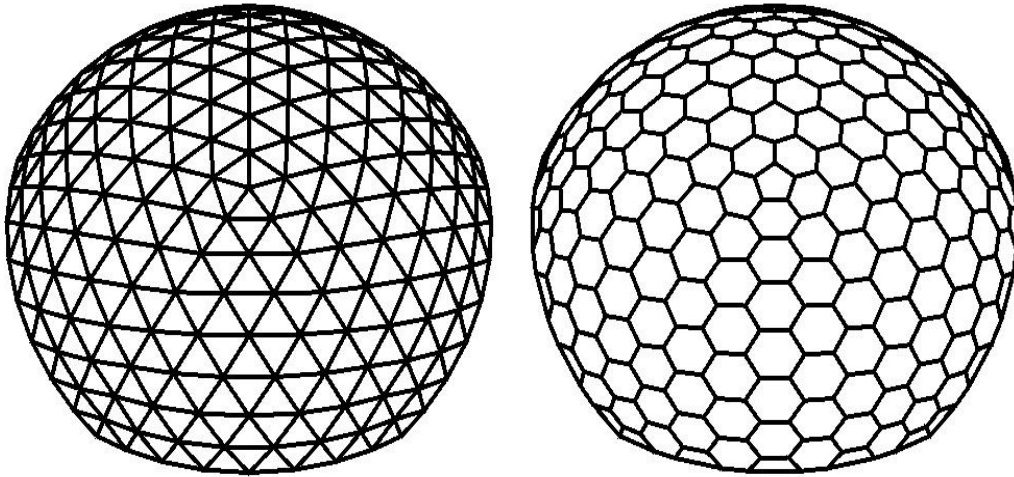


Fig. 1. 38. Cupola geodezica [9]

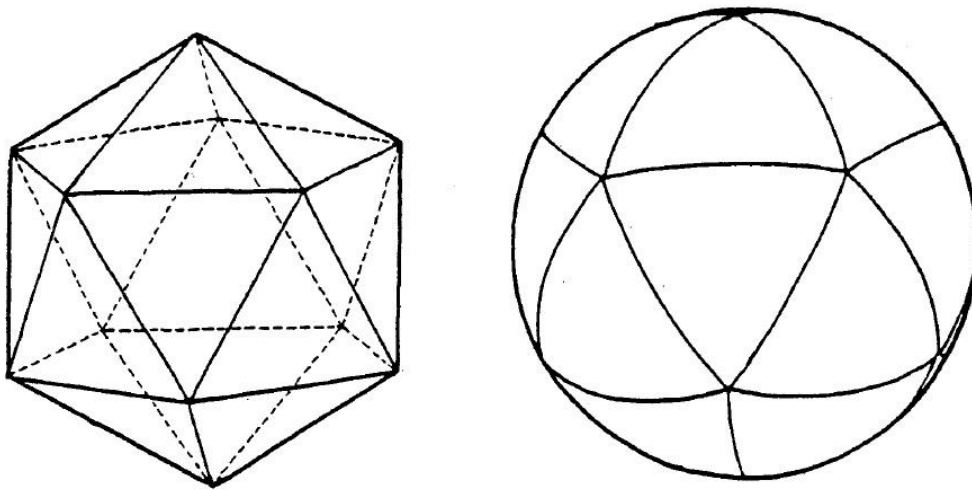


Fig. 1. 39. Isocaedru [9]

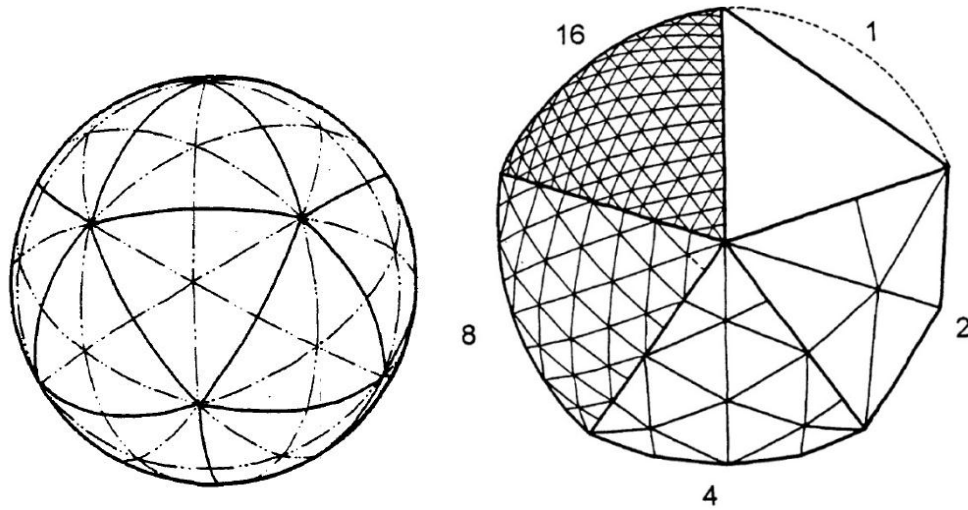


Fig. 1. 40. Subdivizarea isocaedrului [9]



Fig. 1. 41. Biosfera Montreal construită pentru Târgul Mondial din 1967, vedere exterioară [20]

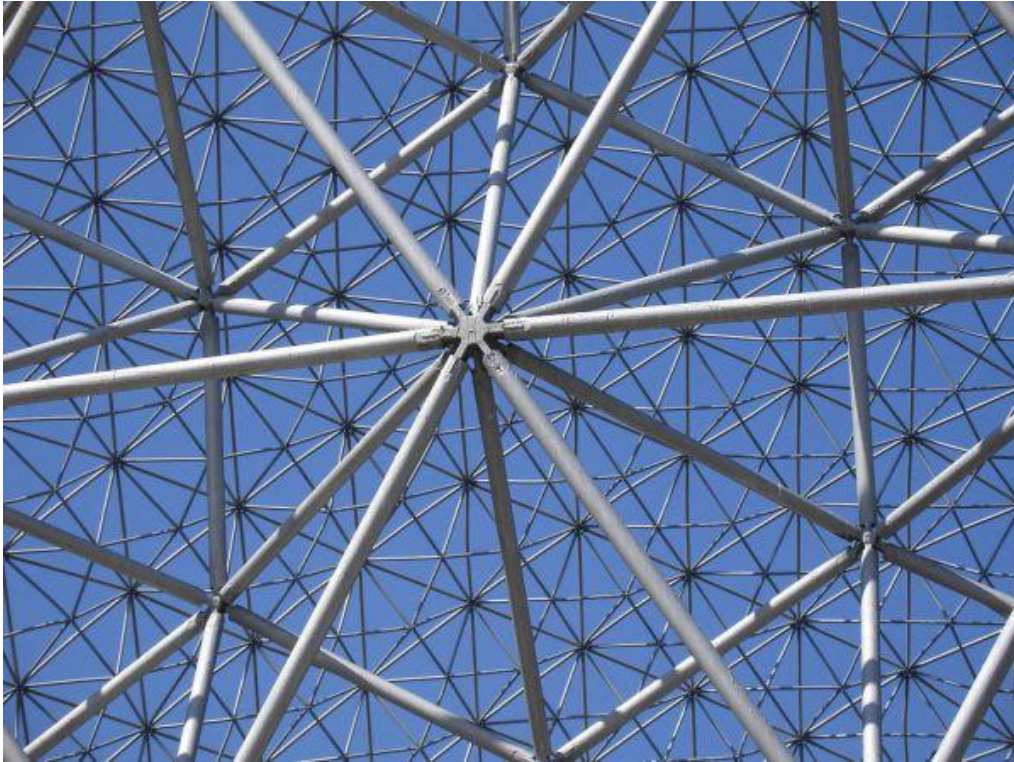


Fig. 1. 42. Biosfera Montreal construită pentru Târgul Mondial din 1967, nod interior [20]

Cupola din Fig. 1.41-1.42, a fost construită pentru Târgul Mondial din 1967 pentru pavilionul Statelor Unite ale Americii. Proiectantul structurii a fost Richard Buckminster Fuller. Dimensiunile ei sunt 76m în diametru și o înălțime de 62m.

1.3.7. Cupola suspendată

Cupolele suspendate sunt un sistem structural hibrid nou. Este aplicat conceptul de pretensionare a cablurilor, pe o cupolă reticulată simplu strat și combină avantajele unei cupole cu cabluri și o cupolă reticulată simplu strat. Înbunătățește semnificativ stabilitatea globală a cupolelor simplu strat și permite folosirea cupolelor pentru o deschidere mai mare. Contrar cu structura complet flexibilă a cupolelor cu cabluri, cupolele suspendate au rigiditate structurală, care simplifică proiectarea, construcția și detalierea îmbinărilor. Pe de altă parte, cupolele suspendate reduc eforturile transmise structurilor suport, față de eforturile transmise de cupolele reticulate și cele pe cabluri. La aceste tipuri de cupole există o discrepanță între eforturile inițiale de pretensionare teoretice și cele măsurate. La cupola din Taizhou, provincia Zhejiang, China, eroarea rezultată față de eforturile teoretice a fost de 22,7% [21].

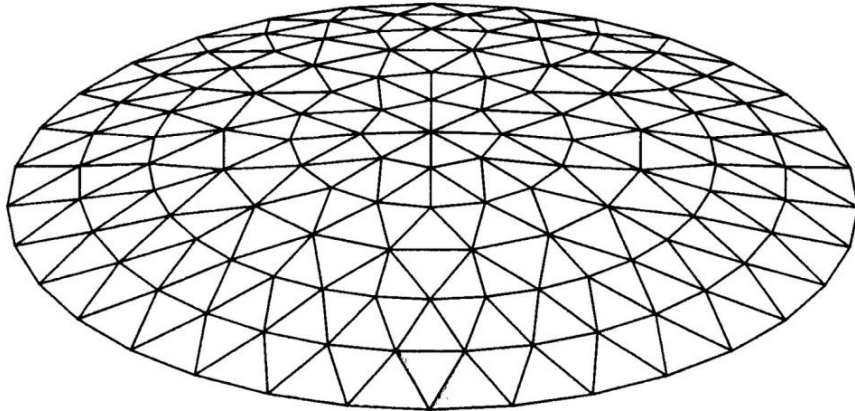


Fig. 1. 43. Cupola reticulată simplu strat [22]

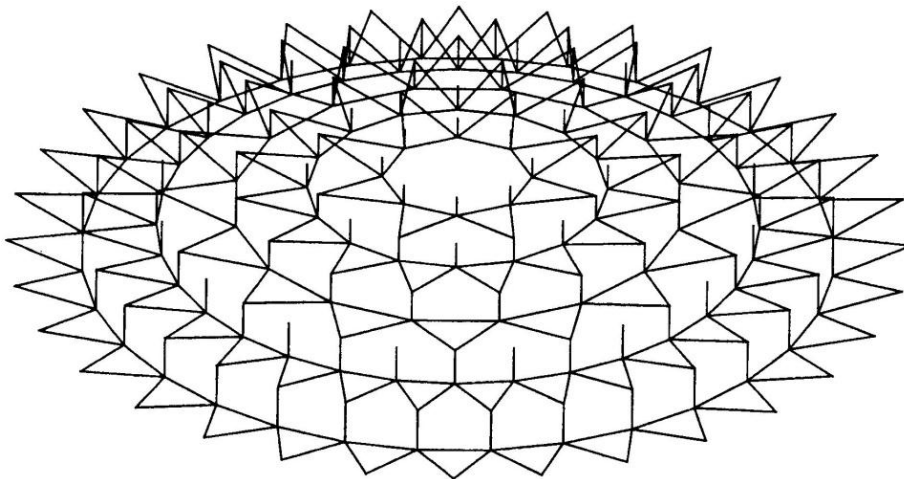


Fig. 1. 44. Sistemul de cabluri pretensionate [22]

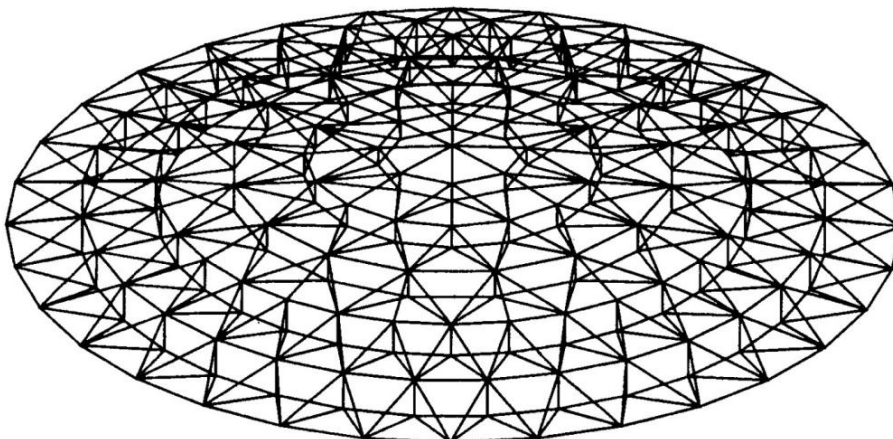


Fig. 1. 45. Cupola suspendată [22]



Fig. 1. 46. Cupola suspendată – imagine de profil, de la gimnaziul din Chiping [23]

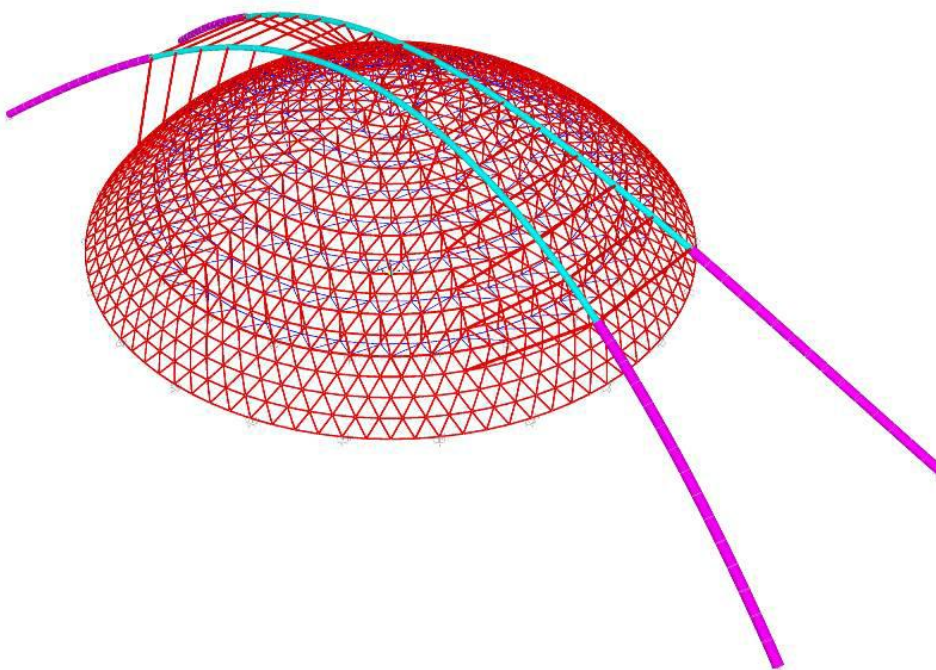


Fig. 1. 47. Modelul structural a cupolei suspendate a gimnaziului din Chiping [23]

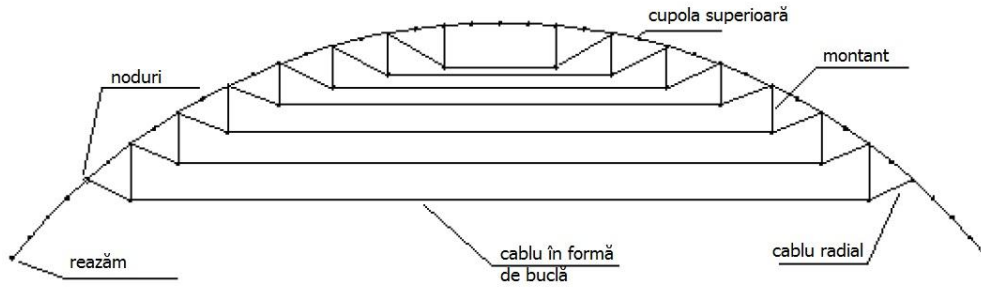


Fig. 1. 48. Cupola suspendată – secțiune [23]

Structura folosită pentru acoperirea gimnaziului din Chiping, China, este formată din două arce spațiale și o cupolă sferică. Arcele de deasupra cupolei sferice sunt conectate cu cupola prin montanți. Cupola are deschiderea de 108m, deschiderea arcelor 190m. Cupola este o combinație a cupolei lamelare cu una Kiewitt. Sistemul de cabluri este format din 7 inele. Două grinzi inelare au fost folosite, una la limita dintre cele două tipuri de cupola și cea de-a doua ca inel perimetral.

2. COLAPSUL CUPOLEI RETICULATE DE LA BUCUREȘTI

2.1. Alcătuirea structurii

Cupola inițială ce acoperea pavilionul Romexpo din București, a fost construită în anul 1961 și doi ani mai târziu, în 1963, cupola a ajuns în colaps. Construcția metalică a fost adaptarea la condițiile din țara noastră a unui proiect realizat la Brno, de prof. dr. Ferdinand Lederer, în actuala republică Cehă. Adaptarea a fost necesară pentru a ține seama de condițiile climatice, calitatea materialelor din țara noastră și specificațiile normelor românești din acea vreme [24].

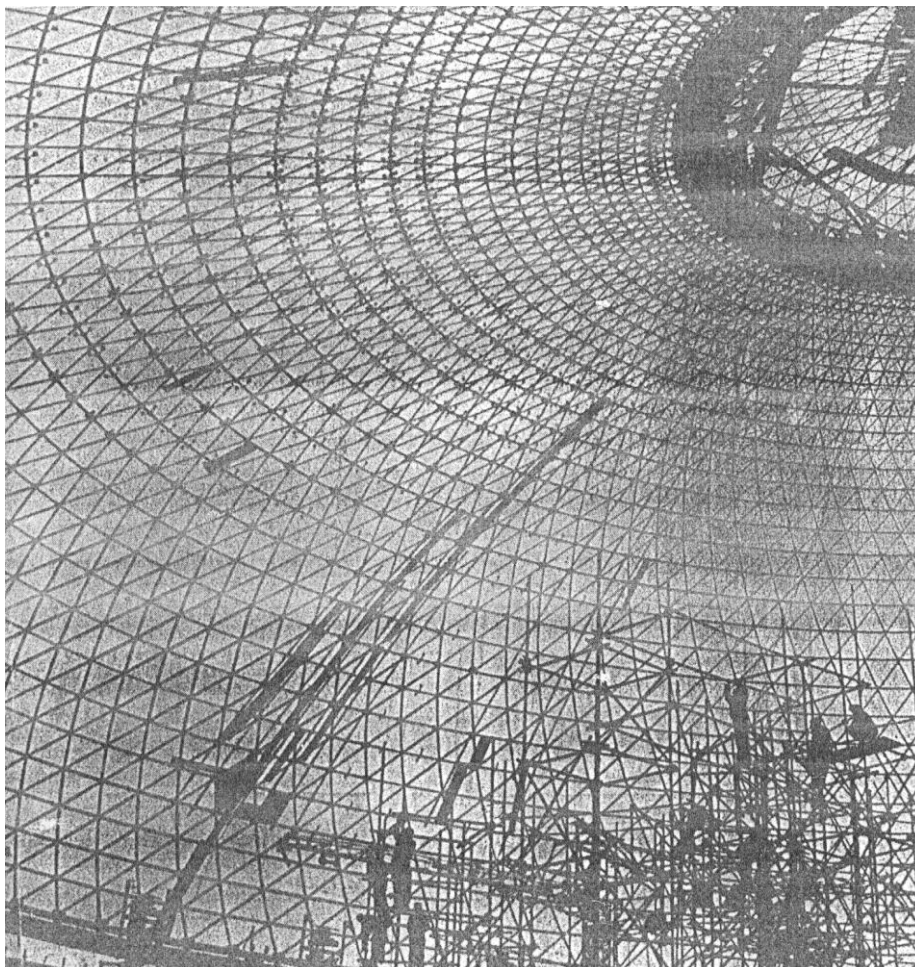


Fig. 2. 1 Cupola reticulată simplu strat a pavilionului Romexpo din București

Cupola a fost realizată din țevi de diametre variabile între 38 și 102mm, curbate și dispuse după suprafața curbă a cupolei. Țevile sunt așezate după două familii de meridiane obținute prin intersecția sferei cu planuri înclinate la 60° și după 35 cercuri paralele, trecând prin punctele de intersecție a meridianelor, astfel încât acestea formează ochiuri triunghiulare. Rețeaua de bare este dispusă după trei straturi: stratul inferior și cel mijlociu conțin barele curbe ce formează diagonalele, iar stratul superior este format din barele paralele. Diametrele și grosimile cresc de la centru spre margine, după cum se observă din Fig. 2.1 [24], [25].

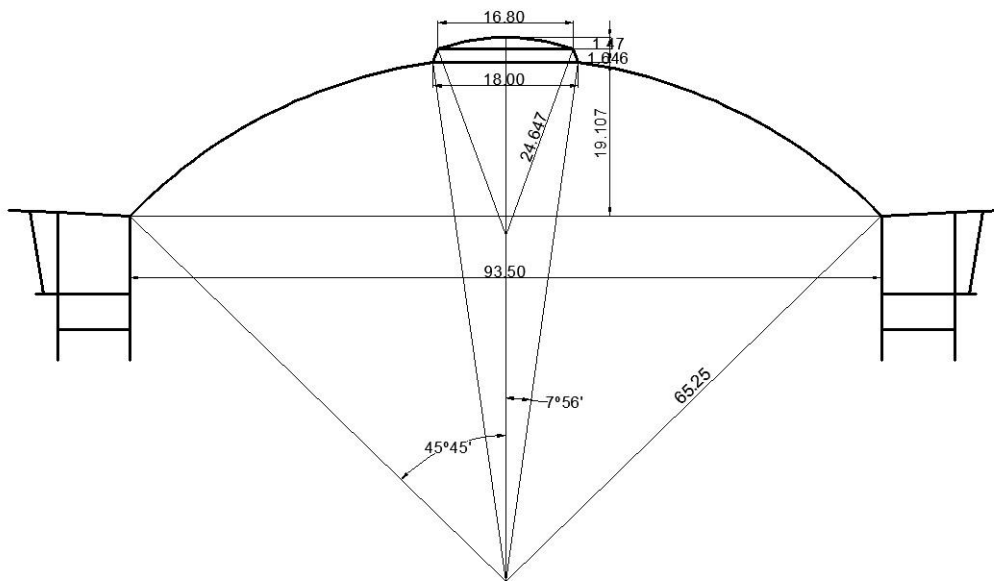


Fig. 2. 2 Geometrie cupolei simplu strat, de Romexpo din București [24]

Construcția din beton, de sub cupolă are 32 de stâlpi; peste aceștia s-a proiectat o grindă cu zăbrele, pe care au fost montate 128 aparate de reazem, care susțin inelul de bază și permit dilatarea cupolei. Inelul central al cupolei a fost alcătuit dintr-o grindă chesonată sudată de 300x400 mm, care susține cupoleta, prin intermediul a 64 de stâlpi metalici la o înălțime de 1,5m mai sus decât cupola. Cupoleta este alcătuită dintr-o rețea de țevi de 38/2,5 și 44,5/3mm, dispuse într-o rețea similară cu cea a cupolei mari. Inelul central al cupoletei are diametrul de 4.75m, fiind acoperit de o cupolă turnată din material plastic [26].

De inelul central sunt prinse două pasarele, una interioară și una exterioară pentru circulație, curățenie și prinderea corpurilor de iluminat.

Consumul de oțel în toată cupola este 32 kg/m^2 .

Principalele caracteristici geometrice [24], [26]:

- Diametrul cupolei: 93,50m
- Raza sferei: 65,25m
- Săgeata cupolei: 19,107m
- Meridiane: 2x128 buc
- Raza meridianelor: 43,00 m
- Paralele: 35 cercuri

- Raza paralelelor: var. 9,00 – 46,75 m
- Nivelul inelului de bază: +18,95m
- Diametrul cupolei mici: 18,00 m
- Săgeata cupolei mici: 1,47 m
- Diametrul cupoletei din material plastic: 4,75m
- Săgeata cupoletei din material plastic: 1,25 m
- Raza cupoletei: 24,647 m
- Săgeata cupoletei: 1,47 m
- Suprafața cupolei: 7850 m²
- Suprafața proiectată în plan: 6866 m²

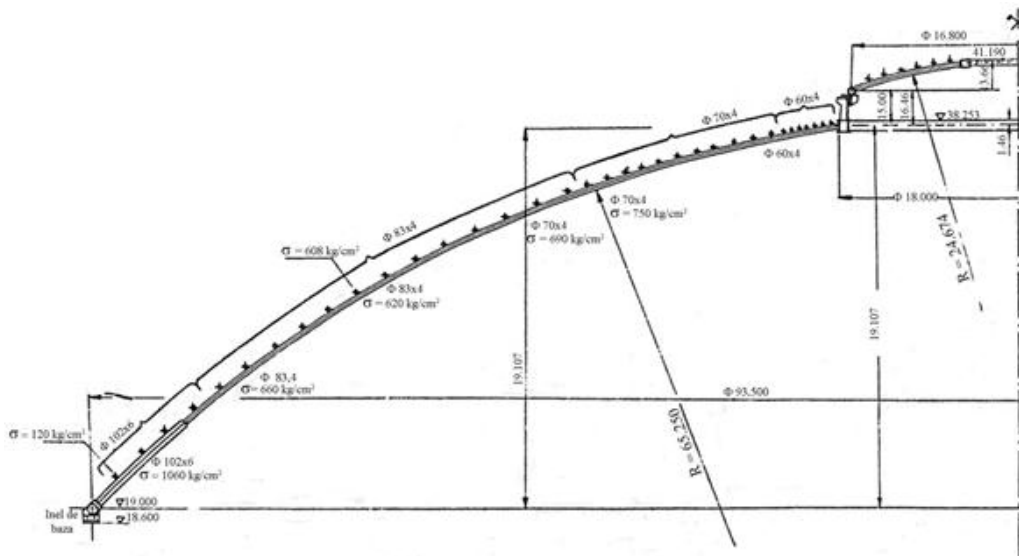


Fig. 2. 3 Secțiune cupolă reticulată simplu strat, de la Romexpo din București [27]

Punctul de trecere, dintre cele două familii de diagonale și cercul paralel care le intersectează, este ilustrat în fig. 2.4. Paralele au fost fixate de diagonale în punctul de intersecție al acestora cu ajutorul unor bride metalice și din loc în loc cu puncte de sudură [27].

Încărcările care au stat la baza proiectului de adaptare a cupolei reticulate sunt următoarele [24], [28]:

- Permanentă:
 - o Greutate proprie a cupolei și cupoletei: 21,3 kg/m²;
 - o Învălitoarea: 15,60 kg/m²;
 - o Izolații termice și fonice: 16,30 kg/m²;
 - Total: 55 kg/m²
- Zăpada uniformă $p_z=100$ kg/m²;
- Zăpada aglomerată, a fost considerată în vecinătatea luminatorului $p_z=200$ kg/m². Intensitatea scade în lungul meridianului până la 0 la bază, de asemenea ajunge la 0 la meridianul diametral opus. Mai mult s-a considerat că la forma și dimensiunile cupolei, precum și a suprafeței netede este foarte puțin probabil să se ajungă la zăpada prescrisă de STAS (apreciere care s-a crezut confirmată, după prima iarnă, când

zăpada abundentă nu a rămas pe cupolă [24]). Legea de variație a încărcării din zăpadă este:

$$p_z = p(1 + \cos\theta)\cos 2\varphi \quad (2.1)$$

- Acțiunea vântului, pe suprafața meridiană a cupolei este:

$$Z = p_v \sin\varphi \cos\theta \quad (2.2)$$

unde: $p_v = 70 \text{ kg/m}^2$;

- Acțiunea seismică s-a calculat astfel:

$$X = g \sin\theta \quad (2.3)$$

$$Y = -g \cos\varphi \cos\theta \quad (2.4)$$

$$Z = g \sin\varphi \cos\theta \quad (2.5)$$

- Variația de temperatură nu a fost luată în calcul deoarece s-a considerat structura izolată termic și la momentul respectiv calculul efectului variațiilor de temperatură nu a fost rezolvat în literatura de specialitate.



Fig. 2. 4. Îmbinarea nodurilor cu bride metalice [27]

Pentru calculul cupolei, au fost făcute anumite simplificări, structura fiind asimilată cu o placă plină. Cele trei sisteme de bare, s-au considerat că lucrează numai la eforturi axiale, mai puțin diagonalele. După ce s-au determinat eforturile și momentele secundare, s-a trecut la verificarea eforturilor unitare și verificarea îmbinărilor [24].

2.2. Studii privind colapsul cupolei simplu strat

La cupola reticulată simplu strat evaluarea zăpezii aglomerate, s-a făcut în mod eronat. Prin proiectare s-a considerat o încărcare maximă cu zăpadă, în ipoteza aglomerării de 200 kg/m^2 , în zona luminatoarelor, care scade la 0 la baza cupolei și la meridianul diametral opus.

În realitate, zăpada nu s-a aglomerat pe o porțiune mare a cupolei cu o valoarea relativ mică a încărcării, așa cum s-a considerat în proiectare; ea s-a aglomerat pe o suprafață mai mică de cca 1000 m^2 , înălțimea zăpezii aglomerate, la baza cupolei a fost de circa 5m (în proiectare s-a considerat 0).

Încărcarea locală, cu zăpada aglomerată, care a depășit cu mult încărcarea de proiectare, precum și distribuția neuniformă a acesteia au dus la pierderea stabilității locale, care a produs flamajul barelor, lunecarea nodurilor și torsiunea inelelor în zona cu aglomerare de zăpadă. Instabilitatea locală s-a propagat în instabilitate generală și cupola și-a pierdut stabilitatea printr-un salt de echilibru dinamic [29]. Prin saltul de echilibru, structura și-a găsit o nouă poziție de echilibru, cu curbura în formă inversă decât cea proiectată (fig. 2.5).

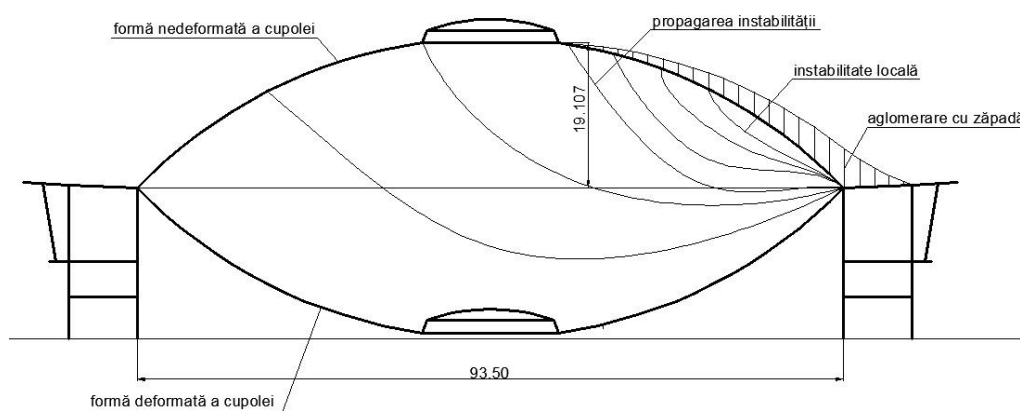


Fig. 2. 5. Propagarea instabilității locale a cupolei reticulate, de la Romexpo din București [6]

Cupola reticulată și-a pierdut stabilitatea după numai 17 luni de la terminarea lucrărilor, sub încărcarea neuniformă din zăpada de aproximativ 200 tone, concentrată pe 5 linii radiale; această încărcare de 200 tone reprezintă doar 30% din încărcarea cu zăpadă neuniformă [30]. Datorită torului perimetral din beton armat, zăpada de pe cupolă a fost împiedicată să cadă și astfel a fost posibilă aglomerarea cu zăpadă la baza cupolei, încărcare care nu a fost luată în considerare la adaptarea proiectului cupolei de la Brno.

Ulterior colapsului, mai multe investigații au fost făcute pentru determinarea cauzelor pierderii stabilității [30], [6], [28], [31].

Papadopoulos [30], prin lucrarea sa a încercat să determine un factor de proporționalitate λ , a încărcărilor aplicate funcție de greutatea permanentă ($\lambda=1$ reprezintă încărcarea permanentă). Conform acestei lucrări, structura are o comportare elastică până la un factor $\lambda=3,09$, unde are loc saltul de echilibru, iar primul punct de instabilitate apare la $\lambda=1.09$.

Ivan [6], [28], a prezentat cauzele, care au dus la colapsul cupolei. În această lucrare autorii au identificat problemele de proiectare care au dus la pierderea stabilității. Spre deosebire de cupola model, de la Brno unde torul perimetral avea panta înclinată spre exterior, la cupola de la București panta este orientată spre baza cupolei, care favorizează aglomerarea zăpezii. Pentru a elimina aglomerarea cu zăpadă proiectanții au prevăzut un sistem de încălzire la baza cupolei care să topească zăpada, iar în condițiile anilor 1962-1963, acest sistem a funcționat necorespunzător, a topit parțial zăpada și peste noapte apa a înghețat. Greutatea zăpezii aglomerate a făcut cupola să își piardă stabilitatea locală, care a produs lunecarea nodurilor, flambajul barelor și torsionarea inelelor în zona de aglomerare, în final instabilitatea locală s-a propagat prin salt dinamic în toată cupola. O altă cauză care a contribuit la pierderea stabilității premature a fost rigiditatea insuficientă a nodurilor rețelei.

Cupola a fost proiectată cu curbura spre exterior (fig. 2.6), iar după pierderea stabilității și saltul de echilibru, cupola și-a regăsit echilibrul în formă inversă față de situația inițială proiectată, având curbura îndreptată spre sol (fig. 2.7). Cupola prăbușită avea cinci direcții înclinate care corespundeau undelor de flambaj [6].



Fig. 2. 6. Imagini cu cupola reticulata simplu strat inainte de colaps [30]

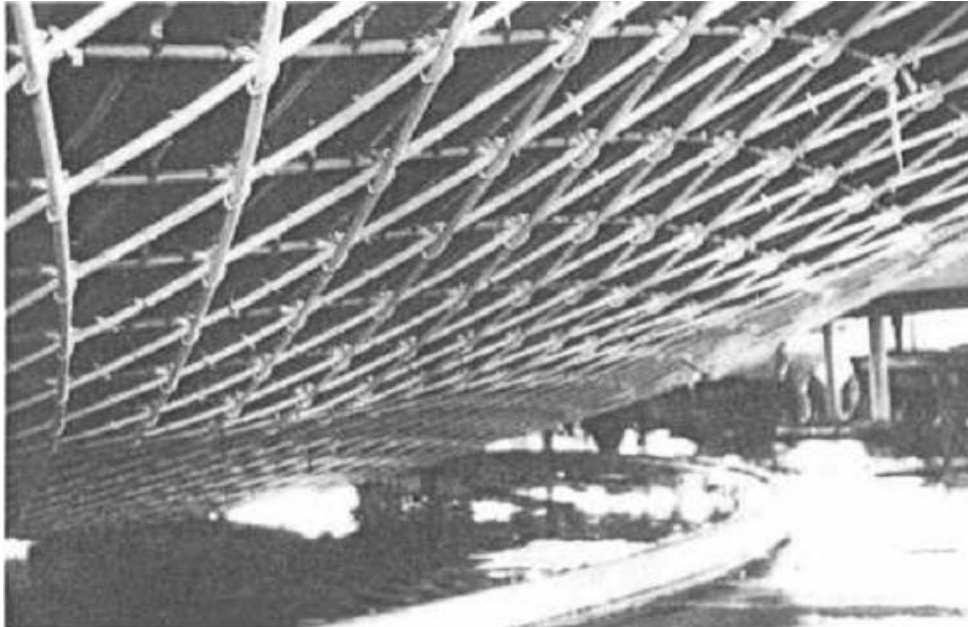


Fig. 2. 7. Imagini cu cupola reticulata simplu strat dupa colaps [30]

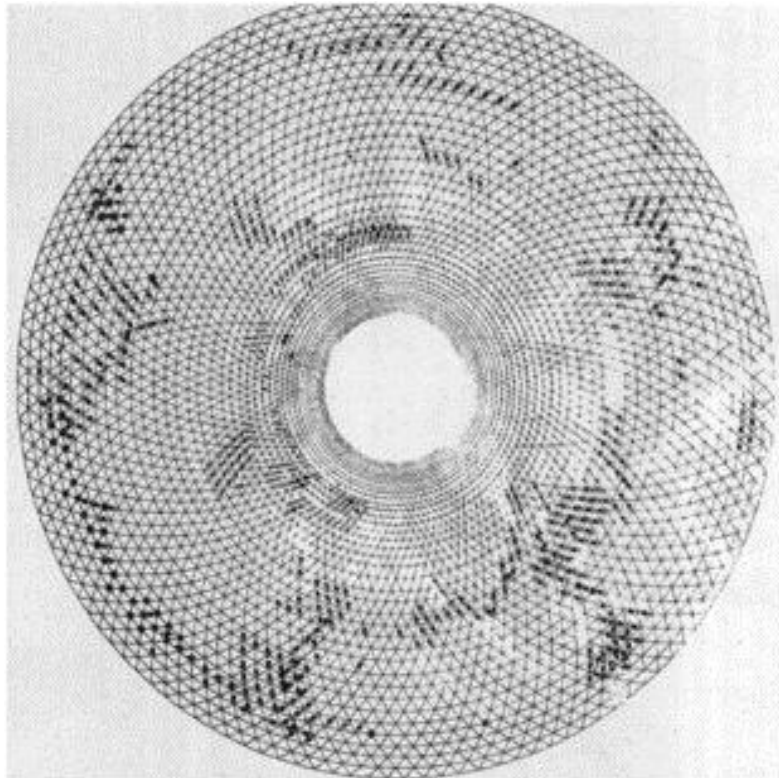


Fig. 2. 8. Poziția barelor deformatate, a nodurilor și bridelor [6]

Gioncu și Lenza [32], au explicat modul de pierdere a stabilității locale propagat în instabilitate generală a unei structuri reticulate, prin bifurcarea echilibrului, influența rigidității nodului și forma curburii structurii (curbura lui Gauss) în saltul de echilibru dinamic.

Alunecarea nodurilor și torsionarea inelelor, a fost posibilă din modul de alcătuire a îmbinărilor (fig. 2.4). Acestea au fost prinse cu bride și fixate cu puncte de sudură, rezultând o îmbinare care oferă o rigiditate scăzută. Inelele de rigidizare au rămas în poziția inițială, dar cu torsiuni accentuate, iar după colaps propagarea undelor de flambaj a lasat barele înclinate pe 5 direcții (fig. 2.8) [29].

2.3. Instabilitatea cupolelor reticulate

Cupolele metalice reticulate au o serie de avantaje, dar și dezavantaje [6]. Principalele avantaje sunt:

- Aspectul arhitectonic reușit;
- Acoperirea unei suprafețe mari, fără reazeme interioare;
- Tipizarea elementelor și confecționarea lor în uzină;
- Montaj rapid pe șantier;
- Consum redus de material;
- Permite folosirea programelor de calcul avansate pentru proiectarea structurii.

Dezavantajele cupolelor reticulate sunt următoarele:

- Sensibilitate mare la imperfecțiunile posibile geometrice și de material.

Imperfecțiunile geometrice sunt de două tipuri: de bară sau de structură. Cele de bară, care apar din cauza curburii inițiale, torsiunii și dimensiunea barelor diferită față de cea proiectată. Imperfecțiunile de structură, provin din abateri a nodurilor față de cele proiectate. Aceste imperfecțiuni sunt posibile din cauza tehnologiei de execuție, a tipului de îmbinări, poziția nodurilor după suprafața proiectată și debitarea barelor. Imperfecțiunile de material se datorează comportării plastice a oțelului și a tensiunilor reziduale. Imperfecțiunile geometrice și de material pot reduce încărcarea critică la cupolele reticulate simplu strat cu 10...60% față de cupola fără imperfecțiuni [6];

- Pentru structura reticulată simplu strat, calculul neliniar devine esențial. Datorită dimensiunilor reduse ale elementelor structurale, deschiderilor foarte mari și a unei rigidități reduse, structura își poate pierde stabilitatea. Pentru aceasta trebuie să se utilizeze programe de calcul performante, care să poată reface ecuația de echilibru pe forma deformată a structurii, astfel încât rezultatele să fie cât mai precise [6];

- Cupolelor reticulate simplu strat, care sunt structuri cu rigiditate redusă și flexibilitate mare, prezintă probleme de stabilitate, care pot duce la cedarea cupolei prin flambaj (primele 3 discutate de Galambos [33]):

- Flambajul general apare în cazul încărcărilor asimetrice, caz în care o parte mare a cupolei devine instabilă și flambează. Conform teoriei plăcilor subțiri, presiunea critică de flambaj este $p_{cr} = CE(t/R)^2$, unde R este raza, t este grosimea plăcii, E este modulul de elasticitate și C coeficientul de placă [11];

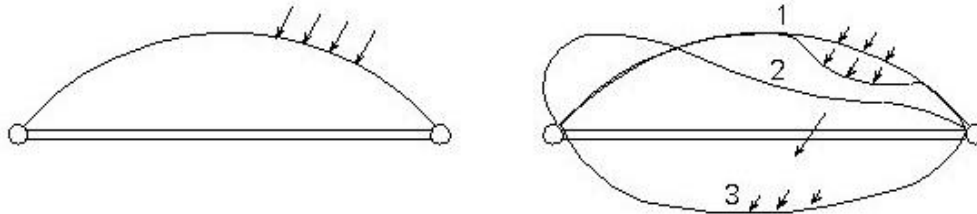


Fig. 2. 9. Propagarea instabilității locale [8]

- Propagarea flambajului local prin bifurcarea echilibrului și modificarea poziției de echilibru prin întoarcerea inversă a cupolei față de forma inițială [11];
 - Flambajul de bară apare când un element individual flambează sub încărcarea de compresiune [11];
 - Flambajul nod apare când toate elementele din jurul unui nod flambează;
 - Flambajul de inel apare când toate elementele inelului flambează.
- Tipul de îmbinare folosit, influențează capacitatea portantă a cupolei. Îmbinările se împart în 3 tipuri: îmbinări articulate, îmbinări parțial încastrate (semirigide) și îmbinări încastrate. Încărcarea critică pentru îmbinările articulate este cea mai mică, iar pentru încărcările încastrate cea mai mare [6];
- Pentru verificarea calculelor teoretice și verificarea încărcărilor este necesară proiectarea și execuția unei cupole la scară redusă pentru încercări experimentale. Rezultatele experimentale și cele teoretice se compară pentru verificarea ipotezelor admise și a metodei de calcul. Rezultatele obținute pe modele la scară mică diferă de rezultatele obținute pe cupole reale, iar recomandat ar fi să se efectueze încercări pe cupole reale pentru a verifica gradul de exactitate a rezultatelor teoretice [6].

Stabilitatea se ocupă cu modurile de pierdere a stabilității echilibrului și a condițiilor în care stabilitatea este asigurată. În stabilitate, calculul se efectuează pe forma deformată a structurii și se ține cont de deplasările structurii [34].

2.3.1. Saltul de echilibru

Instabilitatea prin saltul de echilibru este ilustrată în figura 2.10, folosind ca exemplu un arc [35].

În cazul flambajului prin saltul de echilibru, geometria structurii se schimbă, în timp ce încărcarea crește și geometria structurii schimbate are o rigiditate mai scăzută decât forma originală nedeformată. Structura este stabilă sub încărcări până când se ajunge la un maxim local, denumit încărcare de salt de echilibru; curba devine instabilă și structura flambează într-o manieră foarte rapidă și dramatică.

Arcele încărcate transversal și cupolele sunt structuri la care apare pierderea stabilității prin salt de echilibru. Când acest tip de comportare structurală apare, încărcarea maximă este referită ca și încărcare maximă și este notă cu P_{lim} .

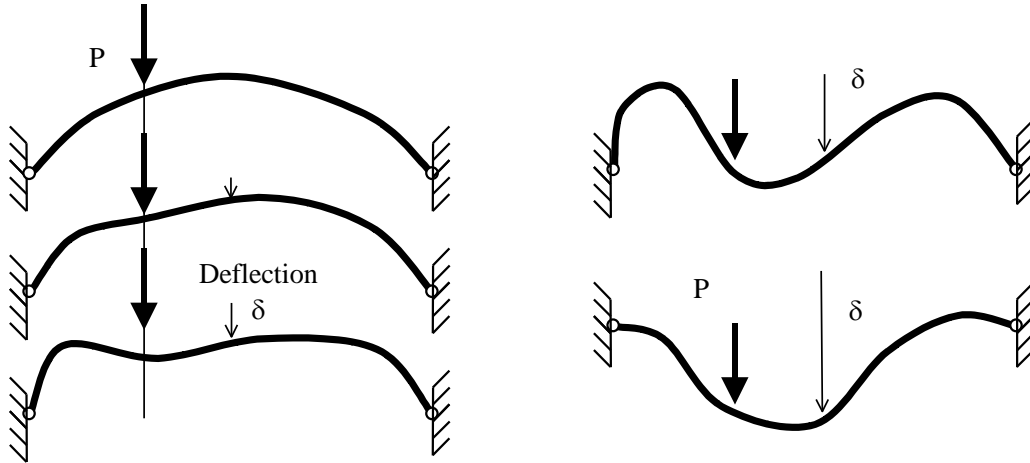


Fig. 2. 10. Flambajul prin salt de echilibru și schimbarea geometriei structurii [35]

Curba de echilibru, este foarte neliniară înainte să ajungă la încărcarea limită. Încărcarea limită, este conform fig. 2.11., cu un vârf neted, dar poate să apară și cu un vârf ascuțit.

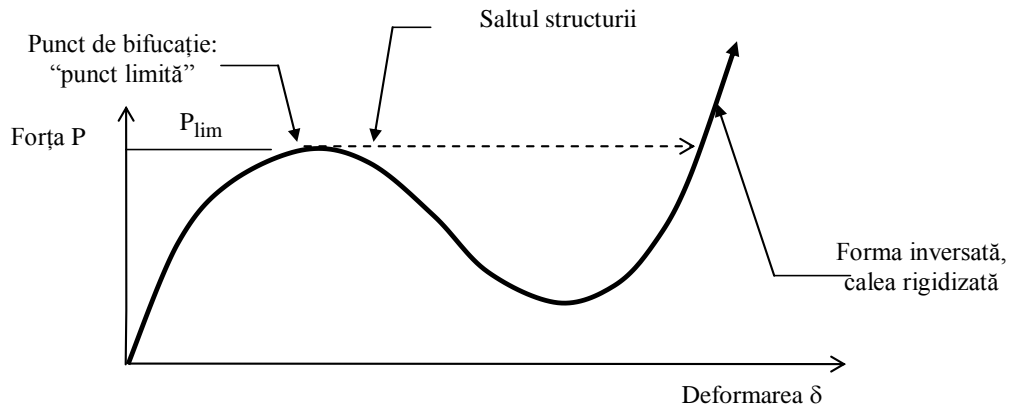


Fig. 2. 11. Curba de încărcare-deplasare, în cazul bifurcării echilibrului [35]

2.3.2. Bifurcarea echilibrului

Există structuri, unde este posibilă formarea a două tipuri de instabilități, caracterizate de două curbe de echilibru diferite. Bifurcarea echilibrului, apare când două (sau mai multe) curbe de echilibru trec prin același punct, după cum se vede în fig. 2.14. folosind ca exemplu un stâlp. Geometria diferită a structurii este ilustrată în fig. 2.12., iar bifurcarea tipică în curba de încărcare-deplasare este reprezentată în fig. 2.13. [35].

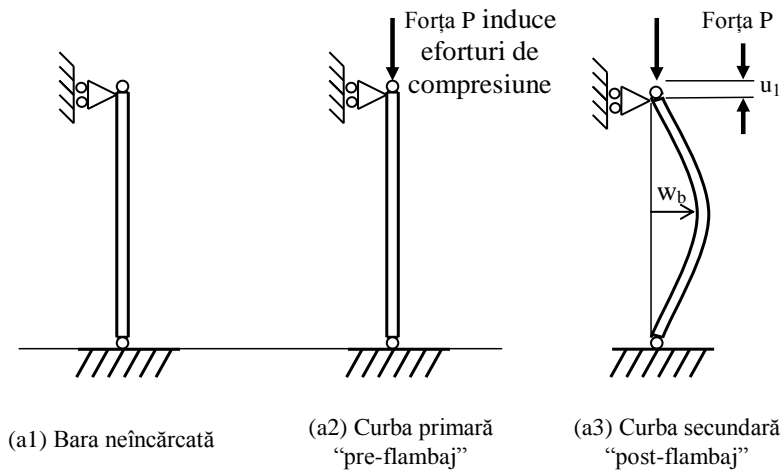


Fig. 2. 12. Bifurcarea flambajului: schimbarea geometriei structurii [35]

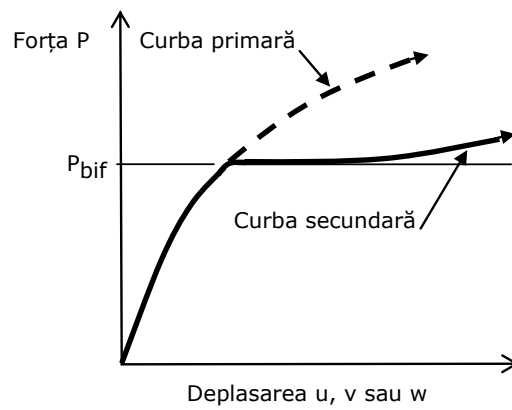


Fig. 2. 13 Deplasarea tipică a structurii [35]

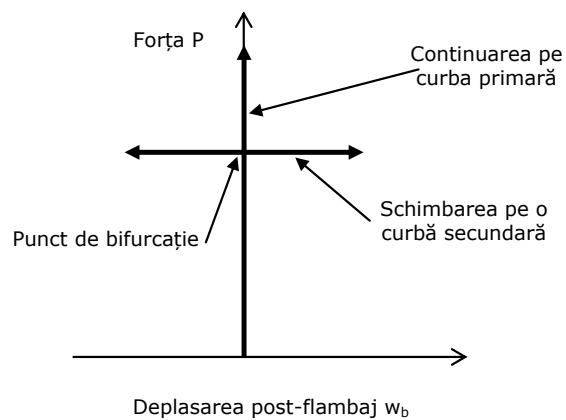


Fig. 2. 14. Deplasarea în modul de flambaj [35]

Curba primară de echilibru, începe din origine și este caracterizată de deformații mici, intersectează curba secundară, în punctul de bifurcație P_{bif} . După ce structura trece de punctul critic de flambaj, în structură au loc deformații mari și descreșteri a încărcării, iar după consumarea acestor deformații structura revine pe o curbă de încărcare-deplasare stabilă. Deoarece există două curbe de echilibru, intersecția lor este numită punct de bifurcare a echilibrului și este notat cu P_{bif} .

Curba principală de echilibru este stabilă, până în momentul în care se atinge punctul de bifurcație, după care curba de echilibru devine instabilă și se produce un salt de echilibru de pe curba primară pe cea secundară. Curba secundară poate fi stabilă sau instabilă, depinzând de tipul de bifurcație. După bifurcație, deformațiile încep să crească, într-un mod diferit decât cel pre-flambaj.

Bifurcația poate fi definită în moduri de încărcare-deplasare diferite. Există trei tipuri de bifurcație: nesimetrică fig. 2.15(a), stabilă simetrică fig. 2.15(b) și instabilă simetrică fig. 2.15(c), unde liniile întrerupte reprezintă calea instabilă iar cele continue calea stabilă.

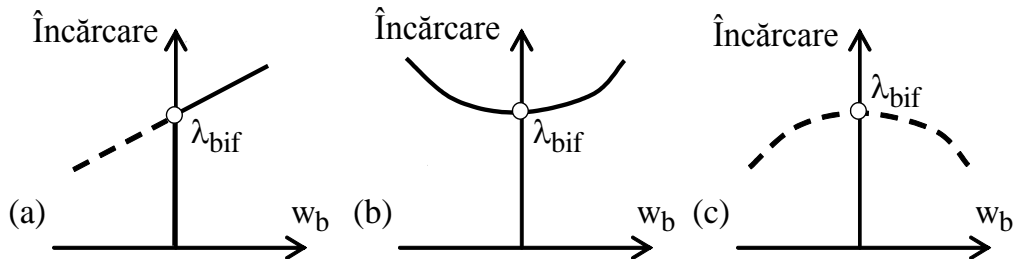


Fig. 2. 15. Tipuri de bifurcare (a) asimetrică, (b) stabil simetric, (c) instabil simetric [35]

Curba primară este dreaptă sau ușor curbă și întotdeauna începe din origine; curba secundară are forme diferite și influențează comportamentul structurii post critic [31].

Gioncu și Lenza [32] au explicat modul de pierdere a stabilității locale propagat în instabilitate generală a unei structuri reticulate, prin bifurcarea echilibrului, influența rigidității nodului și forma curburii structurii (curbura lui Gauss) în saltul de echilibru dinamic.

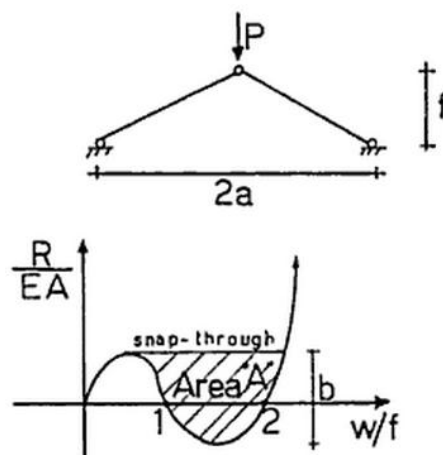


Fig. 2. 16. Saltul de echilibru clasic in elementele barei grinzii cu zăbrele [32]

În figura 2.16. este prezentată o bară cotită, unde o forță P crește până ajunge la o valoare limită și geometria se schimbă brusc cu efect dinamic. Segmentul b , reprezintă diferența dintre forța aplicată P și posibila reacție elastică R în timpul colapsului [32].

Pe același model, dar cu un resort dispus sub nodul central, de rigiditate K (fig. 2.17), Gioncu și Lenza [32] au demonstrat că comportarea barei cotite este influențată de creșterea rigidității K . Crescând α , încărcarea limită crește și energia cinetică consumată în saltul de echilibru scade rapid.

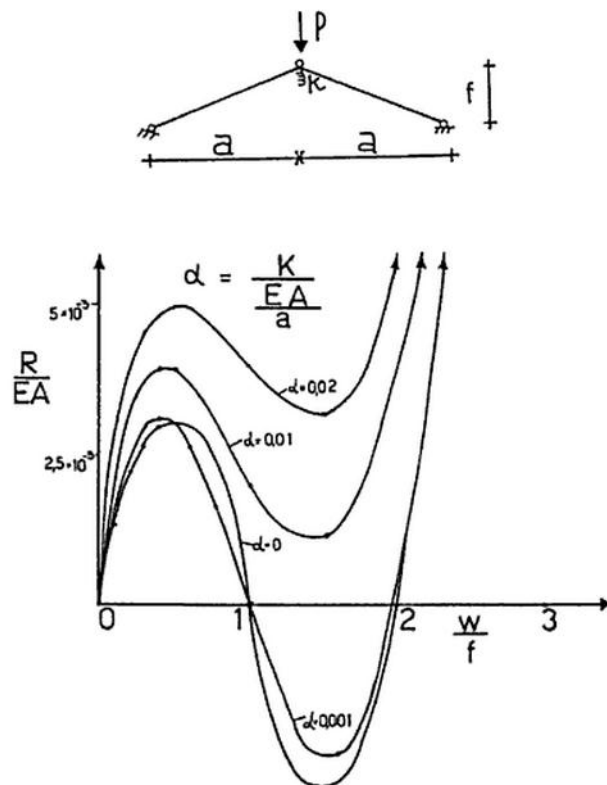


Fig. 2. 17. Comportări diferite, determinate de un arc liniar cu rigiditatea K [32]

2.4. Concluzii

În urma studierii colapsului Cupolei reticulate simplu strat, de la Romexpo din București și a fenomenelor care au stat la baza colapsului, se trag următoarele concluzii:

- Cupolele reticulate pot să-și piardă stabilitatea, printr-un salt de echilibru dinamic, la încărcări mai mici decât rezistența de calcul;
- Influența imperfecțiunilor geometrice, în ipoteza flambajului prin saltul de echilibru, are un rol important pentru că pot să scadă capacitatea de preluare a eforturilor și să inițieze propagarea colapsului;
- Structura reticulată își pierde echilibrul, la încărcări nesimetrice la valori mai mici decât la cele din încărcări simetrice;

- Necesitatea studierii stabilității cu programe de calcul performante, pentru analiza dinamică neliniară a întregii structuri;
- Îmbinările cu rigiditate mică (articulate), fac ca structura să își piardă stabilitatea la valori mai scăzute decât în cazul unor îmbinări cu rigiditate mare (încastrate);
- Încărcarea aglomerată cu zăpadă, la cupola rediculată de la Romexpo din București, a fost evaluată în faza de proiectare incorect, 200 kg/m^2 în zona luminatoarelor, ajungând la 0 la baza cupolei; încărcare care a fost mult depășită în momentul producerii colapsului și conform rezultatelor experimentale pe model în tunelul de vânt;
- Panta torului exterior, înclinată spre interior, a favorizat acumarea de zăpadă aglomerată la baza cupolei;
- Funcționarea instalației de topire a zăpezii în mod intermitent a dus la ineficiență și formarea gheții;
- Rigiditate scăzută a nodurilor (îmbinare cu bride metalice), a condus la un punct de pierdere a stabilității redus.
- Având în vedere că la 26 august 1964 trebuia să se organizeze expoziția economiei naționale, cu ocazia împlinirii a 20 de ani, de la 23 august 1944, au fost trasate sarcini pentru îndeplinirea acestui obiectiv. Refacerea cupolei a revenit catedrei de construcții metalice din cadrul Facultății de construcții din Timișoara, sub conducerea regretatului academician Dan Mateescu.

3. CALCULUL NELINIAR AL STRUCTURILOR ȘI METODE NUMERICE UTILIZATE

3.1. Probleme generale

Tendința actuală pe plan mondial a construcțiilor cu deschideri mari este folosirea la maxim a capacității portante, prin reducerea greutatei proprii a construcției și utilizarea unor materiale cu caracteristici fizico-mecanice superioare. Astfel zveltețea elementelor crește și se impune folosirea unor calcule care să permită stabilirea răspunsului real al structurii.

Pentru analiza structurii de rezistență sub acțiunea forțelor exterioare, este necesară schematizarea fenomenului fizic sub formă matematică. Cea mai simplă analiză, este cea liniară, iar o analiză mai precisă este calculul neliniar pe forma deformată a structurii.

În ipoteza calculului liniar, se pleacă de la premiza că deformațiile elementelor structurale sunt mici și ecuațiile de echilibru se scriu pe forma nedeformată a structurii. Această procedură oferă rezultate bune în domeniu elastic, dar nu reprezintă corect fenomenul real al comportării structurii, deoarece neglijează unii parametri care intervin în fenomenul fizic.

Pentru structuri cu deschideri mari, zveltețe mare, crește importanța calculului neliniar, unde pot să intervină deformații mari și ecuațiile de echilibru se scriu pe forma deformată a structurii. Neliniaritatea poate să provină din neliniaritate a materialelor, neliniaritate geometrică sau ambele. Neliniaritatea geometrică provine din deformațiile care intervin din acțiunea forțelor exterioare.

Analiza neliniară, crește gradul de complexitate a modelului matematic și rezultă dificultăți în utilizarea practică, dar are avantajul unui răspuns mai precis a structurii din acțiunea forțelor externe. Pentru folosirea acestei analize, sunt necesare cunoștințe aprofundate.

3.2. Calculul de ordinul I, liniar elastic

La analiza elastică, trebuie verificate secțiunile și nodurile, pentru a nu ajunge în zona plastică [36].

În calculul liniar elastic, ecuația de echilibru static se scrie pe structura nedeformată și presupune un răspuns liniar al elementelor și nodurilor. Răspunsul relației forță-deplasare este liniar.

Ipoteze simplificatoare ale calculului liniar elastic [36]:

- Materialul este continuu, omogen și izotrop;
- Relația efort unitar-deformație specifică este liniară;
- Relația deformație specifică-deplasare este liniară și pentru bare solicitate axial, are forma:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u_x}{\partial x} \quad (3.1)$$

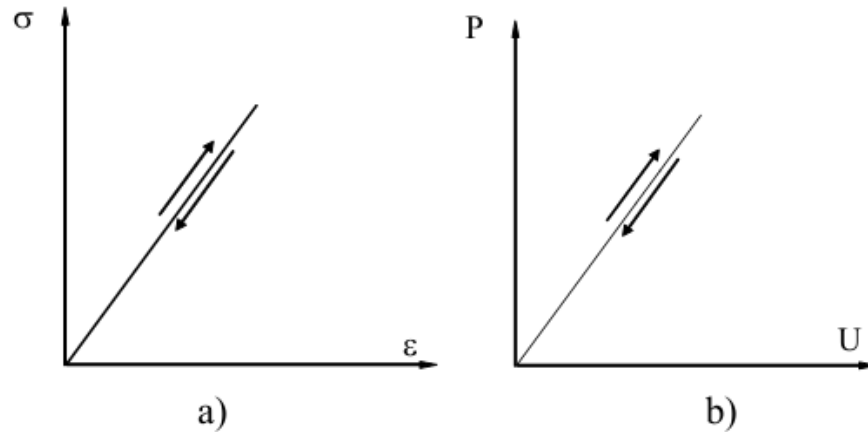


Fig. 3. 1. Caracteristici în calculul de ordinul I, liniar-elastice [37]
 a) Relația efort unitar-deformație specifică; b) Relația forța - deplasare

Aceste ipoteze simplificatoare, duc la următoarele consecințe [37]:

- Ecuațiile de echilibru static se scriu pe poziția nedeformată a structurii;
- Se aplică principiul suprapunerii efectelor;
- Eforturile și deplasările sunt funcții liniare de forțe exterioare;
- Rigiditatea și flexibilitatea structurii depind doar caracteristicile materialului și a structurii, fără considerarea nivelului forțelor exterioare.

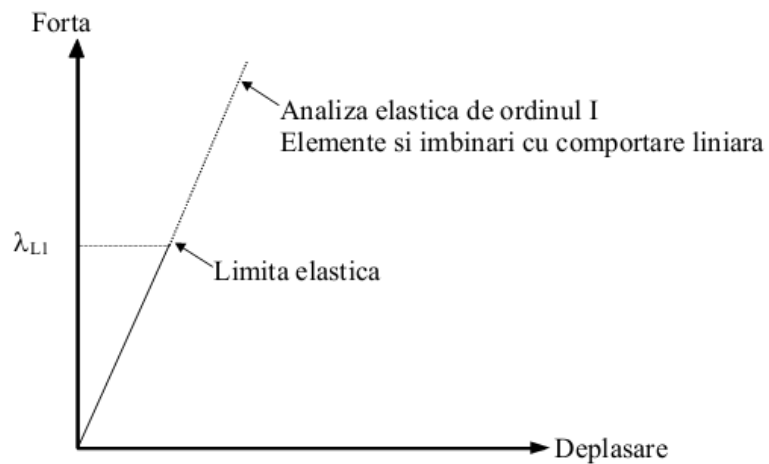


Fig. 3. 2. Domeniul de valabilitate al calculului de ordinul I, liniar elastic [37]

Unde λ_{L1} reprezintă prima articulație plastică, care se poate forma în structură [36].

3.3. Calculul de ordinul II, liniar elastic și geometric neliniar

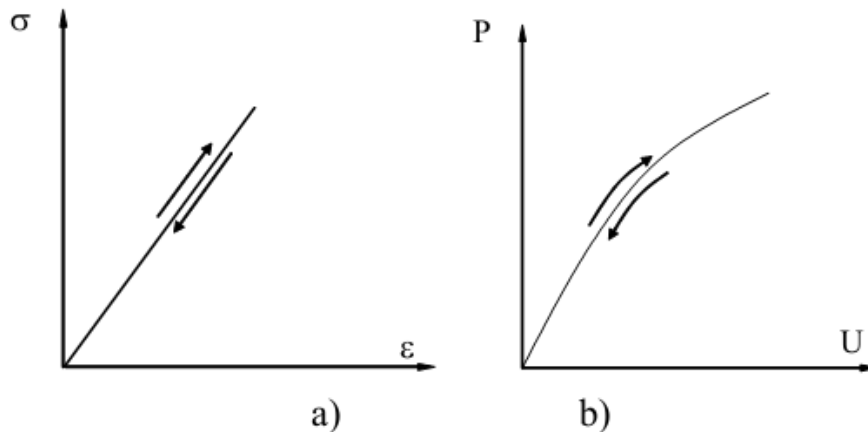


Fig. 3.3. Caracteristici de ordinul II, liniar-elastice și geometric neliniar [37]
a) Relația efort unitar-deformație specifică; b) Relația forță - deplasare

Ipoteze simplificatoare [37]:

- Materialul este considerat liniar elastic;
- Relația forță deplasare este neliniară;
- Deplasările structurii pot fi mici sau mari, dar rotirile de corp rigid a barelor trebuie să fie mică;
- Relația deformație specifică-deplasare este liniară și pentru bare sollicitate axial și are forma:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v_x}{\partial x} \right)^2 \quad (3.2)$$

Unde:

$\frac{\partial u_x}{\partial x}$ - componenta liniară

$\frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v_x}{\partial x} \right)^2$ - componenta neliniară

Aceste ipoteze simplificatoare, duc la următoarele consecințe [37]:

- Ecuațiile de echilibru static se scriu pe poziția deformată a structurii;
- Principiul suprapunerii efectelor nu se mai aplică;
- Eforturile și deplasările sunt funcții neliniare de forțe axiale;
- Rigiditatea elementelor depind de nivelul forțelor exterioare;
- Rezolvarea ecuației de echilibru se determină printr-un calcul iterativ, deoarece forma deformată a structurii, nu este cunoscută.

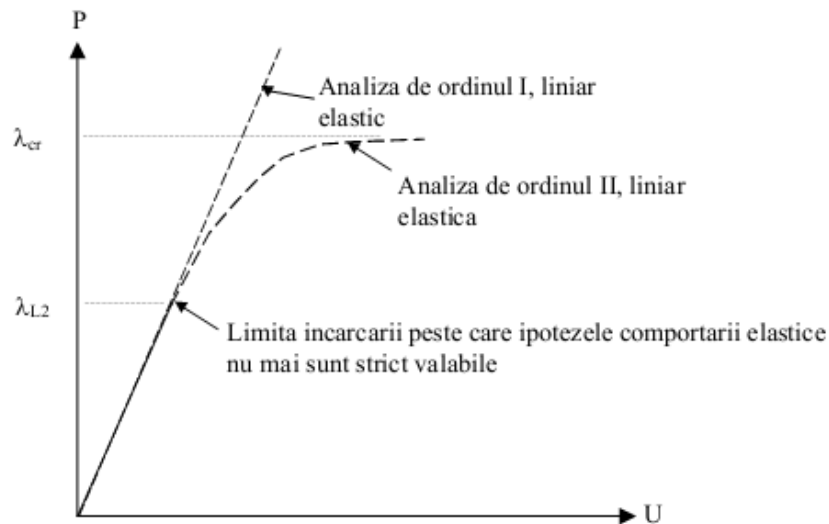


Fig. 3. 4. Domeniu de valibilitate a calculului de ordinul II, liniar elastic [37]

Unde

- λ_{L2} corespunde limitei superioare unde analiza elastică este valabilă;
- λ_{cr} este încărcarea elastică, critică de flambaj [37].

3.4. Tensorul deformațiilor specifice

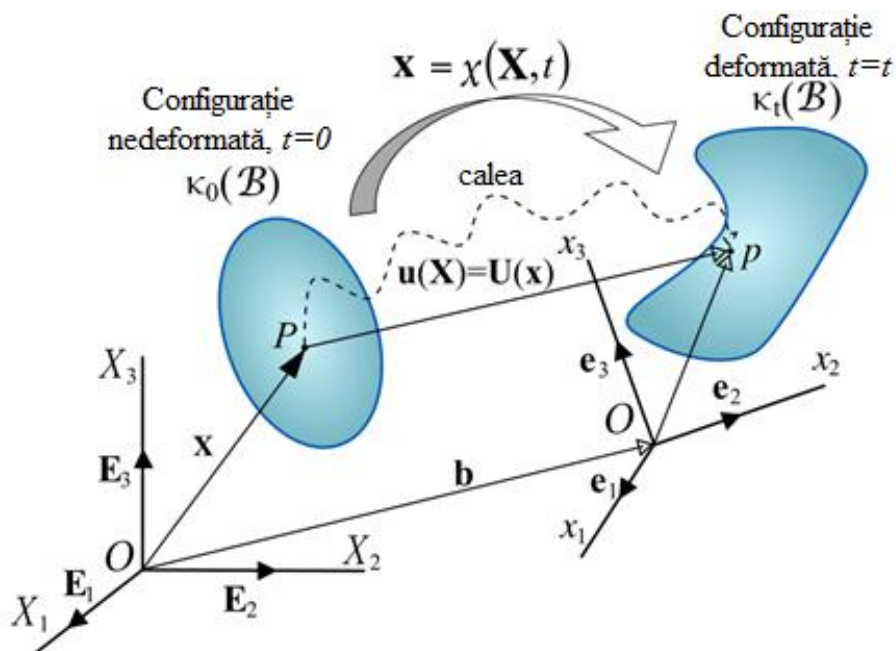


Fig. 3. 5. Deplasările punctului P [38]

Punctul P reprezintă un punct în configurația inițială nedeformată la $t=0$, iar punctul p, reprezintă punctul în sistemul deformat la $t=t$, în sistemul de coordonate X_i , $i=1,2,3$;

Tensorul deformațiilor specifice (Tensorul lui Green) în sistemul de coordonate inițial, se scrie sub forma [6], [39]:

$$\varepsilon_{jk} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_j}{\partial x_k} + \frac{\partial u_k}{\partial x_j} \right) + \sum_{i=1}^3 \frac{1}{2} \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \frac{\partial u_i}{\partial x_k} = \varepsilon_{kj} \quad (3.3)$$

Prin permutarea indicilor se pot scrie deformații specifice axiale și unghiulare, care pot interveni pentru o problemă spațială de elasticitate.

$$\varepsilon_{x_1 x_1} = \frac{\partial u_1}{\partial x_1} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial u_1}{\partial x_1} \right)^2 + \left(\frac{\partial u_2}{\partial x_1} \right)^2 + \left(\frac{\partial u_3}{\partial x_1} \right)^2 \right]; \quad (3.4)$$

$$\varepsilon_{x_1 x_2} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_1}{\partial x_2} + \frac{\partial u_2}{\partial x_1} \right) + \frac{1}{2} \left[\frac{\partial u_1}{\partial x_1} \cdot \frac{\partial u_1}{\partial x_2} + \frac{\partial u_2}{\partial x_1} \cdot \frac{\partial u_2}{\partial x_2} + \frac{\partial u_3}{\partial x_1} \cdot \frac{\partial u_3}{\partial x_2} \right] \quad (3.5)$$

Unde, u_i , $i=1,2,3$ reprezintă componentele deplasărilor;

Deformațiile specifice de lunecare sunt:

$$\gamma_{x_1 x_2} = 2\varepsilon_{x_1 x_2} \quad (3.6)$$

Deformațiile specifice în calculul nelinier, în formulare matricială se scriu astfel:

$$\{\mathcal{E}\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial w}{\partial z} \\ \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \\ \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right) \\ \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) \end{Bmatrix} + \frac{1}{2} \begin{Bmatrix} \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 \\ \left(\frac{\partial u}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 \\ \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial z} \right)^2 \\ \frac{\partial u}{\partial x} \cdot \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \cdot \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial x} \cdot \frac{\partial w}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial v}{\partial y} \cdot \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \cdot \frac{\partial w}{\partial z} \\ \frac{\partial u}{\partial z} \cdot \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial z} \cdot \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z} \cdot \frac{\partial w}{\partial x} \end{Bmatrix} \quad (3.7)$$

Pentru o bară dreaptă, deformațiile specifice se scriu astfel:

$$\{\mathcal{E}\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \end{Bmatrix} + \frac{1}{2} \begin{Bmatrix} \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 \\ \frac{\partial u}{\partial x} \cdot \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \cdot \frac{\partial v}{\partial y} \end{Bmatrix} \quad (3.8)$$

Relația (3.7), se scrie condensat sub forma:

$$\{\mathcal{E}\} = \{\mathcal{E}_L\} + \{\mathcal{E}_{NL}\} = ([B_L] + [B_{NL}(d)])\{d\} \quad (3.9)$$

Unde avem notațiile:

$$\begin{aligned} [B_L] & \quad - \text{operator diferențial liniar;} \\ [B_{NL}] & \quad - \text{operator diferențial neliniar;} \\ \{d\} & = \begin{bmatrix} u \\ v \\ w \end{bmatrix} \quad - \text{componentele vectorului deplasare.} \end{aligned}$$

Pentru o poziție deformată a structurii $\Gamma + \Delta\Gamma$, apropiată de poziția deformată Γ , tensorul deformațiilor specifice are expresia:

$$\mathcal{E}_{ij}^* = \varepsilon_{ij} + \Delta\varepsilon_{ij} \quad (3.10)$$

Unde: ε_{ij} – tensorul lui Green (3.3)

$$\Delta\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \Delta u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \Delta u_j}{\partial x_i} \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \Delta u_k}{\partial x_i} \frac{\partial u_k}{\partial x_j} + \frac{\partial \Delta u_k}{\partial x_j} \frac{\partial u_k}{\partial x_i} \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \Delta u_k}{\partial x_i} \frac{\partial \Delta u_k}{\partial x_j} \right) \quad (3.11)$$

Incrementul tensolului lui Green are expresia:

$$\{\Delta\varepsilon_{ij}\} = \{\Delta\varepsilon_{ijL}\} + \{\Delta\varepsilon_{ijNL}\} \quad (3.12)$$

$$\Delta\varepsilon_{ijL} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \Delta u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \Delta u_j}{\partial x_i} \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \Delta u_k}{\partial x_i} \frac{\partial u_k}{\partial x_j} + \frac{\partial \Delta u_k}{\partial x_j} \frac{\partial u_k}{\partial x_i} \right) \quad (3.13)$$

$$\Delta\varepsilon_{ijNL} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \Delta u_k}{\partial x_i} \frac{\partial \Delta u_k}{\partial x_j} \right) \quad (3.14)$$

3.5. Ecuația constitutivă

Ecuația constitutivă a tensiunilor σ , în funcție de deformațiile specifice [6]:

$$\{\sigma\} = [E(\sigma)]\{\varepsilon\} \quad (3.15)$$

Unde:

$[E(\sigma)]$ - modulul tangențial elasto-plastic care este în funcție de nivelul curent al tensiunilor în materialul de comportare neliniară;

$\{\varepsilon\}$ - vectorul deformațiilor specifice din sistemul local de referință.

Ecuația constitutivă, scrisă sub formă incrementală are expresia:

$$\{\Delta\sigma\} = [E(\sigma)]\{\Delta\varepsilon\} \quad (3.16)$$

Pentru materiale liniar-elastice, în domeniul elastic, $[E(\sigma)]$ are expresia:

$$[E(\sigma)] = \frac{E}{1-\mu^2} \begin{bmatrix} 1 & \mu & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\mu}{2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-\mu}{2k} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-\mu}{2k} \end{bmatrix} \quad (3.17)$$

Unde:

E - modulul de elasticitate;

μ - coeficientul lui Poisson;

k - un factor prin care se ține seama de influența deplasărilor din tăiere.

Ecuația constitutivă (3.15), ținând seama ecuația deformațiilor specifice, din relația (3.9) devine:

$$\{\sigma\} = [E(\sigma)]([B_L] + [B_{NL}(d)])\{d\} = [D][B]\{d\} = [\bar{B}_{NL}]\{d\} \quad (3.18)$$

3.6. Ecuația de echilibru static liniară

În cazul unei bare încărcate axial, ecuația de echilibru static, în calculul liniar se scrie sub forma [40], [41], [42]:

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{r} \quad (3.19)$$

Unde:

\mathbf{K} - matricea rigidității;

\mathbf{r} - vectorii forțelor aplicate;

\mathbf{u} - vectorii deplasărilor.

$$K = \frac{EA}{L} \text{ - rigiditatea axilă a barei} \quad (3.20)$$

Scrisă sub formă matriceală, rigiditatea elementului de bară este:

$$K = \begin{bmatrix} k & -k \\ -k & k \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & -\frac{EA}{L} \\ -\frac{EA}{L} & \frac{EA}{L} \end{bmatrix} \quad (3.21)$$

Unde:

E - modulul de elasticitate longitudinală;
A - aria secțiunii transversale;

Ecuția de echilibru a barei, scrisă sub formă matriceală este:

$$\frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ u_j \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} r_i \\ r_j \end{Bmatrix} \quad (3.22)$$

3.7. Ecuția de echilibru static neliniară

Ecuțiile de echilibru stabilesc ca toate forțele exterioare aplicate să egaleze eforturile interioare în fiecare nod al sistemului structural. Pentru sisteme structurale reale, echilibrul trebuie să fie stabilit pe poziția deformată.

Ecuția de echilibru static pentru o bară este [6]:

$$([E_L]) + [E_{NL}(d)]\{\xi\} = -\{p\} \quad (3.23)$$

Unde:

$[E_L]$ - operator diferențial liniar;
 $[E_{NL}(d)]$ - operator diferențial neliniar;

$$\{\xi\} = \begin{Bmatrix} N \\ M \\ T \end{Bmatrix} \text{ - vectorul eforturilor;} \quad (3.24)$$

$$\{p\} = \begin{Bmatrix} p_t \\ p_n \\ 0 \end{Bmatrix} \text{ - vectorul forțelor exterioare.} \quad (3.25)$$

Vectorul eforturilor se poate scrie:

$$\{\xi\} = [\chi]\{\varepsilon\} \quad (3.26)$$

Ecuția de echilibru static fundamentală este dată de relația:

$$([E_L]) + [E_{NL}(d)][\chi]\{\varepsilon\} = -\{p\} \quad (3.27)$$

Ecuația de echilibru static, în formulare matriceală, pentru elementul finit:

$$([E_L]) + [E_{NL}(d)][\chi]([B_L] + [B_{NL}])\{d\} = -\{p\} \quad (3.28)$$

Sub formă condensată, ecuația de echilibru (3.28), în funcție de rigiditatea secantă, se poate scrie:

$$[K_L]\{d_n\} = \{P\} \quad (3.29)$$

Sub formă condensată, ecuația de echilibru (3.28), în funcție de rigiditatea tangentă, se poate scrie:

$$[K_t]\{d_n\} = \{P\} \quad (3.30)$$

Unde:

- $[K_L]$ este rigiditatea secantă a elementului structural;
- $[K_t]$ este rigiditatea tangentă a elementului structural;
- $\{d_n\}$ este vectorul deplasării nodale;
- $\{P\}$ este vectorul forțelor exterioare corespunzătoare deplasărilor nodale $\{d_n\}$.

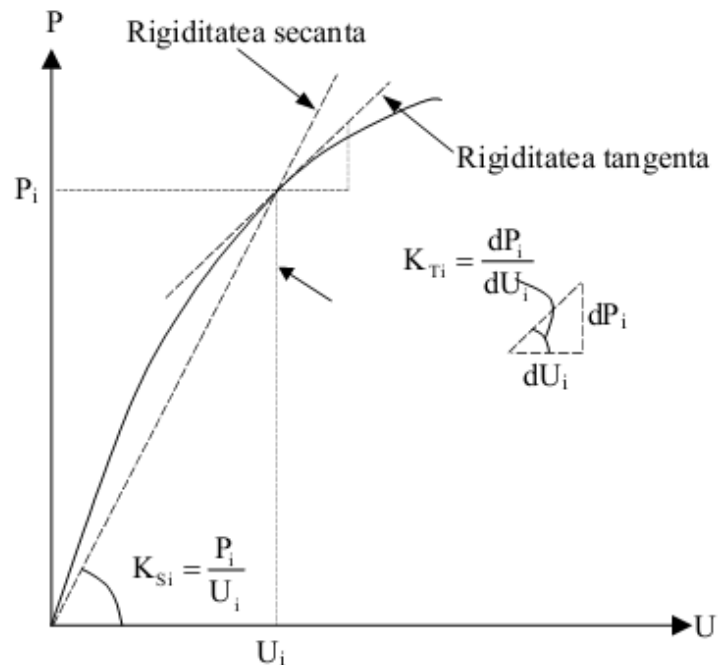


Fig. 3. 6. Rigiditatea tangentă și secantă în calculul de ordinul II, liniar elastic și geometric neliniar [37]

Deformațiile specifice $\{\varepsilon\}$ se calculează în funcție de deplasări, potrivit ecuației (3.9)

$$\{\varepsilon\} = \{H(\Phi)\} = \{H(Nd_n)\} = [B(d_n)]\{d_n\} = ([B_L] + [B_{NL}])\{d_n\} \quad (3.31)$$

Unde:

$[B_{NL}]$ este un termen neliniar, ce depinde de deplasările $\{d_n\}$.

Deformațiile specifice virtuale se exprimă în funcție de deplasările nodale prin relația liniară.

$$\{\delta\varepsilon\} = [B]\{\delta d_n\} = ([B_L] + [B_{NL}])\{\delta d_n\} \quad (3.32)$$

Tensiunile din ecuația constitutivă, pentru un material cu elasticitate liniară se determină, unde deformațiile specifice sunt exprimate conform ecuației (3.9):

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} = [D]([B_L] + [B_{NL}])\{\delta d_n\} \quad (3.33)$$

Ecuația de echilbru static, în formulare matriceală pentru elementul finit, în funcție de metoda secantei:

$$[K_s]\{d_n\} = ([K_L] + [K_{NLS}])\{d_n\} = \{P\} \quad (3.34)$$

Unde: $[K_s]$ este matricea secantă a rigidităților;

$[K_L]$ este matricea rigidității în calculul liniar;

$[K_{NLS}]$ este matricea rigidității, care ține seamă de influența neliniarității geometrice.

$$[K_L] = \int_V [B_L]^T [D] [B_L] dV \quad (3.35)$$

$$[K_{NLS}] = \int_V [B_L]^T [D] [B_{NL}] + [B_{NL}]^T [D] [B_{NL}] dV \quad (3.36)$$

Procedând similar, dar efectuând liniarizarea ecuației în conformitate cu metoda tangentelor, se obține ecuația de echilbru în formulare matriceală, pentru elementul finit, sub forma:

$$[K_T]\{\delta d_n\} = \{\delta P\} \quad (3.37)$$

Unde: $[K_T]$ este matricea tangentă a rigidităților.

$$[K_T] = [K_L] + [K_{NT}] + [K_{GT}] \quad (3.38)$$

În care: $[K_L]$ este matricea rigidității în calculul liniar;

$[K_{NT}(d_n)]$ este matricea ce ține seamă de deplasările inițiale;

$[K_{GT}(\sigma/d_n)]$ este matricea rigidității geometrice în varianta tangentă.

$$[K_L] = \int_V [B_L]^T [D] [B_L] dV \quad (3.39)$$

$$[K_{NT}] = \int_V ([B_L]^T [D] [B_{NL}] + [B_{NL}]^T [D] [B_{NL}]) dV \quad (3.40)$$

$$[K_{GT}] = \int_V [\bar{B}_{NL}]^T \{\sigma\} dV \quad (3.41)$$

3.8. Metode numerice folosite pentru rezolvarea ecuației de echilibru

Pe plan mondial au fost depuse eforturi pentru formarea și dezvoltarea unor metode numerice care să permită rezolvarea problemelor neliniare din calculul structural. Pentru aflarea răspunsului neliniar al structurii este necesară trasarea curbei încărcare-deplasare în domeniu precritic și postcritic, folosind metoda elementului finit cu depășiri.

Procedeele de rezolvare a problemelor din mecanica structurilor, prin formularea modelului de calcul pentru o structură ținând seama de modelul fizic și modelul matematic, a fost prezentată în [43]. Acestea pot fi exacte sau aproximative, iar algoritmi de calcul și procedurile numerice pot fi analitice sau numerice. În fig.3.7 se prezintă procedeele de rezolvare, cu creșterea gradului de exactitate, în funcție de tehnicile de calcul:

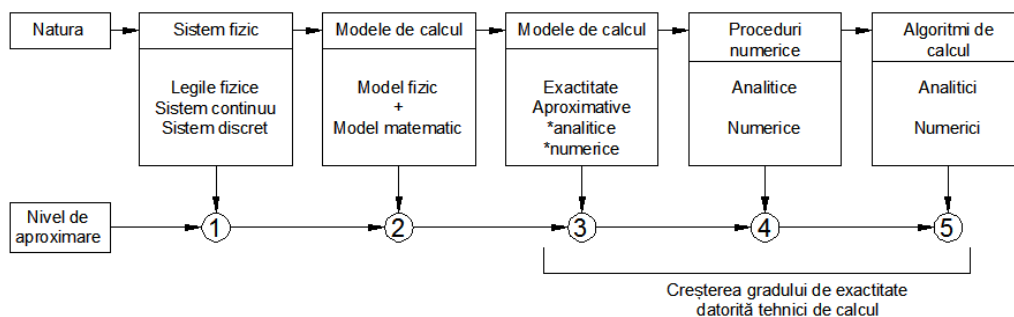


Fig. 3. 7. Procedee de rezolvare a problemelor din mecanica structurilor

Metodele numerice sunt diferite pentru trasarea curbei încărcare-deplasare în domeniu precritic sau postcritic. La pante crescătoare și descrescătoare se utilizează metode incrementale de calcul.

Metodele numerice iterative și incrementale, din literatura de specialitate pentru trasarea curbei de încărcare-deplasare în domeniul precritic și post critic, precum și depășirea punctelor limită a încărcărilor și a deplasărilor, sunt prezentate în figurile 3.8 – 3.10.

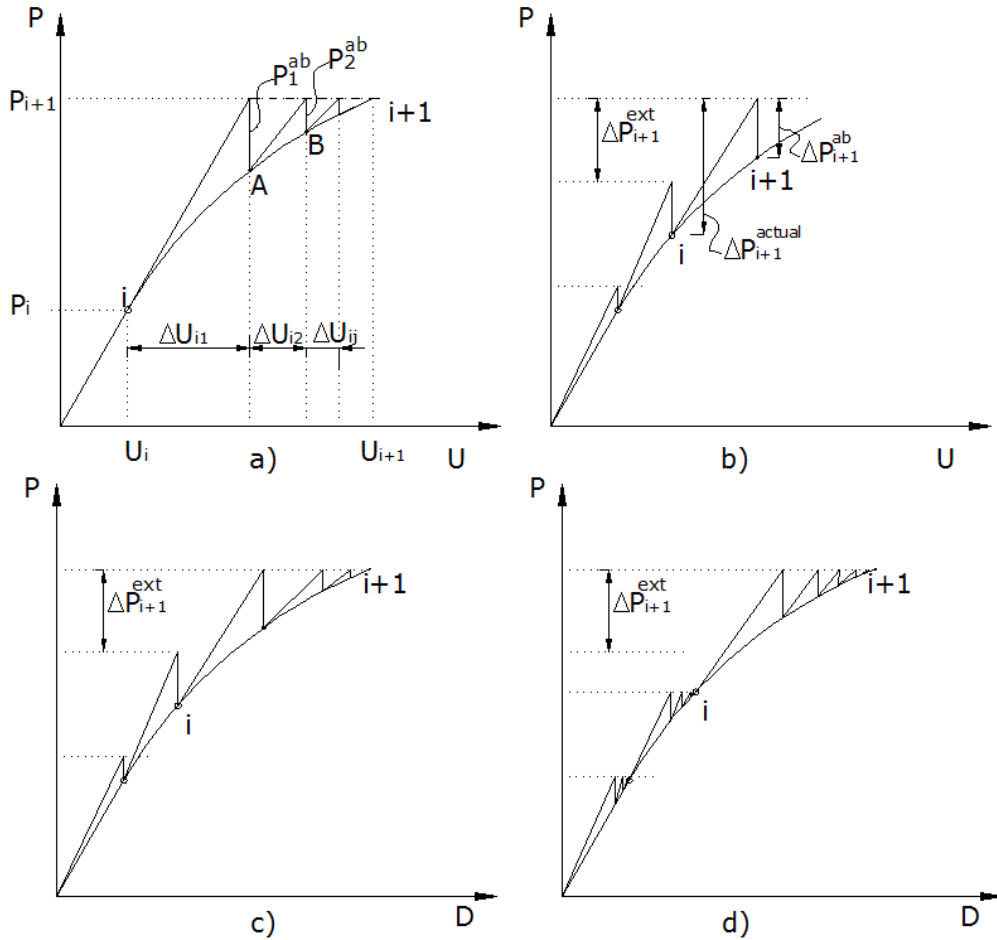


Fig. 3. 8. Metode iterative și incrementale pentru domeniul precritic
 a) Metoda lui Newton-Raphson b) Metoda incrementală pură
 c) Metoda incrementală Newton-Raphson d) Metoda incrementală Newton-Raphson modificată

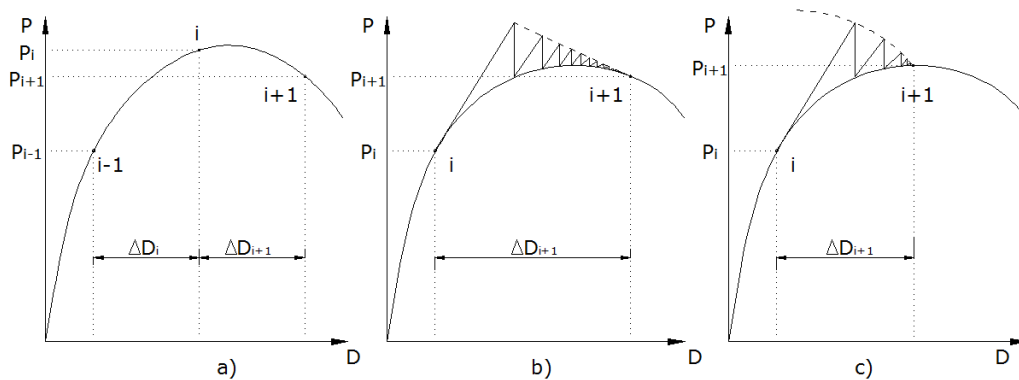


Fig. 3. 9. Metode iterative și incrementale pentru domeniul postcritic
 a) Metoda deplasărilor b) Metoda Riks-Wempner c) Metoda Crisfield

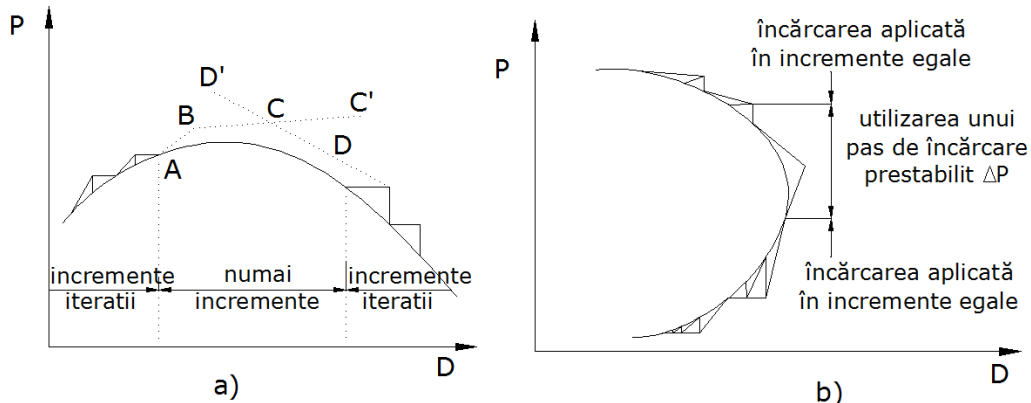


Fig. 3. 10. Depășirea punctelor critice
 a) Punct limită al încărcărilor b) Punct limită al deplasărilor

Depășirile unei structuri influențează rigiditatea structurii, sarcinile aplicate sau condițiile de margine. Pentru stabilirea formei curente, trebuie realizat echilibrul structurii. Acesta se poate determina prin metode analitice sau metode numerice. Structurile simple pot fi rezolvate cu metodele analitice însă cel mai des folosite sunt metodele numerice [44], [45], [46].

Pentru determinarea răspunsului nelinier al structurii, este necesară trasarea curbei de forță - deplasare. În domeniul precritic și postcritic în literatura de specialitate sunt definite metode numerice diferite.

Stabilirea soluției sistemelor neliniare cu metoda elementelor finite se realizează prin *tehnica de control, metoda numerică și criteriul de oprire*.

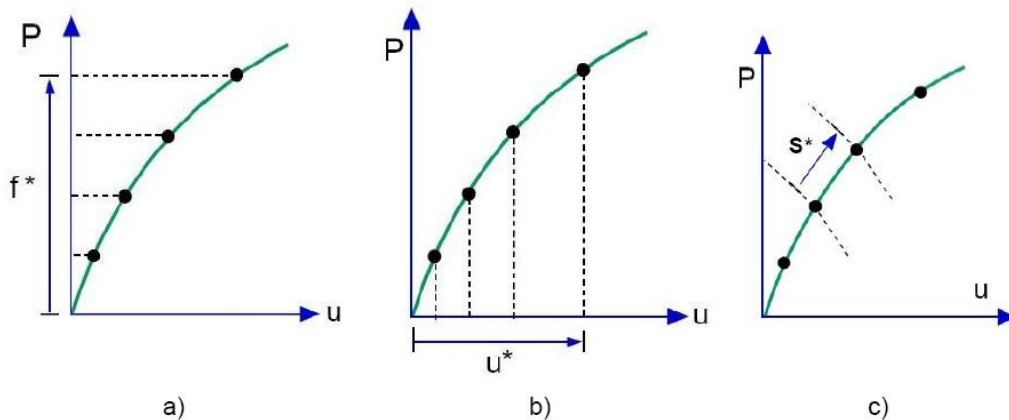


Fig. 3. 11. Tehnici de control
 a) forța aplicată; b) deplasarea aplicată; c) lungimea arcului.

Controlul progresului analizei se poate face prin:

- *Forța aplicată (Force Control):* fiecare stare de echilibru este rezultatul intersecției suprafeței $P=\text{const.}$ cu curba, rezultând parametrul care se masoară, deformația structurii. Adaptând această tehnică, la analiza

elementelor finite, sarcinile sunt aplicate incremental, conform cu curba de timp asociată (fig. 3.12 a);

- *Deplasarea aplicată* (Displacement Control): starea de echilibru a structurii este obținută, ca intersecție a unei suprafețe $U=\text{const.}$ cu curba de echilibru. Metoda presupune utilizarea unui multiplicator al unei sarcini unitare astfel încât să se realizeze echilibrul cu controlul unui anumit grad de liberare al structurii (fig. 3.12 b);

- *Lungimea arcului* (Arc-Length Control). Se impune un parametru special, prescris cu ajutorul unei ecuații auxiliare, adăugată sistemului de ecuații care guvernează comportamentul structurii. Parametrul este lungimea unui arc al curbei de echilibru și este calculată automat de program, nemaifiind nevoie de asocierea cu o curba de timp (fig. 3.12 c).

Calculul neliniar, se bazează pe mai multe tehnici de obținere echilibrului:

- Metode iterative: se bazează pe utilizarea matricii de rigiditate (secantă sau tangentă);
- Metode incrementale: se bazează pe evaluarea răspunsului structurii, la o serie de trepte de încărcare, rigiditatea structurii modificându-se în funcție de deplasările obținute precedent;
- Metode combinate.

3.8.1. Metode iterative pentru rezolvare ecuațiilor neliniare

În metodele iterative, încărcarea exterioară se împarte în pași incrementali ΔP și pentru fiecare pas de încărcare se rezolvă ecuația fundamentală a metodei elementului finit cu gradul de exactitate ales.

În discuțiile viitoare se notează cu i numărul pasului de încărcare, iar cu j ciclul de iterație. În schema de iterație cu un pas de încărcare se parcurg următorii pași:

- se selectează un increment inițial al încărcării exterioare $\Delta \lambda_i^1$ în primul ciclu de iterație;
- se selectează strategia de alegere a pașilor următori de încărcare pentru a stabili echilibrul cât mai rapid;
- se corectează parametrul $\Delta \lambda_i^1$ cu corecțiile $\Delta \lambda_i^j$.

Tehnica de iterație pentru un pas de încărcare se prezintă în figura 3.10.

În pasul $i-1$ de încărcare este satisfăcută ecuația de echilibru și se cunosc λ_{j-1} și D_{j-1} . În primul ciclu de iterație $j=1$ se aplică pasul de încărcare $\Delta \lambda_i^1$ și se calculează matricea neliniară a rigidității $[K_{t,NL}]$ din pasul anterior din ecuația:

$$[K_{t,NL}] \cdot \{D_t\}_i = \{F_t\}_i \quad (3.42)$$

Unde: $\{F_t\}_i$ este vectorul forțelor exterioare de referință.

Valoarea inițială a incrementului încărcării $\Delta \lambda_i^1$ se alege ca și cotă de (20 - 40%) din încărcarea maximă care se anticipează pentru încărcare.

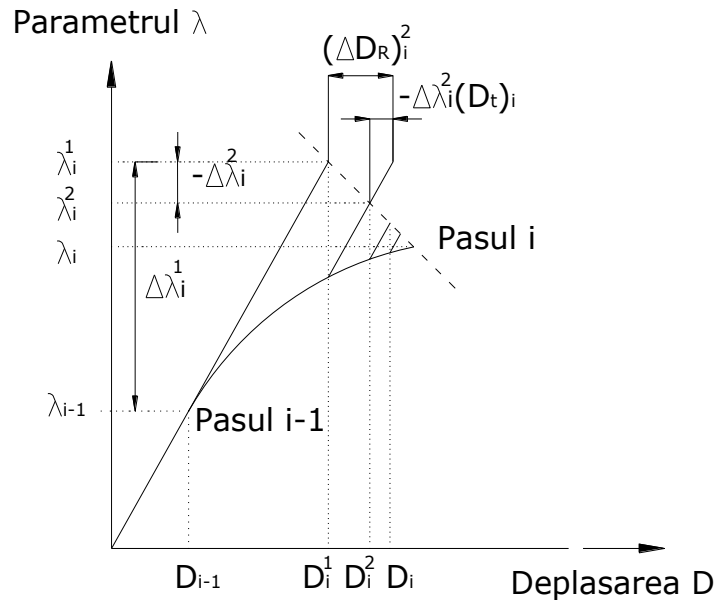


Fig. 3. 12 Schema iterativă pentru un pas de încărcare

Incrementul deplasărilor se calculează din ecuația 3.43:

$$\{\Delta D_n\}_i^1 = \Delta \lambda_i^1 \cdot \{D_t\}_i \quad (3.43)$$

Iar, deplasările totale se obțin prin măsurarea:

$$\{D\}_i^1 = \{D\}_{i-1} + \{\Delta D\}_i^1. \quad (3.44)$$

Parametrul de încărcare are expresia:

$$\lambda_i^1 = \lambda_{i-1} + \Delta \lambda_i^1 \quad (3.45)$$

În acest pas de iterație ecuațiile de echilibru nu sunt satisfăcute și sunt necesare iterații suplimentare pentru a restabili echilibrul.

3.8.2. Metode incrementale pentru rezolvare ecuațiilor neliniare

Particularitatea metodelor incrementale constă în evaluarea răspunsului structurii la o serie de trepte de încărcare, rigiditatea structurii modificându-se funcție de deplasările obținute în treapta anterioară.

În cazul tehnicii cu controlul sarcinii, încărcarea din fiecare pas reprezintă o cotă parte din încărcarea totală și de aceea relația forță-deplasare se utilizează sub următoarea formă:

$$\Delta P = K_T \cdot \Delta U \quad (3.46)$$

Cu cât pașii de variație a încărcării ΔP sunt mai mici, cu atât modelul de calcul este mai apropiat de forma reală a relației forță-deplasare, deci și rezultatul obținut este mai apropiat de soluția exactă (fig 3.13).

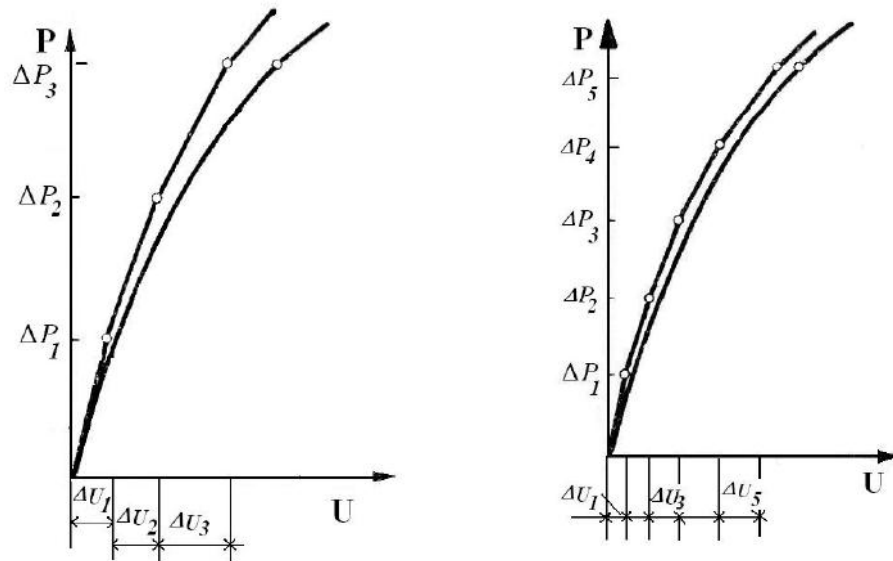


Fig. 3. 13. Relația forță-deplasare

Algoritmul de calcul este următorul:

- **pasul 1:** Deplasările sunt nule, deci:

$$K_T(U = 0) = K_L \quad (3.47)$$

Rezultă:

$$\Delta U_1 = K_L^{-1} \cdot \Delta P_1 \quad (3.48)$$

- **pasul 2:** deplasările anterioare sunt ΔU_1

$$\Delta U_2 = \left[K_T(\Delta U_1)^{-1} \right] \cdot \Delta P_2 \quad (3.49)$$

- **pasul 3:** Deplasările anterioare sunt $U_2 = \Delta U_1 + \Delta U_2$

$$\Delta U_3 = \left[K_T(\Delta U_2)^{-1} \right] \cdot \Delta P_3 \quad (3.50)$$

Se continuă la fel pentru toate treptele de încărcare, în final obținându-se deplasările totale:

$$U_n = \sum_{i=1}^n \Delta U_i \quad (3.51)$$

Eforturile se determină apoi cu relația:

$$F_i = K_{si} \cdot U_i + F_i^0 \quad (3.52)$$

Unde:

F_i - vectorul eforturilor;

U_i - vectorul deplasărilor;

K_{si} - rigiditatea secanta;

F_i^0 - vectorul eforturilor initiale.

Referitor la modul cum se realizează încărcarea în trepte, uzual se admite că pașii sunt egali (toate forțele cresc în funcție de un singur parametru). Mai apropiat de realitate este cazul pașilor variabili ca mărime. Aceasta înseamnă că mărimea și categoria forțelor din fiecare pas de calcul se stabilește de către proiectant.

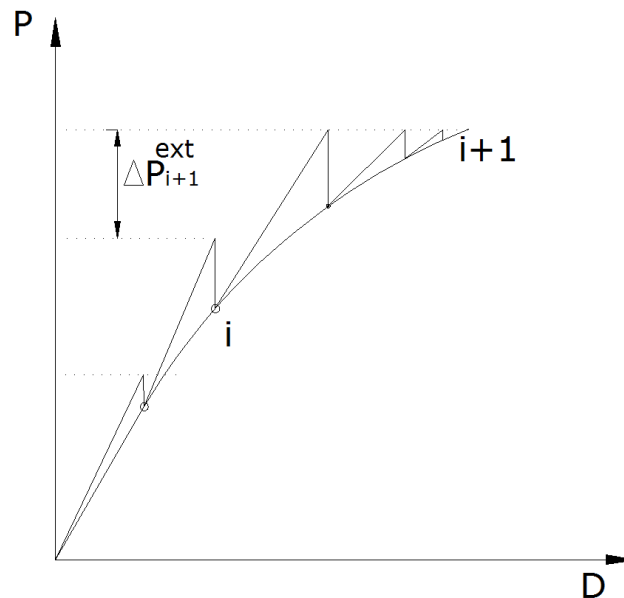


Fig. 3. 14. Metoda lui Newton-Raphson

În programele de calcul cu metoda elementelor finite se folosesc variante ale metodei Newton-Raphson, care combină tehnicile iterative cu cele incrementale.

Sarcina se aplică în pași, iar la fiecare pas, în subpași (incremente). Iterarea echilibrului se face pentru fiecare increment al sarcinii.

Fiecare pas de încărcare este asociat cu o valoare a „timpului” (Fig. 3.14). Schema Newton-Raphson (NR) prezintă dezavantajul că la fiecare iterație din interiorul unui pas se formează o nouă matrice de rigiditate tangentă.

Metoda Newton-Raphson modificată (NRM) elimină acest aspect negativ, matricea de rigiditate tangentă formată la începutul fiecărui pas fiind utilizată în toate iterațiile din interiorul acestuia (Fig. 3.15). Volumul de calcule este mai redus comparativ cu metoda NR.

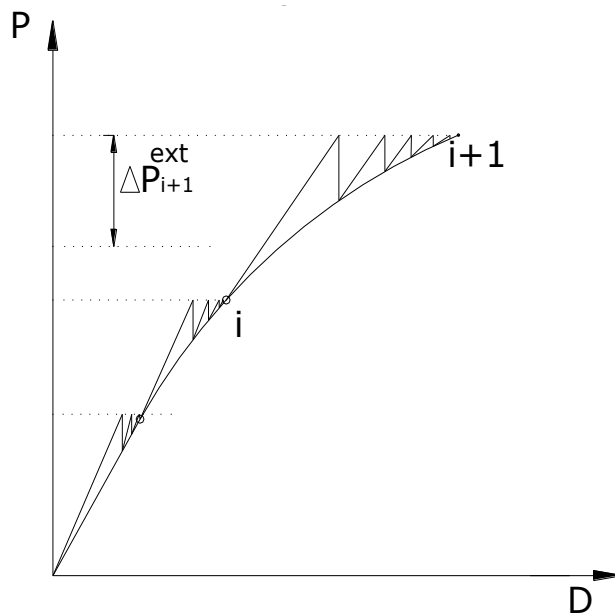


Fig. 3. 15. Metoda Newton Raphson modificata

Convergența este însă mai slabă și de aceea metoda se utilizează pentru probleme cu neliniarități mici.

Metoda Quasi-Newton - QN (BFGS/ Broyden - Fletcher - Goldfarb - Shanno) utilizează matricele de rigiditate secantă, care satisfac sistemul (Fig. 3.16):

$$K_{Si} \cdot \delta^{(i)} = \gamma^{(i)} \quad (3. 53)$$

Unde:

$\delta^{(i)}$ - incrementul deplasării;

$\gamma^{(i)}$ - incrementul sarcinii reziduale.

Pentru ca o procedură incrementală bazată pe metode iterative să fie eficientă trebuie să fie incluse proceduri eficiente de terminare a procesului. De exemplu, pentru procedurile cu controlul sarcinii procesul iterativ se întrerupe când forțele neechilibrate (reziduale) scad sub o valoare impusă, ϵ .

Toleranțe prea largi pot conduce la rezultate eronate iar toleranțele prea mici cresc nejustificat costurile de calcul. Uzual, programele de calcul cu MEF utilizează o toleranță implicită de 0,5% pentru forțe/momente reziduale și de 5% pentru creșteri de translații/rotiri.

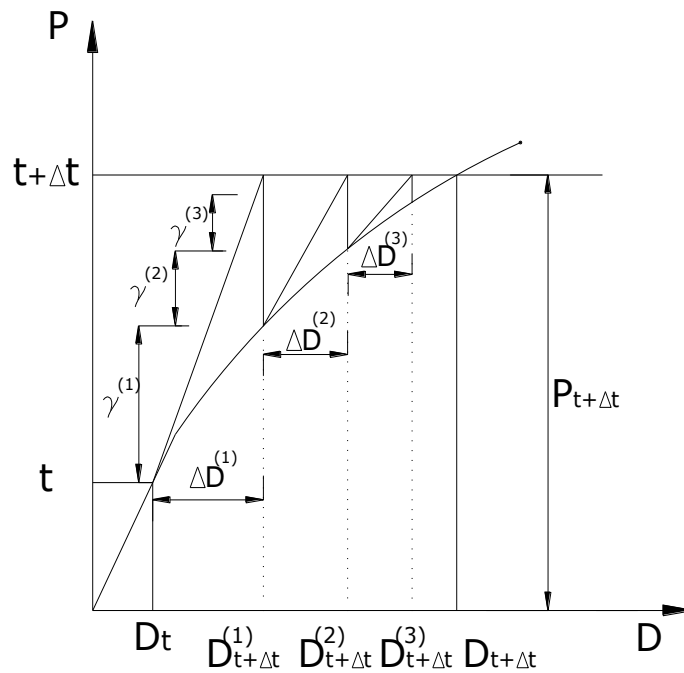


Fig. 3. 16. Metoda Quasi-Newton

3.8.3. Metode pentru aplicarea automată a incrementului de încărcare

La trecerea de la un pas i la pasul următor $i+1$, trebuie ales un nou increment inițial de încărcare $\Delta\lambda_i^1$. Dacă incrementul inițial de încărcare este prea mic, rezultatul este mai exact, dar costul de calcul este foarte mare fiind necesare prea multe iterații pentru a obține răspunsul neliniar. Dacă incrementul inițial de încărcare este prea mare, convergența va fi lentă sau poate să nici nu apară [6].

Alegerea automată a incrementului încărcării fiind o necesitate, programul de calcul trebuie să detecteze când au fost depășite punctele limită ale încărcării, deplasării, precum și punctele de minim și maxim ale curbei de încărcare-deplasare.

Metodele pentru aplicarea automată a incrementului de încărcare, depind de stabilirea următorilor parametri inițiali:

- $\Delta\lambda_i^1$ - se alege între 20-40% din încărcarea maximă anticipată;
- J_d - numărul de iterații pentru convergență (se alege între 3 și 5);
- exponentul γ ;
- ξ_c - toleranța acceptată pentru convergență (se alege între 10^{-2} și 10^{-5})

Pentru alegerea automată a incrementului de încărcare în literatură sunt definite mai multe metode. Crisfield [47] și Ramm [48] folosesc următorul raport pentru controlul automat al incrementului.

$$\left(\frac{J_d}{J_{i-1}}\right) \quad (3.54)$$

Unde: J_d - numărul de iterații pentru convergență ales de utilizator;
 J_a - numărul real de iterații pentru convergență rezultat în pasul anterior.

Crisfield [47] a definit incrementarea directă a parametrului de încărcare utilizând metoda Newton-Raphson modificată. Acest procedeu a fost dezvoltat de Ramm [48] obținând o curbă încărcare-deplasare mai netedă. Incrementul inițial de încărcare are următoarea expresie:

$$\Delta\lambda_i^1 = \pm\Delta\lambda_i^1 \left(\frac{J_d}{J_{i-1}}\right)^\gamma \quad (3.55)$$

Unde exponentul γ se află în domeniul 0.5-1.

Incrementarea unei componente a deplasării se poate determina cu următoarea relație:

$$\Delta\lambda_i^1 = \frac{(\Delta D_n)_i}{\{b_n\}^T \langle D_t \rangle_i} \quad (3.56)$$

Incrementul inițial de încărcare din ecuația (3.55) poate fi pozitiv sau negativ. Schimbarea de semn înseamnă că un maxim sau minim al curbei de încărcare deplasare a fost depășit. Bergan și alții [49] detectează această schimbare prin schimbarea de semn a incrementului lucrului mecanic.

$$\Delta W_i = \Delta\lambda_i^1 \langle D_t \rangle_i^T \langle F_t \rangle_i \quad (3.57)$$

3.9. Concluzii

În urma studierii literaturii de specialitate, se desprind următoarele concluzii:

- Comportarea neliniară a structurilor se poate studia prin scrierea ecuațiilor de echilibru static pe structura deformată;
- Deplasările elementelor structurale, ale structurii și deformațiile specifice sunt finite și trebuie exprimate prin ecuații diferențiale neliniare;
- Ecuația constitutivă este neliniară;
- Ecuația de echilibru static este neliniară în cazul structurilor cu deschideri mari și poate fi rezolvată utilizând metoda elementului finit;
- La rezolvarea ecuației neliniare de echilibru static, se vor alege metode iterative care să asigure convergența și exactitatea rezultatelor;
- Criteriul de convergență ales, trebuie să verifice simultan convergența deplasărilor și încărcărilor;

- Pentru determinarea răspunsului nelinier al structurii este necesară trasarea curbei forță-deplasare;
- În domeniul precritic și domeniul postcritic, în literatura de specialitate sunt definite metode numerice diferite;
- Stabilirea soluției sistemelor neliniare cu metoda elementelor finite se realizează prin tehnica de control, metoda numerică folosită și criteriul de oprire;
- Calculul nelinier se bazează pe metode iterative, incrementale sau combinate pentru obținerea echilibrului;
- Gradul de exactitate depinde de metoda numerică aleasă, mărimea pașilor și toleranța convergenței alese;
- Metoda Newton-Raphson cu strategie iterativă a parametrului de încărcare, poate fi aplicată doar până la punctul limită;
- Strategia iterativă cu deplasările controlate a lui Powell și Simons [50] este o metodă stabilă dar nu poate fi aplicată dincolo de punctul unde deplasarea de control, devine staționară;
- Iterarea cu arce de lungimi constante, iterarea cu parametrul de control minimul normei deplasării neechilibrate și iterarea cu răspunsul ponderat constant arată performanțe identice și sunt cele mai indicate tehnici. Niciuna dintre aceste metode nu pare să necesite eliminarea iterațiilor pentru echilibrul în vecinătatea punctelor limită de încărcare sau deplasare;
- Expresia $\Delta\lambda_i^1$ în metoda iterativă cu răspuns ponderat constant, are rezultate aproape identice cu metoda mult mai complexă de rezolvare a ecuației parametrice, cu excepția zonelor cu curbură mare ale curbei de încărcare-deplasare, unde metoda ultimă are o probabilitate mai mare de a converge spre soluția corectă;
- Metodele de incrementare bazate pe raportul (J_d/J_{i-1}) sunt mai eficiente decât alte scheme bazate pe parametrul curent al rigidității sau pe aproximarea parabolică a răspunsului încărcare-deplasare. Acestea dau performanțe superioare în sensul menținerii unui număr de iterații necesare pentru convergență aproximativ constant;
- Este recomandată strategia de monitorizarea a semnului determinantului matricei rigidității tangente, pentru a stabili când incrementul inițial al încărcării ar trebui să își schimbe semnul.

4. STRUCTURA CUPOLEI METALICE CU ARCE ȘI INELE DE LA ROMEXPO DIN BUCUREȘTI

4.1. Introducere

Actuala cupolă cu arce și inele, ce acoperă pavilionul expozițional de la Romexpo din București, a fost proiectată, după colapsul cupolei inițiale de pe același amplasament. Cupola metalică inițială, a fost adaptată la condițiile climatice a unei cupole realizate la Brno de prof. dr. Ferdinand Lederer. Actuala cupola are aceeași deschidere ca și cupola reticulată simplu strat inițială și rază de curbură apropiată, nemodificând din punct de vedere arhitectural aspectul exterior.

Cupola cu arce și inele de la Romexpo din București, a fost proiectată în anul 1963, după colapsul cupolei reticulate simplu strat, de către colectivul I.P.C.M.C. din București și actualul departament de construcții metalice și mecanica construcțiilor din cadrul facultății de Construcții, a Universității "Politehnica" din Timișoara, sub conducerea Acad. Prof. Dr. H.C. Ing. Dan Mateescu. Proiectarea s-a făcut rezolvând sisteme de ecuații cu 16-20, de necunoscute, printr-un calcul manual și verificat în paralel cu calculatorul MECIPT 1, al Universității "Politehnica" din Timișoara.

Cupola cu arce și inele s-a proiectat după standardele anilor 1960, iar proiectanții cupolei nu au dispus de instrumentele de calcul disponibile în prezent. Pentru calcul s-au apelat la mai multe ipoteze simplificatoare, deoarece cupola este o structură spațială cu un grad mare de nedeterminare statică. Pentru calcule structura s-a descompus în arce plane, dublu articulate la bază, introducându-se ca necunoscute forțele de legătură dintre arce la cheie, iar pentru forțele de legătură cu inelul B, doar componentele orizontale radiale. Pe acest arc plan s-au determinat momentele încovoietoare de ordinul II; ulterior au fost calculate eforturile în tălpile arcului, precum și eforturile din diagonalele fețelor laterale. Pentru reducerea volumului de calcul, au fost reținute numai acele necunoscute care influențează într-o măsură considerabilă solicitările din elementele structurii [51], [52].

În teza de doctorat, se dorește determinarea eforturilor și deplasărilor din cupolă din încărcările de proiectare, precum și după standardele actuale. Pentru analiză, structura a fost modelată spațial, folosit ca platformă pentru calcule programul SAP2000 v11 Advanced. Calculele efectuate sunt: analiza statică liniară/nelinară, analiza stabilității structurii, calculul seismic liniar folosind spectrul de accelerații elastic, dinamic neliniar în domeniu plastic de tip time-history și verificarea elementelor structurii.

Cupola de la Romexpo din București este o cupola sferică, cu arce și inele. Geometria sferei este dată de sistemul quadratic de ecuații, folosind sistemul cartezian de coordonate x , y și z :

$$x^2 + y^2 + z^2 = R^2 \quad (4.1)$$

Principalele caracteristici geometrice ale cupolei sunt: deschiderea 93,5m, raza de curbură 70m și săgeata de 17,90m.

În teza de doctorat a fost studiat răspunsul structurii cupolei din încărcările inițiale de proiectare, precum și din încărcările actuale, stabilite conform normativelor în vigoare, în trei modele de alcătuire.

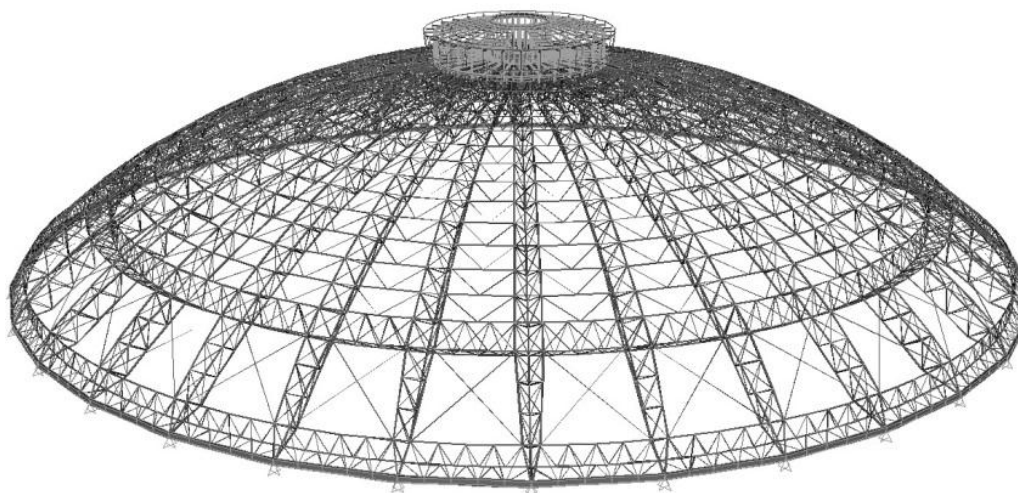


Fig. 4. 1. Vedere generală a cupolei cu arce și inele

Cupola este alcătuită din 32 de semiarce spațiale, cu secțiunea triunghiulară; articulate la bază de un inel de beton pretensionat. Semiarcele la cheia sunt încastrate în inelul central, cu secțiunea transversală sub formă de cheson. Peste inelul central este amplasată o cupoletă care are rolul de iluminare și ventilare a spațiului interior.

Structura cupolei este legată cu trei inele: un inel la baza cupolei, un inel intermediar, ambele realizate sub formă de grinzi cu zăbrele și inelul central de la cheia cupolei, cu secțiunea transversală chesonată. Pentru analiză s-au folosit trei modele de calcul, în care s-au considerat conlucrarea panelor și contravântuirilor.

Cupola rează pe o structură inelară din cadre de beton armat, planșee rigide din grinzi prefabricate de beton armat și cu suprabetonare [53]. Pentru preluarea împingerilor, sub structura cupolei s-a prevăzut completarea structurii de beton cu un inel rigid din beton armat. Înălțimea, la care se află reazemele cupolei, pe structura de beton armat, este de 20m față de cota terenului.

4.2. Desenarea alcătuirii structurii cu arce și inele

Cupola este alcătuită din 16 arce (32 semiarce) și trei inele. Soluția a fost aleasă după studierea mai multor variante de alcătuire, iar această variantă prezenta cele mai multe avantaje [54]. Arcele au o rază de curbură de 70 m și sunt dimensionate ca și grinzi spațiale cu zăbrele cu secțiunea triunghiulară, înălțimea grinzii este constantă de 2100mm, iar lățimea variază. Pornind din articulația bazei, se ajunge la o lățime de 1200mm în dreptul nodului 1, după care grinda se lățește constant până la 2000mm, în dreptul nodului 4, apoi distanța dintre cele două tălpi superioare se micșorează constant până la 1200mm, în dreptul nodului 17. Pentru evitarea supraaglomerării elementelor în vecinătatea inelului central grinda spațială cu zăbrele se transformă în grindă plană cu zăbrele, începând cu nodul 18 până în nodul 20 [51].

83 STRUCTURA CUPOLEI METALICE CU ARCE ȘI INELE DE LA ROMEXPO DIN BUCUREȘTI - 4

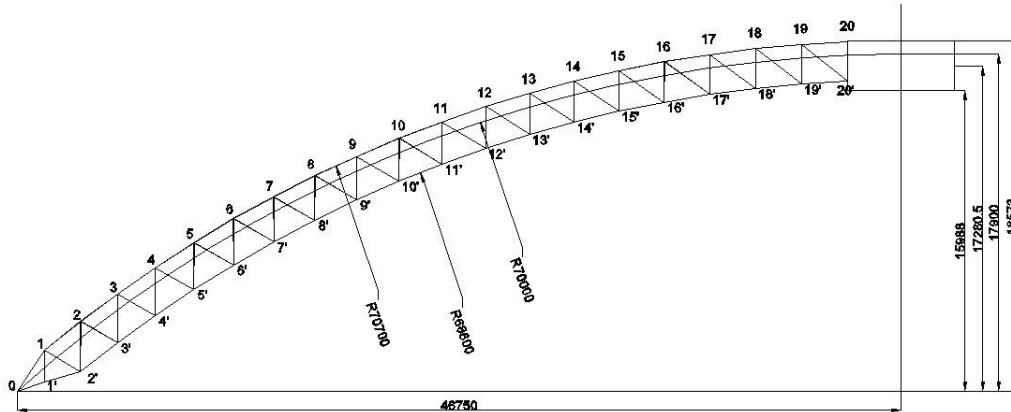


Fig. 4. 2. Secțiunea longitudinală a semiarcelor

Tălpile semiarcelor sunt executate din țevi metalice curbate, după o rază de curbură de 70m, calitatea materialului este OLT45, diametrul de 146-162mm și cu grosimea peretelui de 14-18mm. Distanța dintre cele două tălpi superioare variază între 1,2m până la 2m; cele două tălpi superioare sunt legate între ele cu un sistem de diagonale în X și montanți. Distribuția elementelor la talpa inferioară și superioară este dată în tabelul 4.1, unde nodurile de la talpa superioară sunt notate de la 1 la 20, cele de la talpa inferioară de la 1' la 20', iar nodul 0 reprezintă articulația de la baza cupolei.

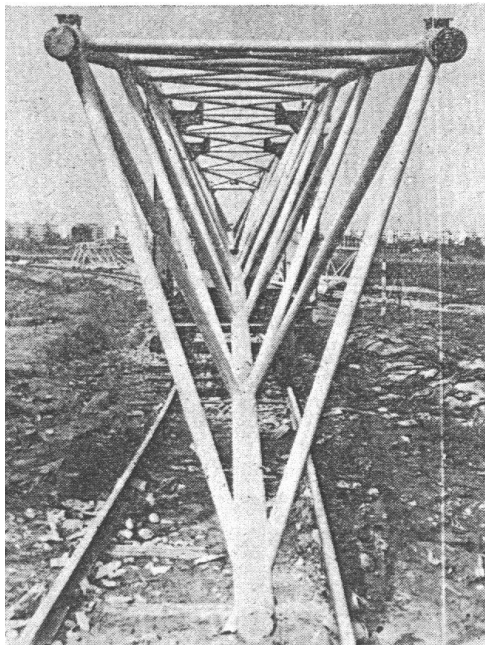


Fig. 4. 3. Secțiunea transversală semiarce

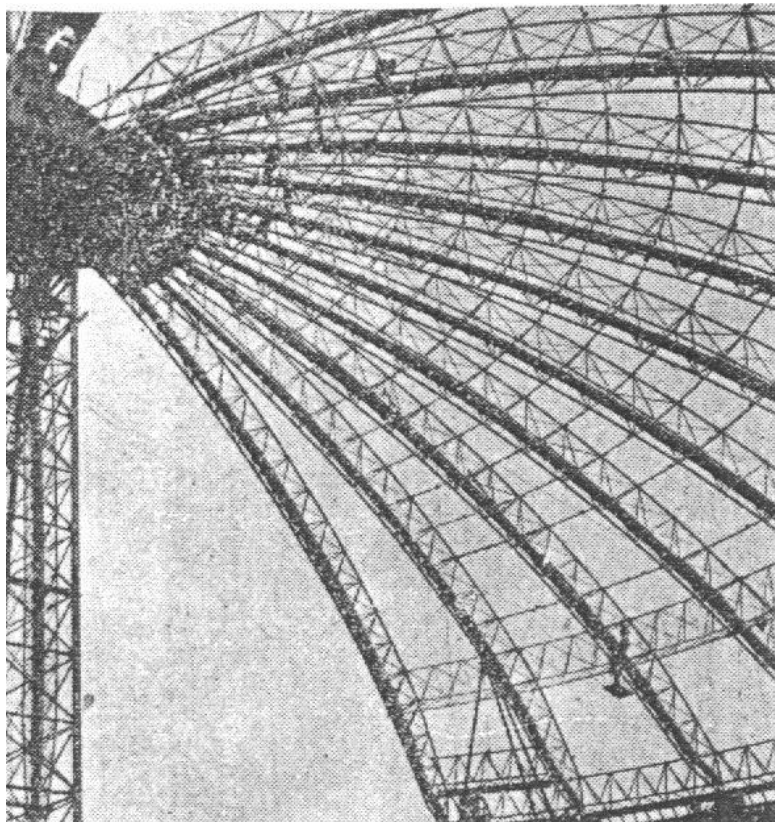


Fig. 4. 4. Intradusul cupolei, in timpul montajului

Tab. 4. 1. Secțiunea tălpilor semiarcelor

Element	Bara	Secțiunea tălpiilor	Tip oțel
Tălpi semiarce	0-1	Ø146x16 mm	OLT 45
	9-12		
	0-2'		
	18'-20'		
	12-19	Ø146x14 mm	
	2'-18'	Ø152x18 mm	
1-9			
	19-20		

Diagonalele semiarcelor sunt formate din țevi drepte cu diametrul de Ø70-89mm, grosimea de 6-10mm și sunt dispuse pe cele două fețe laterale între nodurile tălpilor inferioare și superioare. La fața superioară, diagonalele și montanți sunt formate din țevi cu diametrul Ø70x6mm; diagonalele sunt dispuse sub formă de X între cele două tălpi superioare, iar montanți sunt dispuși între nodurile superioare.

Panele care susțin învelitoarea realizată din chesoane prefabricate din aluminiu, au formă circulară și sunt formate din țevi cu diametrul de Ø70-127mm și grosimea de 6-12mm, conform tabelului 4.2. Panele sunt sprijinite de tălpile superioare prin intermediul unor scaune speciale (fig. 4.5). Primele pane sunt dispuse începând cu nodul 6 al tălpii superioare. Între inelele A și B, perimetral sunt

85 STRUCTURA CUPOLEI METALICE CU ARCE ȘI INELE DE LA ROMEXPO DIN BUCUREȘTI - 4

dispuse luminatoare, care au structură proprie de susținere, care se reazemă pe inelele A și B; aceste luminatoare se pot vedea în figura 4.6.

Contravântuirile au secțiunea $\varnothing 60 \times 6 \text{mm}$, fiind dispuse în planul panelor în sistem K, iar în zona luminatorului sunt dispuse în X; de asemenea calitatea oțelului este OLT45.

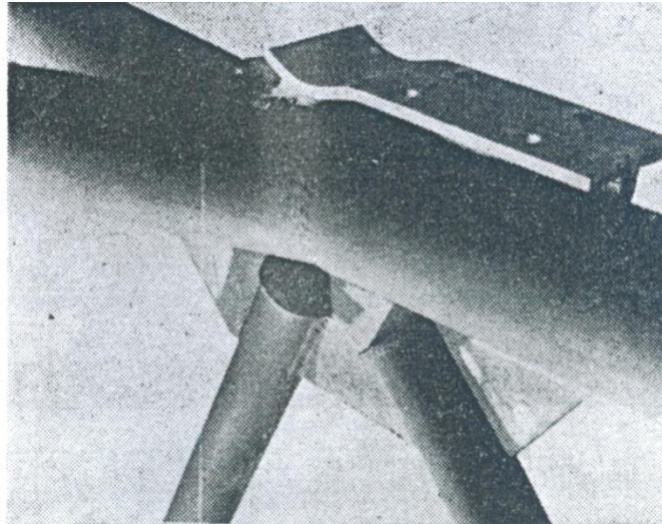


Fig. 4. 5. Scaune pentru prinderea panelor pe tălpile superioare

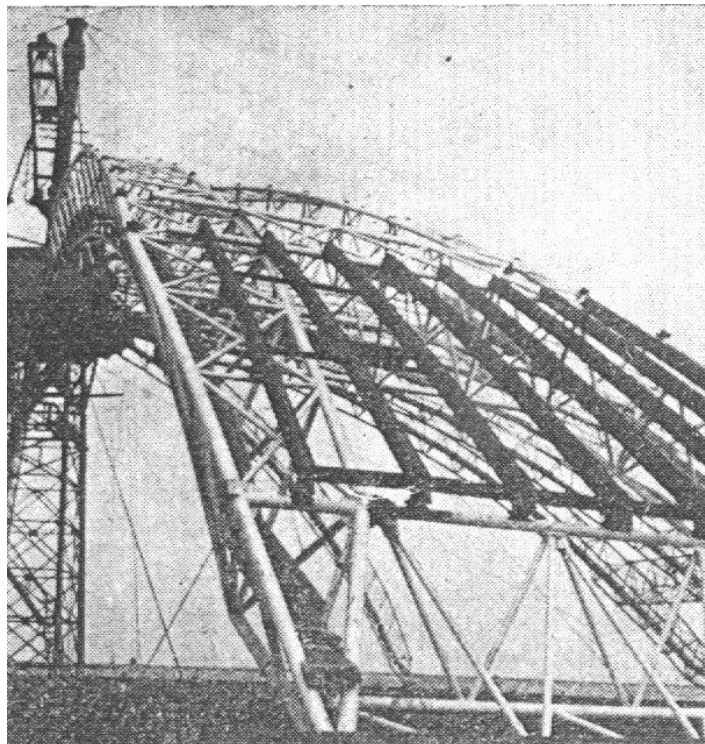


Fig. 4. 6. Arce montante, împreună cu inelele A - B și structura luminatorului.

Tab. 4. 2. Secțiunea panelor

Element	Nodul	Secțiunea	Tip oțel
Pane	6	Ø127x12 mm	OLT45
	7	Ø127x10 mm	
	8	Ø127x9 mm	
	9	Ø108x11 mm	
	10	Ø108x10 mm	
	11	Ø108x8 mm	
	12	Ø89x10 mm	
	13	Ø89x8 mm	
	14	Ø89x6 mm	
	15	Ø70x7 mm	
	16	Ø70x6 mm	
	17	Ø70x6 mm	
	18	Ø70x6 mm	
19	Ø89x10 mm		

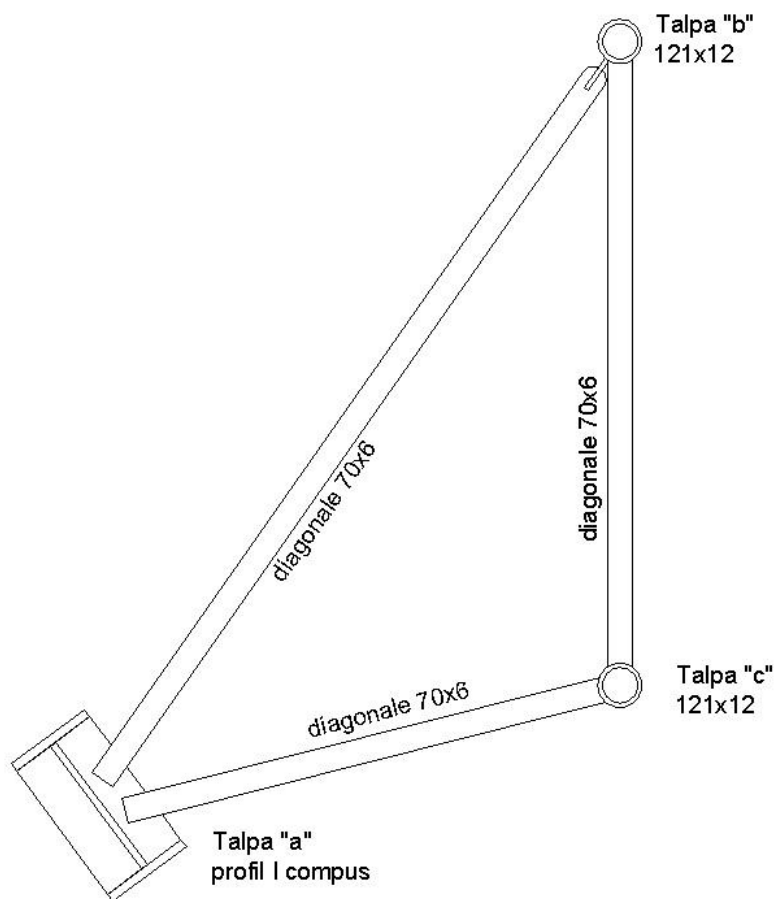


Fig. 4. 7. Secțiunea transversală a inelului A

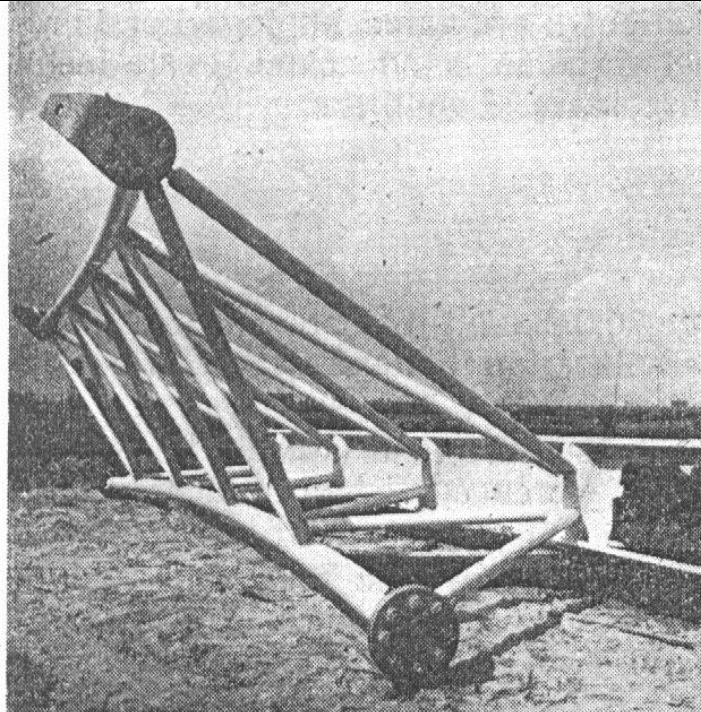


Fig. 4. 8. Inelul A

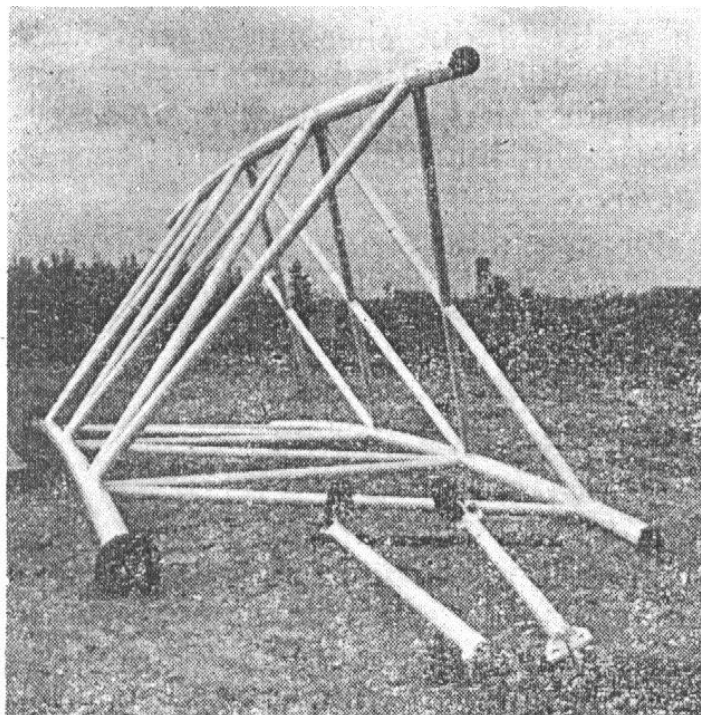


Fig. 4. 9. Inelul B

Pentru preluarea eforturilor din împingerile arcelor, sunt dispuse trei inele perimetrice: inelul A, dispus la baza cupolei (fig. 4.7), (fig. 4.8), inelul B, dispusă deasupra luminatorului (fig. 4.9) și inelul central (fig. 4.10).

Inelul A de la baza cupolei este executat sub formă de grindă spațială cu zăbrele, unde două tălpi sunt din țevi metalice curbate $\varnothing 121 \times 12 \text{ mm}$, iar cea de a treia talpă este sub formă de profil I sudat; diagonalele sunt formate din țevi $\varnothing 70 \times 6 \text{ mm}$. Aceasta preia împingerile arcelor, în cazul în care inelul rigid de beton nu ar lucra.

Inelul B, este executat sub formă de grindă spațială cu zăbrele, având tălpile din țevi curbe $\varnothing 127 \times 11 \text{ mm}$ și diagonalele din țevi $\varnothing 70 \times 6 \text{ mm}$. Rolul acestei grinzi este asigurarea conlucrării spațiale, a susținerii luminatorului lateral și a învelitorii.

Inelul central este elementul care face legătura la cheie între semiarce; secțiunea transversală este sub formă de cheson cu dimensiunile exterioare de $604 \times 2585 \text{ mm}$, alcătuit din elemente metalice formate din table groase și corniere, care din cauza curburii mici au fost îmbinate cu nituri. Raza de curbură a inelului este 2825 mm (fig. 4.10).

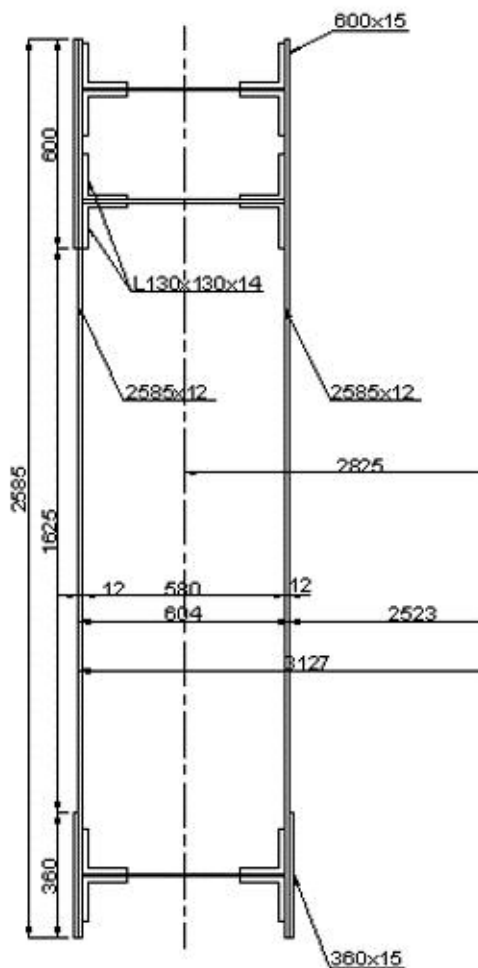


Fig. 4. 10. Inelul central chesonat

89 STRUCTURA CUPOLEI METALICE CU ARCE ȘI INELE DE LA ROMEXPO DIN BUCUREȘTI - 4

Structura metalică a cupolei de la Romexpo din București este alcătuită din 32 semiarce și în calculul static s-au considerat următoarele modele spațiale constructive:

- Model I – cupola este alcătuită din cele 32 semiarce, dublu articulate la bază și cheie, inelele A, B și inelul central (fig. 4.11);
- Model II – cupola este alcătuită din cele 32 de semiarce, cele trei inele și conlucrarea cu panele, care asigură stabilitatea generală a semiarcelor, împiedicând flambajul în afara planului (fig. 4.12);
- Model III – cupola este alcătuită din cele 32 de semiarce, cele trei inele și conlucrarea cu pane și contravântuiri în K, între pane și în X în zona luminatorului (fig. 4.13);

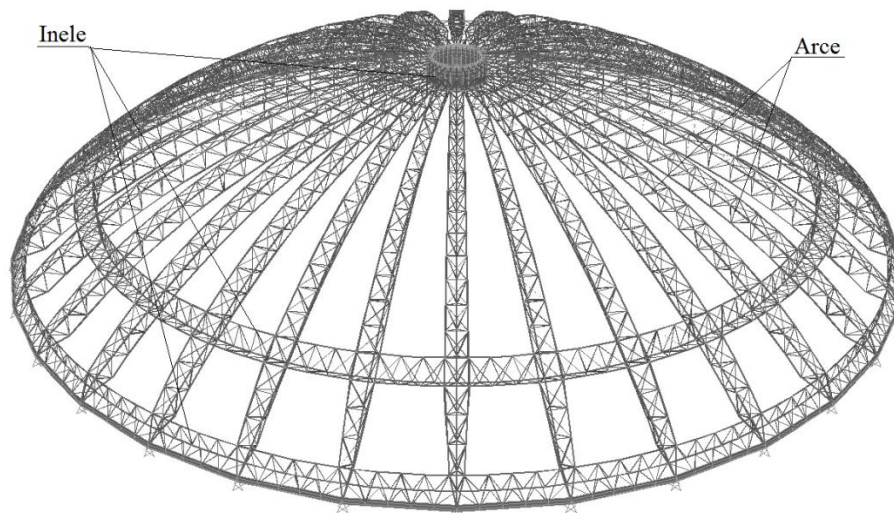


Fig. 4. 11. Model I - Cupola cu arce și inele

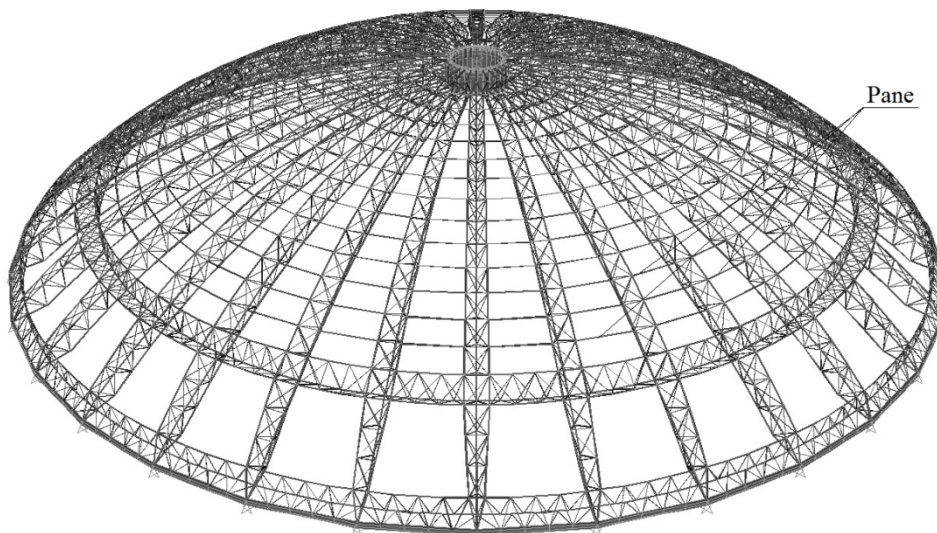


Fig. 4. 12. Model II – Cupola cu arce, inele și pane

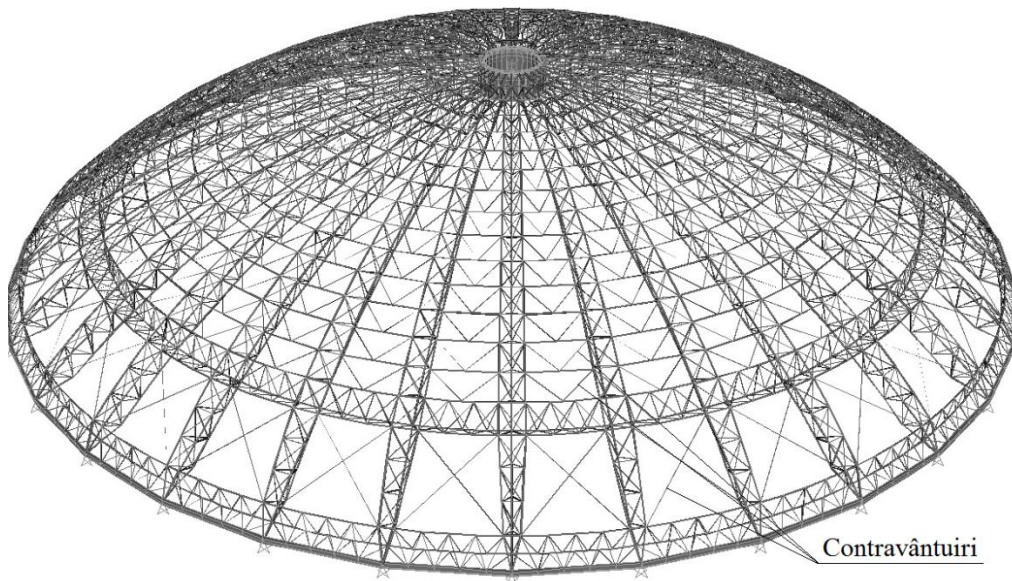


Fig. 4. 13. Model III – Cupola cu arce, inele, pane și contravântuiri

4.3. Încărcări și ipoteze de încărcări

Cupola a fost analizată pe cele trei modele de calcul, cu și fără conlucrarea panelor și a contravântuirilor. Pe structură s-au aplicat încărcările, conform standardelor din anul 1963 și combinațiile de calcul aferente, după care s-a proiectat cupola. Ulterior pe cele trei modele, s-au aplicat încărcările după normativele actuale de proiectare, combinate conform standardului Bazele proiectării [55].

Mai departe, pentru cele trei modele de calcul ale cupolei, din încărcările după normativele actuale și din încărcările inițiale de proiectare a fost efectuat un calcul static liniar, calculul static neliniar în domeniu elastic, determinarea efectului de ordinul doi asupra structurii și analiza stabilității cupolei.

Calculul seismic pentru încărcările inițiale de proiectare a fost analizat din punct de vedere static, întrucât forțele seismice sunt aplicate ca și forțe concentrate pe nodurile cupolei. Pentru determinarea răspunsului seismic, în ipoteza cu încărcările actuale de calcul, pe cele trei modele s-a efectuat o analiză spectrală, în domeniu elastic.

4.3.1. Încărcările inițiale de proiectare

Încărcările după care s-a realizat proiectarea cupolei [56], [51] sunt următoarele:

- Greutatea proprie a cupolei a structurii metalice;
- Greutatea chesoanelor 30 daN/m^2 , uniform repartizata pe suprafața cupolei, mai puțin în zona luminatoarelor;
- Greutatea chesoanelor, în zona luminatoarelor, între inelele A și B:
 - o Geamuri: 30 daN/m^2 ;
 - o Rame: 20 daN/m^2 ;
 - o Diverse: 30 daN/m^2 ;
 - o Total greutate cheson: 80 daN/m^2 ;

91 STRUCTURA CUPOLEI METALICE CU ARCE ȘI INELE DE LA ROMEXPO DIN BUCUREȘTI - 4

- Greutatea proprie a platformei suspendate aplicată sub forma de încărcări concentrate de 0.50 tone în nodurile 17' și 20' ale fiecărui semiarc;
- Greutatea cupolei este de 26.6 tone și a fost aplicată sub forma de încărcări concentrate în nodurile 18 și 20 cu forță de 207.8125 daN/nod.
- Încărcarea utilă din manipularea exponatelor: 4 forțe concentrate a 5 tone;
- Încărcarea utilă din tavanul suspendat 0,75 tone/nod 17' și 20';
- Încărcarea uniformă cu zăpadă, pe toată suprafața cupolei de 100 daN/m²;
- Încărcarea neuniformă cu zăpadă, jumătate din suprafața cupolei încărcată cu 100 daN/m², iar cea de-a doua jumătate neîncărcată;
- Încărcarea uniformă cu zăpadă, pe toată suprafața cupolei de 200 daN/m²;
- Încărcarea neuniformă cu zăpadă, jumătate din suprafața cupolei încărcată cu 200 daN/m², iar cea de-a doua jumătate încărcată cu 100 daN/m²;
- Încărcare cu zăpadă aglomerată pe 1/8 din suprafața cupolei. Încărcarea aglomerată cu zăpadă a fost determinată experimental pe machetă, în tunelul de vânt, de către Institutul de Construcții București și are următoarele valori:
 - o 80 daN/m² la cheie;
 - o 400 daN/m² la marginea luminatorului;
 - o 800 daN/m² la baza cupolei, aglomerare posibilă datorită torului perimetral, care are panta spre baza cupolei, care favorizează aglomerarea zăpezii;
- Acțiunea vântului din sucțiune generală de 100 daN/m²;
- Acțiunea vântului, este bazată pe studiul Institutului de mecanică aplicată "Traian Vuia" al Academiei R.P.R., data sub formă de presiune-sucțiune, determinată după formula următoare:

$$p = p_0 \cdot \sin \varphi \cdot \cos \theta \quad (4. 2)$$

Unde $p_0 = 35 \text{ daN/m}^2$ pentru presiune;

$p_0 = 18 \text{ daN/m}^2$ pentru sucțiune;

φ - definește variația în plan vertical;

θ - definește variația în plan orizontal.

- Acțiunea seismică după normativul P13/1963, publicat în Buletinul CSCAS nr.16/63
- Variația de temperatură de $\pm 35^\circ$.

Combi-națiile de calcul au fost următoarele [56], [51]:

1. Permanentă + Zăpada 100 daN/m² + Utilă
2. Permanentă + Zăpada 100 daN/m² + Vânt sucțiune + Temperatura + 4 forțe + Utilă
3. Permanentă + Zăpada 100 daN/m² + Vânt presiune-sucțiune + Temperatura + 4 forțe + Utilă
4. Permanentă + Zăpada 100 daN/m² pe jumătate de cupolă + Vânt sucțiune + Temperatura + 4 forțe + Utilă
5. Permanentă + Zăpada 100 daN/m² + Vânt presiune-sucțiune pe jumătate de cupolă + Temperatura + 4 forțe + Utilă

6. Permanenta + Zăpada 200 daN/m² + Temperatură + Utila
7. Permanenta + Zăpada 200 daN/m² pe jumate de suprafață 100 daN/m² pe ce de-a doua jumătate + Vânt sucțiune + Temperatură + Utila
8. Permanenta + Zăpada 200 daN/m² pe jumătate de suprafața 100 daN/m² pe ce de-a doua jumătate + Vânt presiune-sucțiune + Temperatură + Utila
9. Permanenta + Zăpada aglomerată + Vânt sucțiune + Temperatura + Utila
10. Permanenta + Zăpada aglomerată + Vânt presiune-sucțiune + Temperatură + Utila
11. Permanenta + Zăpada 100 daN/m² + Seism + Temperatură + Utila

4.3.2. Încărcările după normele actuale.

Încărcările, după care a fost efectuată analiza statică și dinamică, conform normelor acuale sunt următoarele:

- Greutatea proprie a cupolei și a structurii metalice;
- Greutatea învelitorii 30 daN/m², uniform repartizată pe suprafața cupolei;
- Greutatea chesoanelor în zona luminatoarelor între inelele A-B: 80 daN/m²;
- Greutatea proprie a platformei suspendate 200 daN/m², încărcare normată;
- Greutatea tavanului suspendat;
- Încărcarea utilă din manipularea exponatelor: 4 forțe concentrate a 5 tone;
- Încărcarea utilă din tavanul suspendat, încărcare neschimbată;
- Variația de temperatură ±35°.
- Încărcare cu zăpadă, conform stas zăpadă actual și eurocode [57] și [58]

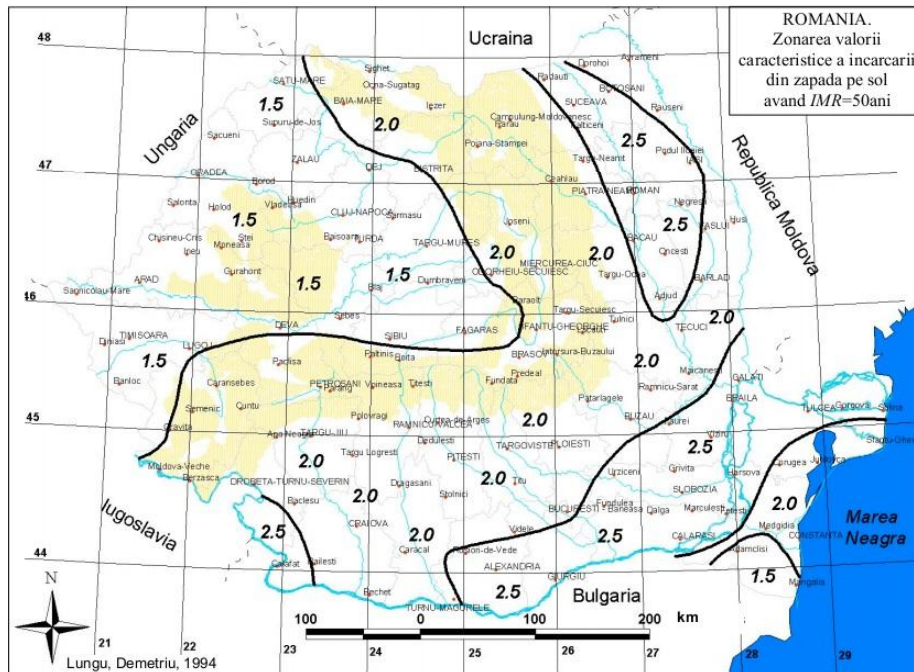


Fig. 4. 14. Zonarea valorii caracteristice a încărcării din zăpadă pe sol, $S_{0,k}$

Valoarea caracteristică a încărcării din zăpadă pe acoperiș, s_k se determină astfel

$$s_k = \mu_i C_e C_t s_{0,k} \quad (4.3)$$

unde:

μ_i - este coeficientul de formă pentru încărcarea cu zăpadă pe acoperiș;

C_e - coeficientul de expunere al amplasamentului construcției;

C_t - coeficientul termic;

$s_{0,k}$ - valoarea caracteristică a încărcării din zăpadă pe sol [kg/m^2], în amplasament;

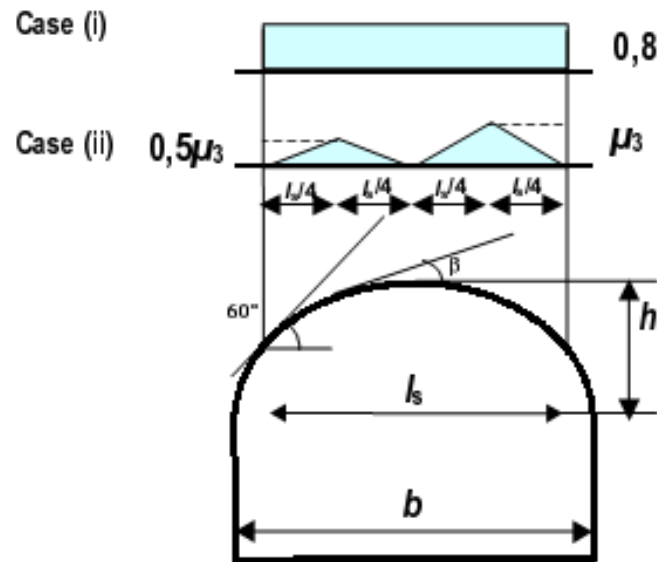


Fig. 4. 15. Distribuția coeficientului de formă [58]

$s_{0,k} = 2.0 \text{ kN/m}^2$, conform fig. 4.14;

$C_e = 1.0$ - expunere parțial;

$C_t = 1.0$ - pentru acoperișuri cu termoizolații uzuale;

$\mu_i = 0.8$ - pentru zăpada neaglomerată

$$s_k = 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} 1.0 * 1.0 * 0.8 = 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (4.4)$$

$$\mu_3 = 0.2 + 10h/b \quad 0.2 \leq \mu_3 \leq 2 \quad \text{pentru } \beta \leq 60^\circ \quad (4.5)$$

$$\mu_3 = 0.2 + 10 * 19.107/93.5 = 2.24 \quad \text{deci } \mu_3 = 2 \quad (4.6)$$

$$s_k = 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} 1.0 * 1.0 * 2 = 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (4.7)$$

Conform [57] și [58], încărcarea cu zăpadă pentru cupolă este asimilată cu cea pentru acoperișuri cilindrice, fără a ține seama de torul perimetral, care face posibilă aglomerarea cu zăpadă. Dacă la marginea acoperișului este plasat un obstacol care să împiedice alunecarea zăpezii, atunci coeficientul de formă al încărcării din zăpadă nu trebuie să fie mai mic de 0,8. În aceste normative, pentru forma sferică a cupolei, nu se menționează suprafața pe care se poate aglomera zăpada.

Pentru ipoteza de încărcare uniformă cu zăpadă pe toată suprafața cupolei, s-au considerat încărcările conform [57] și [58], iar pentru încărcarea aglomerată din zăpada, în calcule s-au folosit datele rezultate pe bază experimentală din tunelul de vânt, care au fost determinate pentru proiectul inițial, considerate mai precise decât informațiile date conform [57] și [58] pentru o cupolă sferă.

- Acțiunea vântului

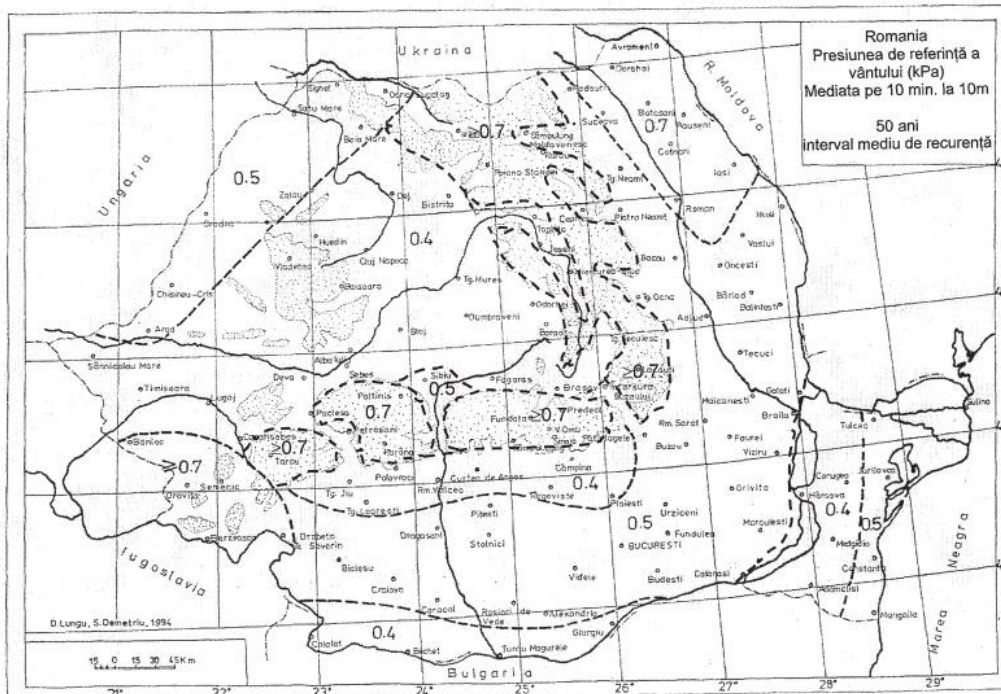


Fig. 4. 16. Valori caracteristice ale presiunii de referință a vântului [59]

Presiunea vântului la înălțimea z deasupra terenului, pe suprafețe rigide exterioare sau interioare ale structurii se determină cu relația [59]:

$$w(z) = q_{ref} c_e(z) c_p \quad (4. 8)$$

Unde:

q_{ref} - este presiunea de referință a vântului;

$c_e(q_{ref}z)$ - factorul de expunere la înălțimea z deasupra terenului;

c_p - coeficientul aerodinamic de presiune (c_{pe} pentru suprafețe exterioare).

95 STRUCTURA CUPOLEI METALICE CU ARCE ȘI INELE DE LA ROMEXPO DIN BUCUREȘTI - 4

Conform zonării presiunii de referință a vântului în România, la viteza de referință mediată pe 10min. Și având 50 ani intervalul mediu de recurență, pentru municipiul București presiunea de referință este:

$$q_{ref} = 0,5 \text{ kPa} = 0,5 \text{ kN/m}^2 \quad (4.9)$$

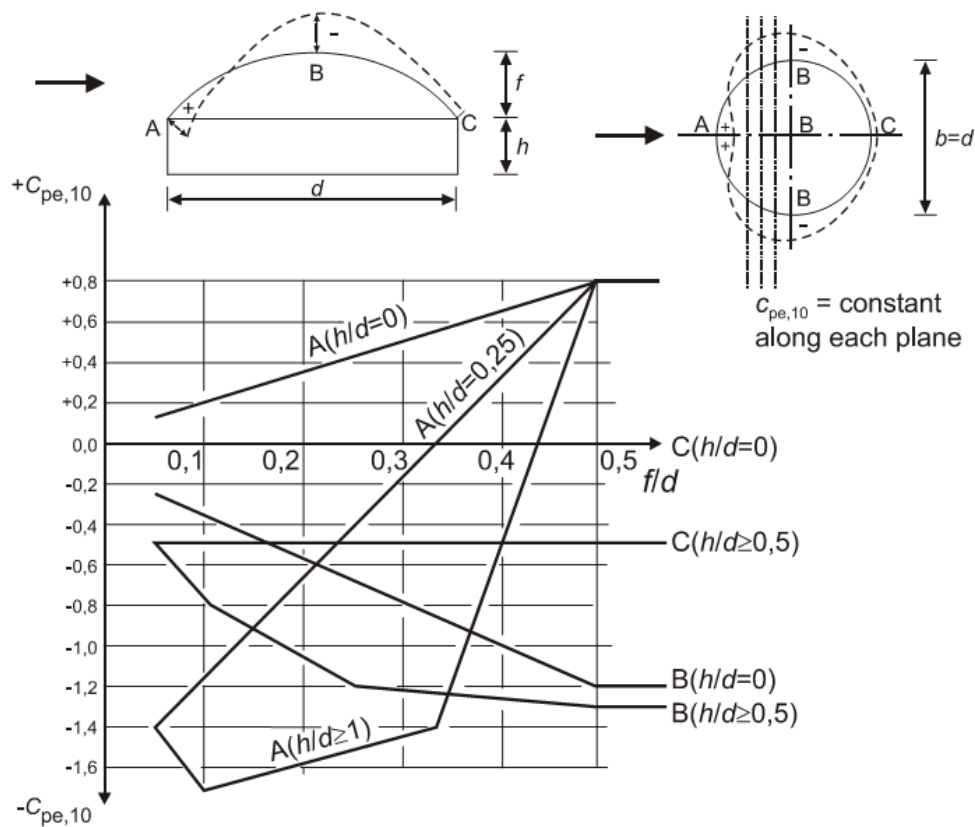


Fig. 4. 17. Coeficienții $C_{pe,10}$ pentru cupolă [60]

Factorul de expunere $c_e(z)$, este produsul dintre factorul de rafală și factorul de rugozitate:

$$c_e(z) = c_g(z)c_r(z)c_t(z) \quad (4.10)$$

Unde:

$c_g(z)$ – factorul de rafală;

$c_r(z)$ – factorul de rugozitate;

$c_t(z)$ – factorul topografic;

$c_t(z) = 1$

$$c_g(z) = 1 + g[2I(z)] \quad (4.11)$$

Unde:

g - factorul de vârf; $g=3,5$;
 $B = 2.12$ zonă urbană dens construită;

$$c_r(z) = k_r^2(z_0) \left(\ln \frac{z}{z_0} \right)^2 \quad (4.12)$$

$z_0 = 0,3$ - lungimea de rugozitate, zona cu densitate redusă a construcțiilor, zona III;

$k_r(z_0) = 0,22$ -factor funcție de categoria terenului, zona III;

$\sqrt{\beta} = 2,35$ - zona III;

Intensitatea turbulenței vântului:

$$I(z) = \frac{\sqrt{\beta}}{2.5 \ln \frac{z}{z_0}} \quad (4.13)$$

Tab. 4. 3. Valorile normate a vântului pe segmentul A-B

Segmentul A-B					
Nod	dist	Cpe elem	q ref	c ez	w z
0-1	0	-0.241	0.500	2.023	-0.244
1-2	1.3783	-0.261	0.500	2.023	-0.264
2-3	3.2782	-0.284	0.500	2.023	-0.287
3-4	5.23	-0.308	0.500	2.023	-0.311
4-5	7.2313	-0.332	0.500	2.023	-0.336
5-6	9.2798	-0.356	0.500	2.023	-0.361
6-7	11.3731	-0.382	0.500	2.023	-0.386
7-8	13.5172	-0.408	0.500	2.023	-0.412
8-9	15.6921	-0.434	0.500	2.023	-0.439
9-10	17.8958	-0.460	0.500	2.023	-0.466
10-11	20.1425	-0.487	0.500	2.023	-0.493
11-12	22.4209	-0.515	0.500	2.023	-0.521
12-13	24.7283	-0.543	0.500	2.023	-0.549
13-14	27.062	-0.571	0.500	2.023	-0.577
14-15	29.4192	-0.599	0.500	2.023	-0.606
15-16	31.7971	-0.628	0.500	2.023	-0.635
16-17	34.1928	-0.656	0.500	2.023	-0.664
17-18	36.6035	-0.685	0.500	2.023	-0.693
18-19	39.0263	-0.714	0.500	2.023	-0.722
19-20	41.4584	-0.743	0.500	2.023	-0.752
20-21	43.925	-0.775	0.500	2.023	-0.784

Tab. 4. 4. Valorile normate a vântului pe segmentul C-D

Segmentul C-B					
Nod	dist	Cpe elem	q ref	c ez	w z
0-1	0	-0.438	0.500	2.023	-0.443
1-2	1.3783	-0.451	0.500	2.023	-0.456
2-3	3.2782	-0.466	0.500	2.023	-0.471
3-4	5.23	-0.481	0.500	2.023	-0.486
4-5	7.2313	-0.496	0.500	2.023	-0.502
5-6	9.2798	-0.512	0.500	2.023	-0.518
6-7	11.3731	-0.529	0.500	2.023	-0.535
7-8	13.5172	-0.545	0.500	2.023	-0.551
8-9	15.6921	-0.562	0.500	2.023	-0.568
9-10	17.8958	-0.579	0.500	2.023	-0.586
10-11	20.1425	-0.596	0.500	2.023	-0.603
11-12	22.4209	-0.614	0.500	2.023	-0.621
12-13	24.7283	-0.632	0.500	2.023	-0.639
13-14	27.062	-0.650	0.500	2.023	-0.657
14-15	29.4192	-0.668	0.500	2.023	-0.676
15-16	31.7971	-0.686	0.500	2.023	-0.694
16-17	34.1928	-0.705	0.500	2.023	-0.713
17-18	36.6035	-0.723	0.500	2.023	-0.732
18-19	39.0263	-0.742	0.500	2.023	-0.751
19-20	41.4584	-0.761	0.500	2.023	-0.770
20-21	43.925	-0.781	0.500	2.023	-0.790

- Acțiunea seismică conform codului de proiectare seismică – partea I – Prevederi de proiectare pentru clădiri, indicativ [61]

Deoarece se dorește evitarea articulațiilor plastice în structură și un răspuns elastic a structurii, pentru calculul seismic, s-a calculat și folosit un spectru de accelerații elastic ($q=1$).

Spectrul de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale accelerației terenului în amplasament $S_e(T)$, exprimat în m/s^2 , este definit astfel:

$$S_e(T) = a_g \beta(T) \quad [m/s^2] \quad (4.14)$$

Formele de normalizare ale spectrelor de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale accelerației terenului, $\beta(T)$, pentru fracțiunea din amortizarea critică $\xi=0,05$ și funcție de perioadele de control T_B , T_C și T_D sunt:

$$0 \leq T \leq T_B \quad \beta(T) = 1 + \frac{(\beta_0 - 1)}{T_B} T \quad (4.15)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad \beta(T) = \beta_0 \quad (4.16)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad \beta(T) = \beta_0 \frac{T_C}{T} \quad (4.17)$$

$$T > T_D \quad \beta(T) = \beta_0 \frac{T_C T_D}{T^2} \quad (4.18)$$

Unde:

$\beta(T)$ - spectrul normalizat de răspuns elastic;

β_0 - factorul de amplificare dinamică maximă a accelerației orizontale a terenului de către structură;

T - perioada de vibrație a unei structuri cu un grad de libertate dinamică și cu răspuns elastic.

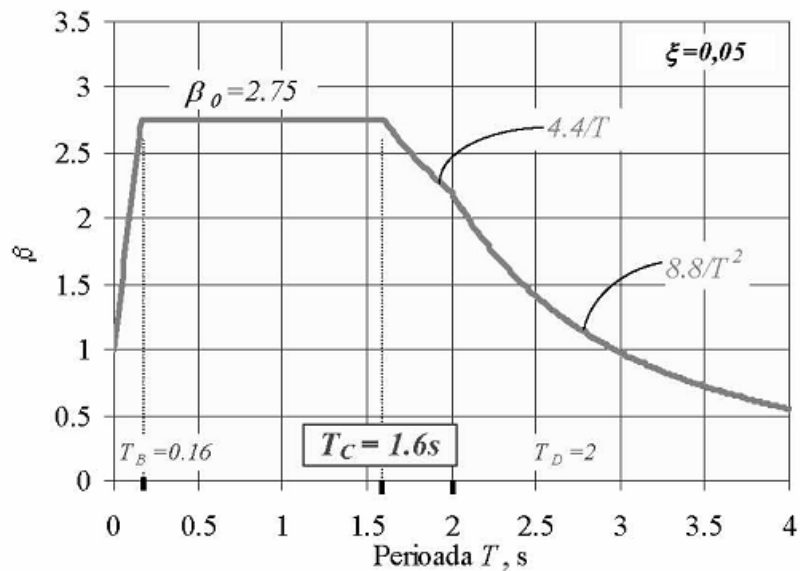


Fig. 4. 18. Spectru de răspuns elastic pentru accelerații pentru componente orizontale ale mișcării terenului, în zonele cu perioada de colț $T_c=1,6$ s [61]

Tab. 4. 5. Valorile spectrului de accelerații orizontale, zona București pentru componentele orizontale

Perioada de control [s]	Perioada T [s]	$\beta(T)$	a_g (g)	g (m/s ²)	$S_g(T)$ (m/s ²)
0	0	1	0,24	9,81	2,354
TB	0,16	2,75			6,475
TC	1,6	2,75			6,475
TD	2	2,2			5,180
T > TD	2,5	1,408			3,315
	3	0,978			2,302
	3,5	0,718			1,691
	4	0,55			1,295

99 STRUCTURA CUPOLEI METALICE CU ARCE ȘI INELE DE LA ROMEXPO DIN BUCUREȘTI - 4

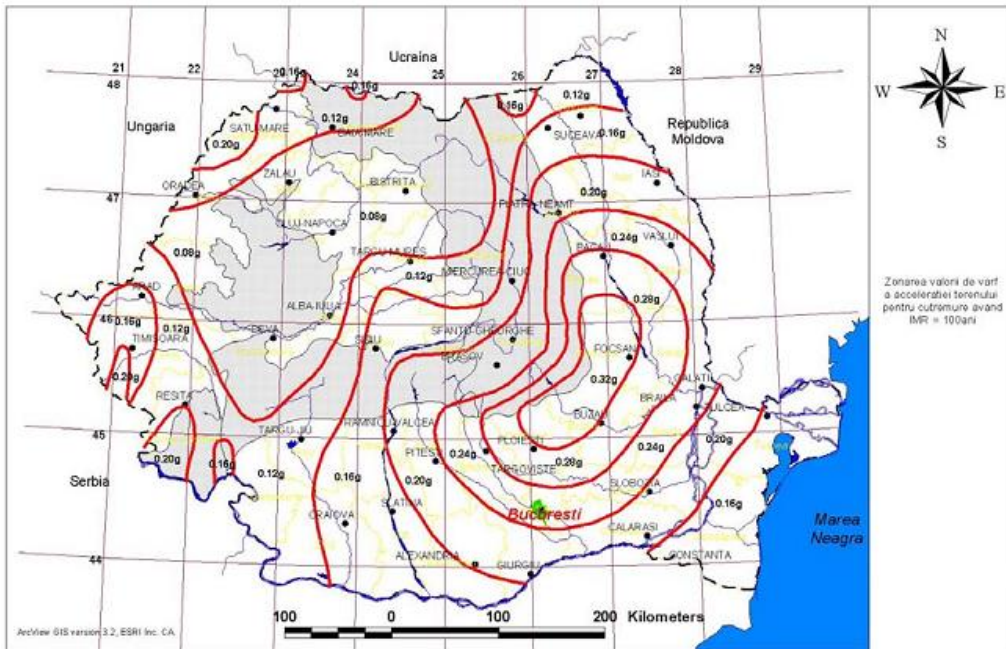


Fig. 4. 19. Zonarea teritoriului României în termeni de valori de vârf ale accelerației terenului, pentru proiectare a_g pentru cutremure având IMR 100 ani [61]

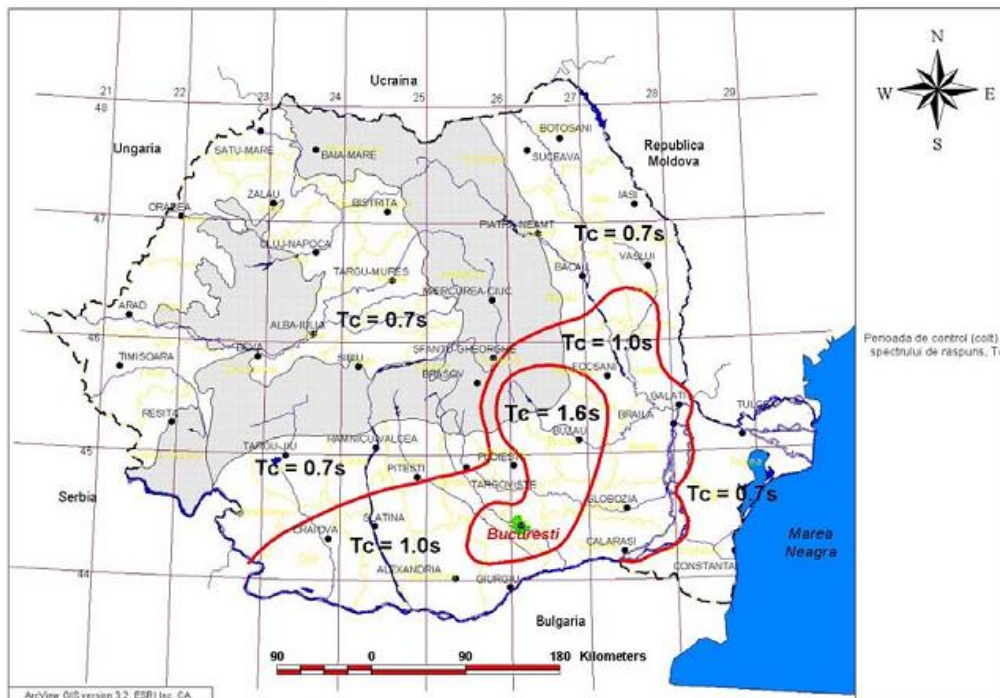


Fig. 4. 20. Zonarea teritoriului României în termeni perioade de control (colț), T_c a spectrului de răspuns [61]

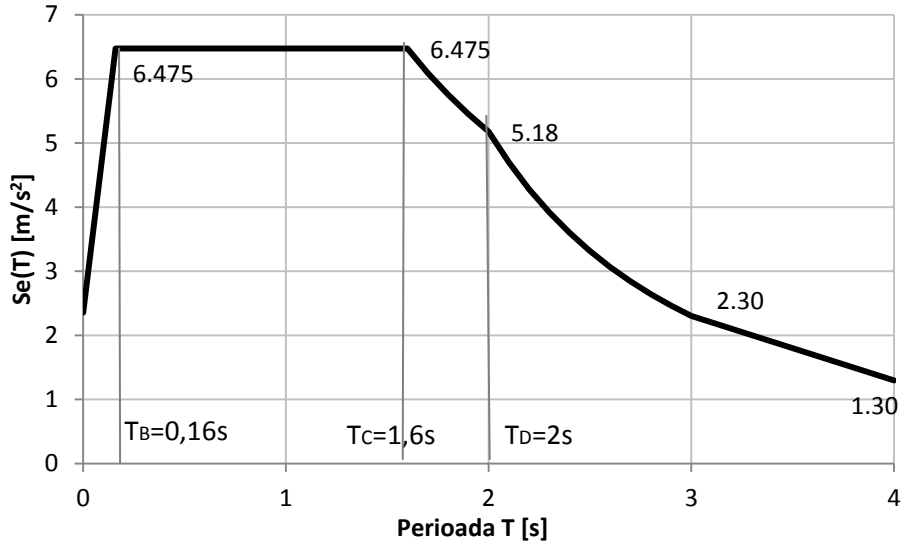


Fig. 3. 17 Spectrul de accelerații elastic, zona București, pentru componentele orizontale

Răspunsul seismic vertical este reprezentat prin spectrul de răspuns elastic pentru accelerații pentru componenta verticală a mișcării terenului. Formele normalizate ale spectrelor de răspuns elastic pentru componenta verticală $\beta_v(T)$, pentru fracțiunea din amortizarea critică $\xi=0,05$ și în funcție de perioadele de control pentru spectrul componentei verticale T_{Bv} , T_{Cv} și T_{Dv} , sunt descrise de relațiile următoare:

$$0 \leq T \leq T_{Bv} \quad \beta_v(T) = 1 + \frac{(\beta_{0v}-1)}{T_{Bv}} T \quad (4. 19)$$

$$T_{Bv} \leq T \leq T_{Cv} \quad \beta_v(T) = \beta_{0v} \quad (4. 20)$$

$$T_{Cv} \leq T \leq T_{Dv} \quad \beta_v(T) = \beta_{0v} \frac{T_{Cv}}{T} \quad (4. 21)$$

$$T > T_{Dv} \quad \beta_v(T) = \beta_{0v} \frac{T_{Cv} T_{Dv}}{T^2} \quad (4. 22)$$

$\beta_{0v} = 3,0$ - factorul de amplificare dinamică maximă a accelerației verticale a mișcării terenului de către structură având fracțiunea din amortizarea critică $\xi=0,05$

Perioadele de control ale spectrelor de răspuns normalizate pentru componenta verticală a mișcării seismice se consideră astfel:

$$T_{Bv} = 0,1T_{Cv} \quad (4. 23)$$

$$T_{Cv} = 0,45T_C \quad (4. 24)$$

$$T_{Dv} = T_D \quad (4.25)$$

Spectrul de răspuns elastic pentru componenta verticală a mișcării terenului în amplasament S_{ve} , este definit astfel:

$$S_{ve}(T) = a_{vg}\beta(T) \text{ [m/s}^2\text{]} \quad (4.26)$$

Valoarea de vârf a accelerației pentru componenta verticală a mișcării terenului a_{vg} se evaluează ca fiind:

$$a_{vg} = 0,7a_g \quad (4.27)$$

Tab. 4. 6. Valorile spectrului de accelerații orizontale, zona București pentru componentele orizontale

Perioada de control [s]	Perioada T [s]	$\beta_v(T)$	a_{vg} (g)	g (m/s ²)	$S_{ve}(T)$ (m/s ²)
0	0	1	0,168	9,81	1,648
T _{Bv}	0,072	3			4,944
T _{Cv}	0,72	3			4,944
T _{Cv} < T < T _{Dv}	1	1,98			3,263
	1,5	1,32			2,175
T _D	2	0,99			1,632
T > T _D	2,5	0,6336			1,044
	3	0,44			0,725
	3,5	0,323265			0,533
	4	0,2475			0,408

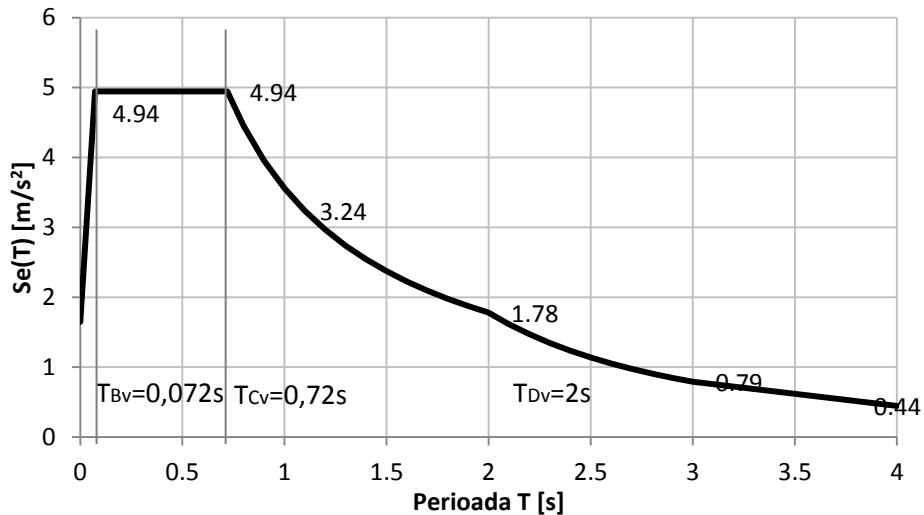


Fig. 4. 21. Spectrul de accelerații elastic, zona București, pentru componenta verticală

Combi-națiile aferente încărcărilor normate și coeficienții acestora, conform codului de proiectarea CR-0-2005

- Starea limită ultimă, în cazul grupării fundamentale:

$$1,35 \sum_{j=1}^n G_{k,j} + 1,5Q_{k,1} + \sum_{i=2}^m 1,5\psi_{0,i}Q_{k,i} \quad (4.28)$$

- Starea limită ultimă în cazul acțiunii seismice:

$$\sum_{j=1}^n G_{k,j} + \gamma_1 A_{Ek} + \sum_{i=1}^m \psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (4.29)$$

Unde:

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

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

$Q_{k,1}$ - efectul pe structură al acțiunii variabile, ce are ponderea predominantă între acțiunile variabile, luată cu valoarea sa caracteristică;

$\psi_{0,i}$ - factor de simultaneitate al efectelor pe structură a acțiunilor variabile i , ($i=2,3..m$), luate cu valorile lor caracteristice, având valoarea:

$\psi_{0,i} = 0,7$ - cu excepția încărcărilor din depozite și acțiunilor provenind din împingerea pământului, a materialelor pulverizate și a fluidelor/apei;

$\psi_{2,i}$ - coeficient pentru determinarea valorii cvasipermanente a acțiunii variabile ca fracțiune din valoarea caracteristică a acțiunii și are valorile următoare:

$\psi_{2,i} = 0$ pentru acțiunea vântului și acțiunea temperaturii;

$\psi_{2,i} = 0,4$ pentru acțiunea zăpezii.

- Starea limită de serviciu, în cazul grupării fundamentale:

$$\sum_{j=1}^n G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i=2}^m \psi_{0,i}Q_{k,i} \quad (4.30)$$

- Starea limită de serviciu, în cazul acțiunii seismice:

$$\sum_{j=1}^n G_{k,j} + 0,6\gamma_1 A_{Ek} + \sum_{i=1}^m \psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (4.31)$$

4.4. Modelarea cupolei

Geometria structurii a fost modelată în programul AutoCAD, de unde a fost importată în programul SAP2000 v11 Advanced pentru analize. Modelarea a fost realizată spațial, după proiectul tehnic al cupolei [56], schițe și articole [51], rezultând geometria cupolei, după cum a fost prezentată la paragraful 4.3.

Modelarea s-a realizat-o pe trei modele de calcul:

- Modelul I: cupola cu arce și inele;
- Modelul II: cupola cu arce, inele și pane;
- Modelul III: cupola cu arce, inele, pane și contravântuiri.

103 STRUCTURA CUPOLEI METALICE CU ARCE ȘI INELE DE LA ROMEXPO DIN BUCUREȘTI - 4

Modelul I reprezintă baza structurii cu arcele și inele; în cel de-al doilea model s-a luat în considerare efectul conlucrării structurii cu paneele; iar în al treilea model s-a introdus suplimentar și efectul contravântuirilor.

Cupola are 32 de semiarce dispuse radial, trei inele, din care două sub formă de grinzi spațiale cu zăbrele și un inel chesonat.

Semiarcele au formă de grinzi spațiale cu zăbrele cu trei tălpi, din care două se află la partea superioară și una la partea inferioară. Tălpile semiarcelor se consideră continue, iar capetele (articulația de la bază și cea din inelul central) sunt articulate. Diagonalele și montanții semiarcelor au fost modelate dublu articulat.

Inelul A, de la baza cupolei este o grindă spațială curbă, formată din trei tălpi, dintre care una (Talpa a), este formată dintr-un profil I compus și celelalte două din țevi rotunde. Tălpile sunt continue și dublu articulate la capete în dreptul semiarcelor, iar diagonalele sunt dublu articulate.

Inelul B intermediar, situat deasupra luminatorului, este o grindă spațială curbă, cu trei tălpi, formată din țevi rotunde. Tălpile sunt continue și dublu articulate la capete în dreptul semiarcelor, iar diagonalele sunt dublu articulate.

Inelul central, are secțiunea chesonată și este modelat continuu.

Paneele sunt formate din țevi rotunde, sunt dispuse peste tălpile superioare ale semiarcelor și modelate dublu articulat. Contravântuirile sunt dispuse în X în zona luminatoarelor, între tălpile superioare ale semiarcelor și în K, în planul panelor, deasupra luminatoarelor până la cheia cupolei; de asemenea contravântuirile au fost modelate dublu articulate.

La structurile cu zăbrele, lungimea unui element finit este considerată distanța dintre două noduri adiacente.

În tabele 4.7 ... tab. 4.12, sunt prezentate caracteristicile elementelor structurale, grupate pe tipuri de elemente, unde sunt următoarele notații:

A – aria secțiunii transversale [cm²]:

$$A = \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} \quad [\text{cm}^2] \quad (4.32)$$

unde: D – diametrul exterior;
d – diametrul interior.

l – lungimea elementului [m];

I – momentul de inerție al secțiunii [cm⁴];

$$I = \frac{\pi(D^4 - d^4)}{64} \quad [\text{cm}^4] \quad (4.33)$$

W – modulul de rezistență [cm³];

$$W = \frac{\pi(D^4 - d^4)}{32D} \quad [\text{cm}^3] \quad (4.34)$$

i – raza de girație [cm];

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{1}{4} \sqrt{D^2 + d^2} \quad [\text{cm}] \quad (4.35)$$

λ – zveltețea elementului;

$$A = \frac{\pi D^2}{4} - \frac{\pi d^2}{4} [\text{cm}^2] \quad (4.36)$$

φ – coeficient de flambaj;

$$\varphi = \left(0,6465 + \frac{5013}{\lambda^2}\right) - \sqrt{\left(0,6465 + \frac{5013}{\lambda^2}\right)^2 - \frac{10026}{\lambda^2}} \quad (4.37)$$

Tab. 4. 7. Caracteristici geometrice - zăbrele semiarce

Element	Secțiunea	A [cm ²]	I [m]	I [cm ⁴]	W [cm ³]	i [cm]	λ	φ
Diagonale fețe laterale semiarce	∅ 89 x 6	15.65	2.672	135.428	30.433	2.942	90.818	0.656
	∅ 89 x 8	20.36	2.783	168.586	37.884	2.878	96.709	0.611
	∅ 83 x 10	22.93	3.126	155.633	37.502	2.605	119.998	0.453
	∅ 83 x 6	14.51	2.662	108.221	26.077	2.731	97.487	0.605
	∅ 76 x 6	13.19	3.083	81.411	21.424	2.484	124.129	0.430
	∅ 70 x 6	12.06	3.037	62.309	17.803	2.273	133.632	0.381
Montanti semiarce	∅ 70 x 6	12.06	2.000	62.309	17.803	2.273	88.002	0.678
Diagonale superioare	∅ 70 x 6	12.06	3.070	62.309	17.803	2.273	135.084	0.374

Tab. 4. 8. Caracteristici geometrice - Inele A și B

Element	Secțiunea	A [cm ²]	I [m]	I [cm ⁴]	W [cm ³]	i [cm]	λ	φ
Inel A Talpi b-c	∅ 121x 12	41.09	1.923	617.665	102.093	3.877	49.600	0.915
Inel A Diagonale	∅ 70 x 6	12.06	2.821	62.309	17.803	2.273	124.127	0.430
Inel B Talpi	∅ 127 x 11	40.09	2.000	680.322	107.137	4.120	48.548	0.919
Inel B Diagonale	∅ 70 x 6	12.06	3.095	62.309	17.803	2.273	136.184	0.369

Tab. 4. 9. Caracteristici geometrice - tălpi semiarce

Element	Secțiunea	A [cm ²]	I [m]	I [cm ⁴]	W [cm ³]	i [cm]	λ	φ
Tălpi semiarce	Ø 146 x 16	65.35	2.704	1401.326	191.963	4.631	58.391	0.876
	Ø 146 x 14	58.06	2.511	1278.697	175.164	4.693	53.498	0.899
	Ø 152 x 18	75.78	2.450	1731.464	227.824	4.780	51.253	0.908

Tab. 4. 10. Caracteristici geometrice - pane

Element	Secțiunea	A [cm ²]	I [m]	I [cm ⁴]	W [cm ³]	i [cm]	λ	φ
Pane	Ø 127 x 12	43.35	5.043	724.499	114.094	4.088	123.365	0.434
	Ø 127 x 10	36.76	4.682	633.547	99.771	4.152	112.769	0.498
	Ø 127 x 9	33.36	4.313	584.074	91.980	4.184	103.077	0.564
	Ø 108 x 11	33.52	3.937	399.316	73.947	3.451	114.056	0.490
	Ø 108 x 10	30.79	3.554	373.454	69.158	3.483	102.032	0.572
	Ø 108 x 8	25.13	3.165	316.170	58.550	3.547	89.221	0.669
	Ø 89 x 10	24.82	2.770	196.718	44.206	2.815	98.378	0.599
	Ø 89 x 8	20.36	2.370	168.586	37.884	2.878	82.350	0.721
	Ø 89 x 6	15.65	1.965	135.428	30.433	2.942	66.798	0.829
	Ø 70 x 7	13.85	1.557	69.584	19.881	2.241	69.466	0.812
Ø 70 x 6	12.06	1.145	62.309	17.803	2.273	50.373	0.912	

Tab. 4. 11. Caracteristici geometrice - inel central și talpa a (inel A)

Element	A [cm ²]	W ₃₋₃ [cm ³]	W ₂₋₂ [cm ³]	i ₂₋₂ [cm]	i ₃₋₃ [cm]	I [m]	λ	φ
Inel central	1494.39	110676	35617	91,9	27.4	0.55	1,011	0,9999
Talpa a - inel A	209	3162	523	18,9	5,6	1.83	32.773	0.9478

Tab. 4. 12. Caracteristici geometrice - contravântuiri

Element	Secțiunea	A [cm ²]	I [m]	I [cm ⁴]	W [cm ³]	i [cm]	λ	φ
Contravântuiri	∅60 x 6	10.18	9.885	37.560	12.520	1.921	514.593	0.029
	La luminator							
	∅60 x 6	10.18	3.375	37.560	12.520	1.921	175.695	0.235
	Peste luminator							

5. ANALIZA NUMERICĂ A COMPORTĂRII NELINIARE A CUPOLEI CU ARCE ȘI INELE DE LA ROMEXPO DIN BUCUREȘTI

5.1 Introducere

În acest capitol, s-a analizat structura cupolei cu arce și inele de la Romexpo din București, sub acțiunea încărcărilor inițiale de proiectare, precum și după acțiunea încărcărilor după actualele normative. Încărcările normate și combinațiile aferente sunt prezentate în subcapitolul 4.3.

S-au aplicat acțiunile externe asupra structurii și s-au determinat eforturile în combinațiile aferente stării limită ultime și deplasările din starea limită de serviciu, atât pentru încărcările inițiale, cât și pentru încărcările actuale. Forțele seismice, au fost stabilite, după încărcările inițiale de proiectare, conform STAS P63/1963, sub formă de forțe statice orizontale, aplicate în nodurile structurii; conform actualului cod de proiectare seismică P100-1/2006 [61], s-a efectuat o analiză spectrală, folosind un spectru de răspuns în domeniu elastic ($q=1$).

Pentru aceste ipoteze de încărcări și combinații, s-a efectuat analiza statică liniară, statică în domeniu neliniar, precum și analiza spectrală elastică în domeniu liniar. Pentru calcule, s-a utilizat programul de calcul SAP2000 Advanced v11 [40], [41].

Eforturile și deplasările obținute din calculul static liniar și neliniar, au fost comparate, pentru a determina influența calculului neliniar asupra stării de eforturi și deplasări.

De asemenea, s-au analizat rezultatele obținute din analiza spectrală, în domeniu elastic și au fost comparate cu eforturile și deplasările obținute din analiza statică neliniară.

Eforturile și deplasările au fost obținute din analiza static liniară și neliniară a structurii pentru toate cele trei modele de alcătuire geometrică, atât după încărcările inițiale de proiectare, cât și după actualele normative, au fost grupate pe tipuri de elemente structurale:

- Semiarce : Tălpile semiarcelor $\varnothing 146-152/14-18\text{mm}$, diagonalele fețelor laterale $\varnothing 70-89/6-10\text{mm}$, diagonalele feței superioare $\varnothing 70 \times 6\text{mm}$, montajii feței superioare $\varnothing 70 \times 6\text{mm}$;
- Inelul A: Talpa A formată dintr-un profil I compus, tălpile b-c cu secțiunea $\varnothing 121 \times 12\text{mm}$, și diagonale $\varnothing 70 \times 6\text{mm}$.
- Inelul B: Tălpile cu secțiunea $\varnothing 127 \times 11$ și diagonale $\varnothing 70 \times 6\text{mm}$.
- Pane: $\varnothing 70-127/6-12\text{mm}$;
- Contravântuiri: $\varnothing 60 \times 6\text{mm}$.

Deoarece paneele au zveltețea foarte mare; zveltețea fiind între $\lambda = 133..515$. Acestea nu pot lucra la compresiune și în analizele următoare, acestea s-au calculat ca bare care lucrează doar la forța axială de întinde (paneele sunt dublu articulate la capete).

5.2 Calculul static și seismic spectral elastic al structurii de la Romexpo din București

Eforturile rezultate în urma analizei statice, numerice de ordinul I linear elastic și combinațiile din care rezultă aceste, sunt prezentate în anexa I, Tab. A.1 - Tab. A.7 (pentru încărcările inițiale de proiectare), Tab. A.8 - Tab. A.14 (pentru încărcările după actualele normative), câte un tabel pentru fiecare tip de element, în care sunt date valorile eforturilor maxime pentru secțiunea caracteristică, a elementului respectiv.

Săgeata maximă pentru inelul central, deplasările în plan și vertical pentru inelul intermediar și deplasările generale ale întregii structuri, obținute din analiza numerică, static liniară, a cupolei cu încărcările inițiale de proiectare, sunt date în anexa I Tab. A. 15 - Tab. A. 17 (pentru încărcările inițiale de proiectare), Tab. A. 18 - Tab. A. 20 (pentru încărcările după actualele normative).

Similiar, s-a analizat structura sub acțiunea încărcărilor actuale și inițiale de proiectare, dar ținând cont de calculul static de ordinul II liniar elastic, geometric neliniar, unde ecuația de echilibru este scrisă pe forma deformată a structurii. Eforturile maxime obținute pe tipuri de elemente sunt prezentate sub formă tabelară în anexa I, Tab. A. 21 - Tab. A. 27 (pentru încărcările inițiale de proiectare), Tab. A. 28 - Tab. A. 34 (pentru încărcările după actualele normative), iar deplasările sunt date în Tab. A. 35 - Tab. A. 37 (pentru încărcările inițiale de proiectare), Tab. A. 38 - Tab. A. 40 (pentru încărcările după actualele normative).

Analiza folosind spectre de răspuns, este o metodă de analiză statistică, dinamică liniară, care măsoară contribuția fiecărui mod de vibrație pentru a indica răspunsul seismic maxim probabil a unei structuri elastice. Analiza spectrală oferă comportarea dinamică a structurii prin măsurarea accelerațiilor spectrale, vitezei și deplasărilor, în funcție de perioada structurii pentru un spectrul și nivel de amortizare. Aceasta fiind înfășurătoarea răspunsului dinamic [62].

Comportarea structurii, în timpul mișcării seismice, este influențată de perioada proprie de vibrație a structurii; structurile cu perioadă mai mică, au accelerații mai mari, iar cele cu perioadă mai mare, au deplasări mai mari [62].

Din analiza structurii pe forma nedeformată, încărcată sub acțiunea mișcării seismice, folosind un spectru de accelerații în domeniul elastic, au rezultate eforturile în structură, date în Anexa I, Tab. A. 41 - A. 47.

Săgeata maximă pentru inelul central, deplasările în plan și vertical pentru inelul intermediar și deplasările generale ale întregii structuri, obținute din analiza seismică, spectral elastică, cu încărcările actuale de proiectare, sunt date în Anexa I, Tab. A. 48 - Tab. A. 50

5.3 Influența calculului neliniar asupra stării de eforturi și deplasări

În acest subcapitol, se prezintă, sub formă tabelară, influența calculului de ordinul II, linear elastic și geometric neliniar, asupra eforturilor din elementele structurii, prin raportul N^{II}/N^I . Când acest raport este supraunitar, eforturile cresc în calculul static neliniar, iar în cazul când raportul este subunitar, eforturile scad în calcul static neliniar comparat cu cel static linear.

5.3.1. Compararea eforturilor și deplasărilor din încărcările luate în considerare la proiectarea cupolei

Compararea eforturilor axiale, din calculul static liniar și neliniar din încărcările inițiale de proiectare, a condus la următoarele creșteri/descreșteri:

Tab 5. 1. Influență calcul neliniar la tăpile semiarcelor din încărcările inițiale

INFLUENȚĂ CALCUL NELINIAR LA TĂPILE SEMIARCELOR CU ÎNCĂRCĂRILE ÎNIȚIALE											
Secțiunea	Efort		Model I			Model II			Model III		
			Linear	Neliniar	N ^{II} /N ^I	Linear	Neliniar	N ^{II} /N ^I	Linear	Neliniar	N ^{II} /N ^I
Ø146x16	N [kN]	min	-730.9	-757.4	1.04	-696.8	-692.4	0.99	-700.7	-699.8	1.00
		max	167.6	146.5	0.87	120.3	137.2	1.14	36.4	36.4	1.00
Ø146x14	N [kN]	min	-566.7	-582.9	1.03	-566.3	-557.5	0.98	-565.4	-557.4	0.99
		max	251.4	292.4	1.16	181.9	203.8	1.12	94.1	113.4	1.20
Ø152x18	N [kN]	min	-605.4	-613.9	1.01	-568.4	-574.2	1.01	-520.2	-522.6	1.00
		max	226.6	298.3	1.32	197.8	207.3	1.05	59.0	92.0	1.56

Tab 5. 2. Influență calcul neliniar la zăbrele semiarce din încărcările inițiale

INFLUENȚĂ CALCUL NELINIAR LA ZĂBRELE SEMIARCE CU ÎNCĂRCĂRILE ÎNIȚIALE											
Secțiunea	Efort		Model I			Model II			Model III		
			Linear	Neliniar	N ^{II} /N ^I	Linear	Neliniar	N ^{II} /N ^I	Linear	Neliniar	N ^{II} /N ^I
Ø89x6	N [kN]	min	-93.7	-105.3	1.12	-95.0	-98.8	1.04	-73.5	-76.4	1.04
		max	168.0	167.4	1.00	167.6	168.0	1.00	164.0	164.0	1.00
Ø89x8	N [kN]	min	-119.2	-122.8	1.03	-105.2	-107.4	1.02	-95.7	-97.1	1.01
		max	71.0	73.5	1.03	62.0	63.1	1.02	92.3	54.2	0.59
Ø83x6	N [kN]	min	-44.4	-49.2	1.11	-40.3	-40.9	1.01	-36.7	-37.7	1.03
		max	41.9	40.4	0.96	31.4	32.0	1.02	25.7	27.6	1.07
Ø76x6	N [kN]	min	-69.1	-71.4	1.03	-57.0	-56.6	0.99	-60.5	-61.1	1.01
		max	47.6	50.8	1.07	39.5	38.0	0.96	38.4	38.6	1.01
Ø70x6 diagonale	N [kN]	min	-66.7	-72.5	1.09	-62.4	-64.1	1.03	-57.0	-59.8	1.05
		max	49.6	53.2	1.07	45.1	45.6	1.01	40.1	41.5	1.04
Ø83x10	N [kN]	min	-92.4	-100.3	1.09	-86.2	-85.1	0.99	-78.1	-79.3	1.02
		max	98.6	91.1	0.92	60.3	55.1	0.91	50.8	51.2	1.01
Ø70x6 diag. sup.	N [kN]	min	-136.9	-163.2	1.19	-123.0	-110.1	0.89	-79.7	-84.7	1.06
		max	86.1	93.5	1.09	101.8	117.2	1.15	39.0	40.6	1.04
Ø70x6 montanti	N [kN]	min	-70.8	-81.8	1.16	-55.6	-58.9	1.06	-57.4	-58.2	1.01
		max	63.8	64.5	1.01	60.2	60.5	1.00	60.7	61.4	1.01

Tab 5. 3. Influență calcul neliniar la pane din încărcările inițiale

INFLUENȚĂ CALCUL NELINIAR LA PANE CU ÎNCĂRCĂRILE INIȚIALE											
Secțiunea	Efort		Model I			Model II			Model III		
			Linear	Neliniar	N ^{II} /N ^I	Linear	Neliniar	N ^{II} /N ^I	Linear	Neliniar	N ^{II} /N ^I
Ø127x12	N [kN]	min				-86.2	-107.2	1.24	-103.8	-125.8	1.21
		max				221.7	215.3	0.97	240.1	230.9	0.96
Ø127x10	N [kN]	min				-43.0	-60.9	1.41	-51.5	-69.3	1.34
		max				184.3	177.8	0.97	197.5	187.2	0.95
Ø127x9	N [kN]	min				-42.6	-52.8	1.24	-63.5	-53.7	0.85
		max				165.7	159.1	0.96	175.7	168.7	0.96
Ø108x11	N [kN]	min				-46.4	-56.4	1.21	-50.5	-57.5	1.14
		max				166.2	159.0	0.96	176.4	169.3	0.96
Ø108x10	N [kN]	min				-45.3	-53.7	1.19	-48.4	-54.8	1.13
		max				154.3	147.9	0.96	163.2	157.5	0.97
Ø108x8	N [kN]	min				-38.9	-44.9	1.15	-41.0	-45.8	1.12
		max				129.2	124.8	0.97	138.6	131.9	0.95
Ø89x10	N [kN]	min				-51.9	-45.0	0.87	-51.7	-46.0	0.89
		max				165.0	178.0	1.08	187.1	199.5	1.07
Ø89x6	N [kN]	min				-34.8	-36.9	1.06	-35.7	-37.7	1.06
		max				124.9	122.1	0.98	116.6	116.6	1.00
Ø86x6	N [kN]	min				-28.0	-28.2	1.01	-28.5	-28.9	1.01
		max				104.5	103.6	0.99	98.4	95.3	0.97
Ø70x7	N [kN]	min				-26.1	-24.8	0.95	-26.4	-25.4	0.96
		max				98.0	98.2	1.00	92.9	91.1	0.98
Ø70x6	N [kN]	min				-34.4	-28.4	0.82	-34.3	-28.9	0.84
		max				88.2	90.8	1.03	86.2	88.8	1.03

Tab 5. 4. Influență calcul neliniar la contravântuiri din încărcările inițiale

INFLUENȚĂ CALCUL NELINIAR LA CONTRAVÂNTUIRI CU ÎNCĂRCĂRILE INIȚIALE											
Secțiunea	Efort		Model I			Model II			Model III		
			Linear	Neliniar	N ^{II} /N ^I	Linear	Neliniar	N ^{II} /N ^I	Linear	Neliniar	N ^{II} /N ^I
Ø60x6	N [kN]	max							125.3	130.0	1.04

Tab 5. 5. Influență calcul nelinier la inelele A și B din încărcările inițiale

INFLUENȚĂ CALCUL NELINIAR LA INELELE A ȘI B CU ÎNCĂRCĂRILE ÎNIȚIALE											
Secțiunea transversală	Efort		Model I			Model II			Model III		
			Linear	Nelinier	N ^{II} /N ^I	Linear	Nelinier	N ^{II} /N ^I	Linear	Nelinier	N ^{II} /N ^I
Ø121x12	N [kN]	min	-443.2	-450.2	1.02	-426.2	-435.9	1.02	-394.0	-398.9	1.01
		max	1.3	-0.5	-0.36	3.5	2.2	0.65	3.2	2.4	0.73
Ø70x6 diag inel A	N [kN]	min	-72.5	-75.7	1.05	-71.3	-74.4	1.04	-70.2	-73.5	1.05
		max	79.0	83.9	1.06	83.8	86.9	1.04	74.4	76.8	1.03
Ø127x11	N [kN]	min	-272.3	-366.6	1.35	-187.5	-208.7	1.11	-196.5	-217.1	1.10
		max	430.1	418.4	0.97	218.8	215.6	0.99	221.9	213.6	0.96
Ø70x6 diag inel B	N [kN]	min	-68.5	-81.2	1.19	-66.7	-72.0	1.08	-70.7	-73.6	1.04
		max	61.3	71.5	1.17	62.5	65.1	1.04	71.8	75.0	1.04
talpa a, inel A inel central	N [kN]	min	-1834.6	-1851.9	1.01	-1832.5	-1838.7	1.00	-1822.6	-1827.0	1.00
		max	-6259.9	-5789.0	0.92	-6353.1	-6208.6	0.98	-6352.6	-6356.9	1.00

Eforturi maxime în tălpile semiarcelor - încărcările inițiale

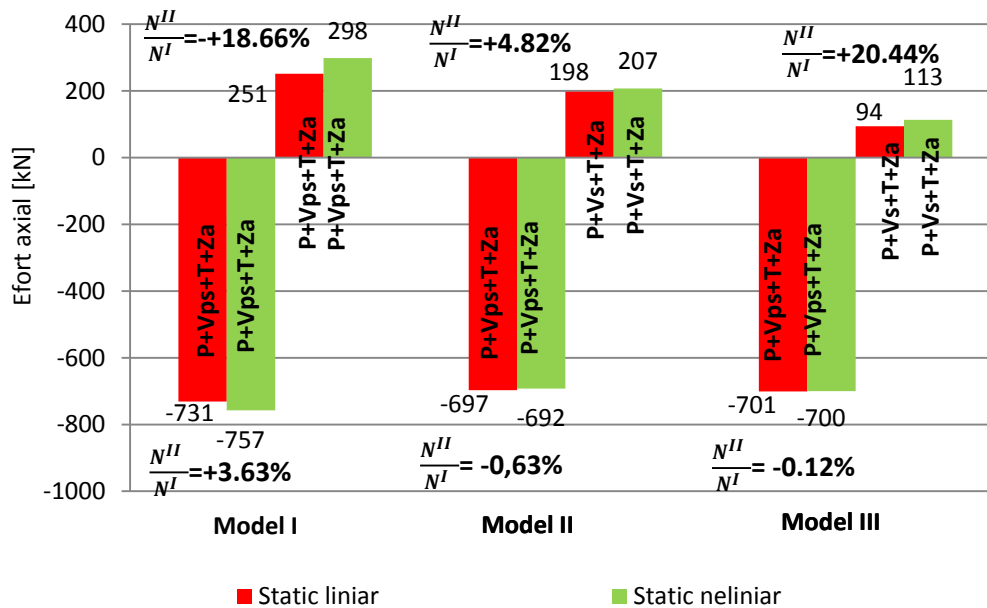


Fig. 5. 1. Influența calcului nelinier asupra stării de eforturi în tălpile semiarcelor, din încărcările inițiale

Eforturi maxime în diagonale, fețe laterale semiarce - încărcările inițiale

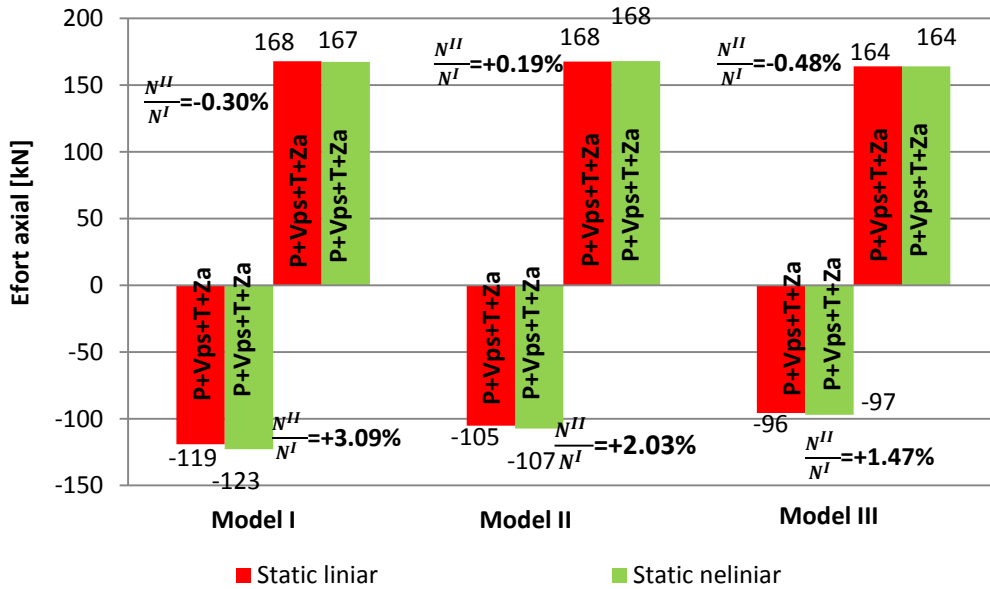


Fig. 5. 2. Influența calculului nelinier asupra stării de eforturi în diagonalele fețelor laterale a semiarcelor, din încărcările inițiale

Eforturi maxime în diagonale - fața superioară - încărcările inițiale

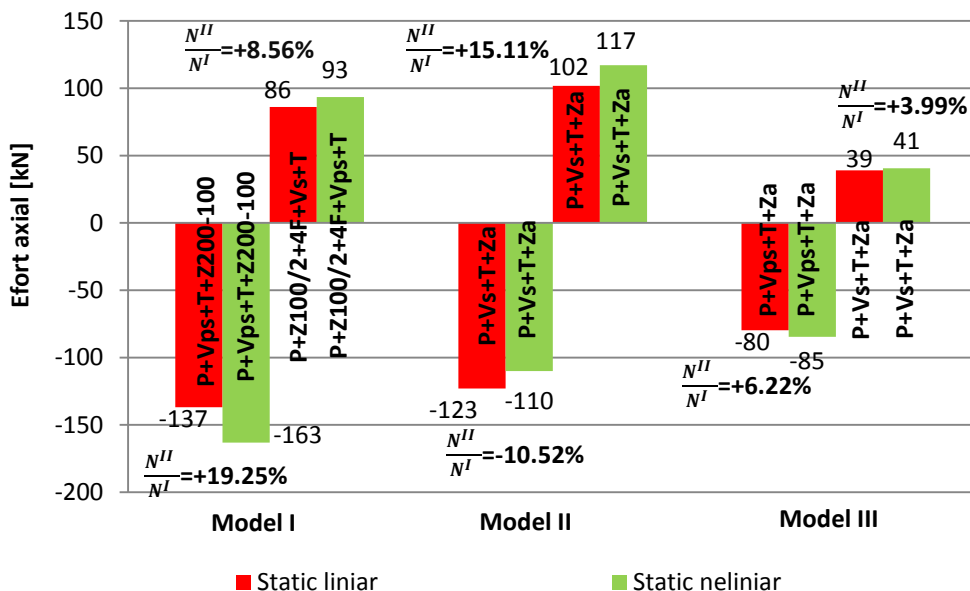


Fig. 5. 3. Influența calculului nelinier asupra stării de eforturi în diagonalele feței superioare a semiarcelor, din încărcările inițiale

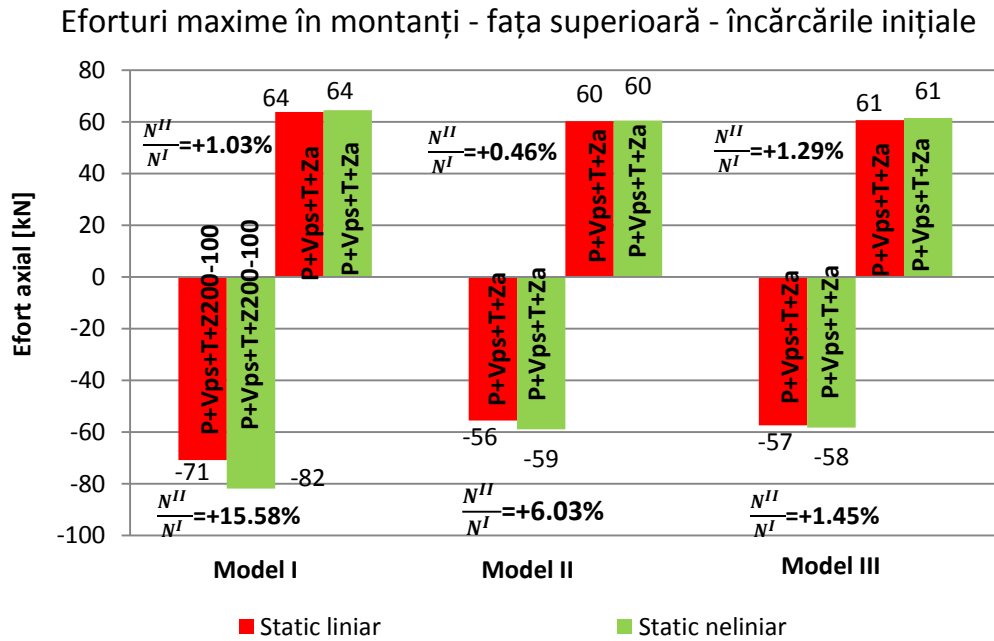


Fig. 5. 4. Influența calcului neliniar asupra stării de eforturi în montanții feței superioare a semiarcelor, din încărcările inițiale

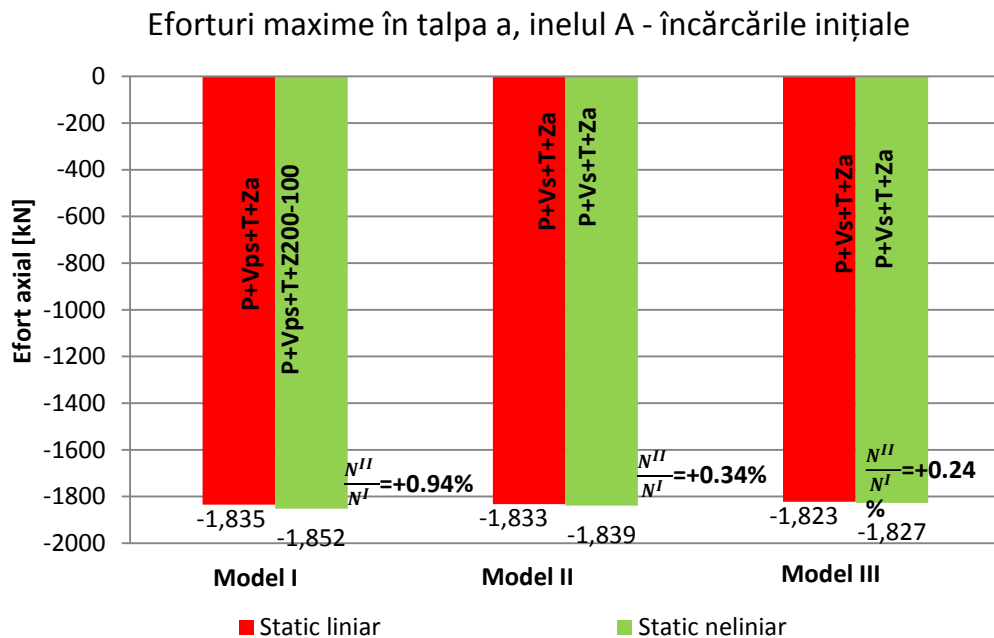


Fig. 5. 5. Influența calcului neliniar asupra stării de eforturi în talpa a, inelul A, din încărcările inițiale

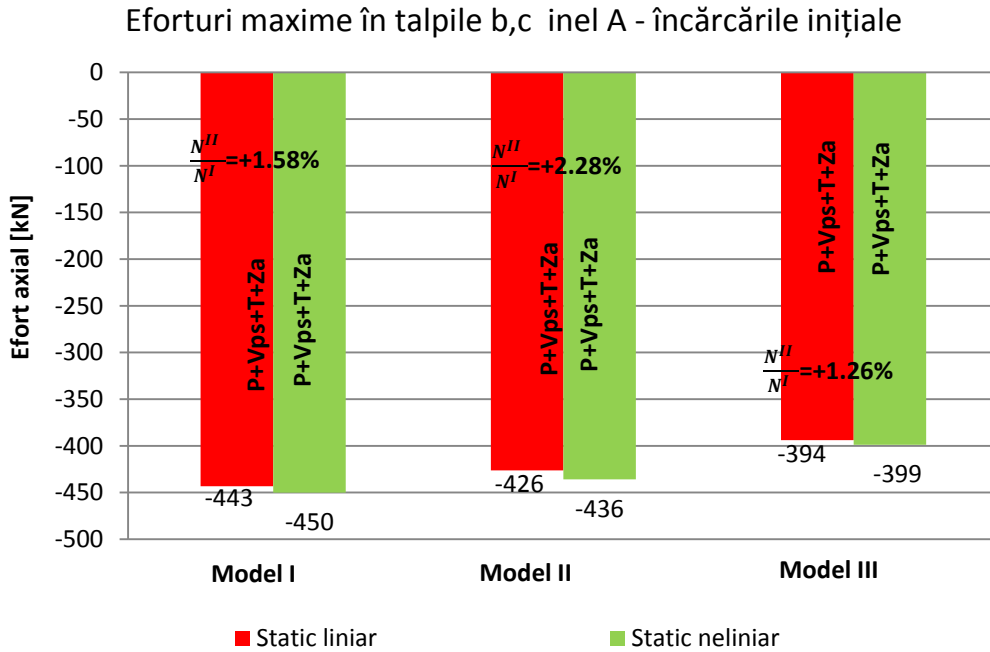


Fig. 5. 6. Influența calculului nelinier asupra stării de eforturi în tăpile b și C a inelului A, din încărcările inițiale

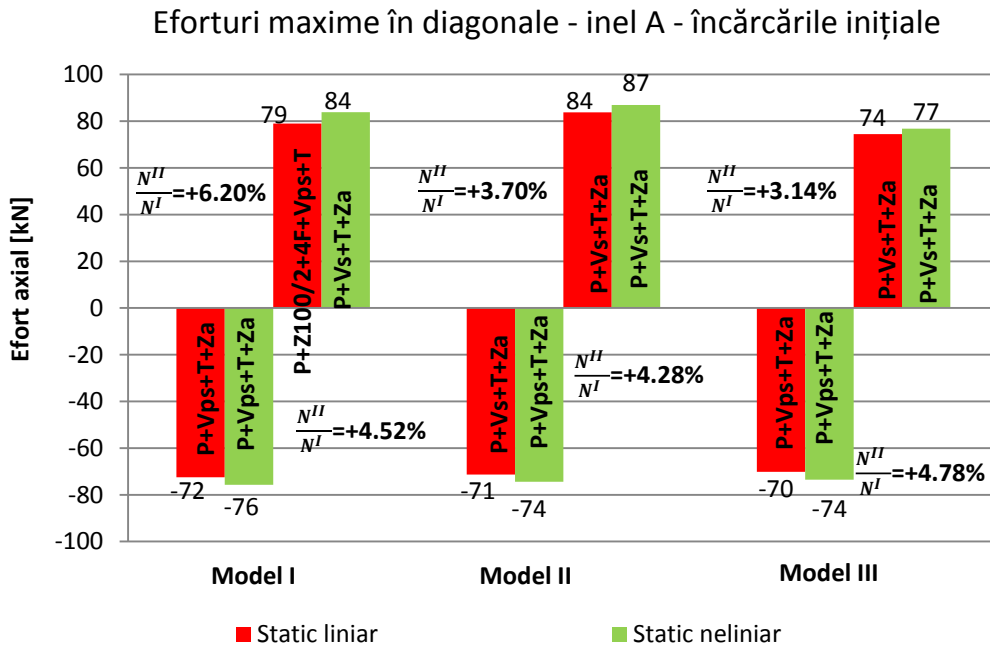


Fig. 5. 7. Influența calculului nelinier asupra stării de eforturi în diagonalele inelului A, din încărcări inițiale

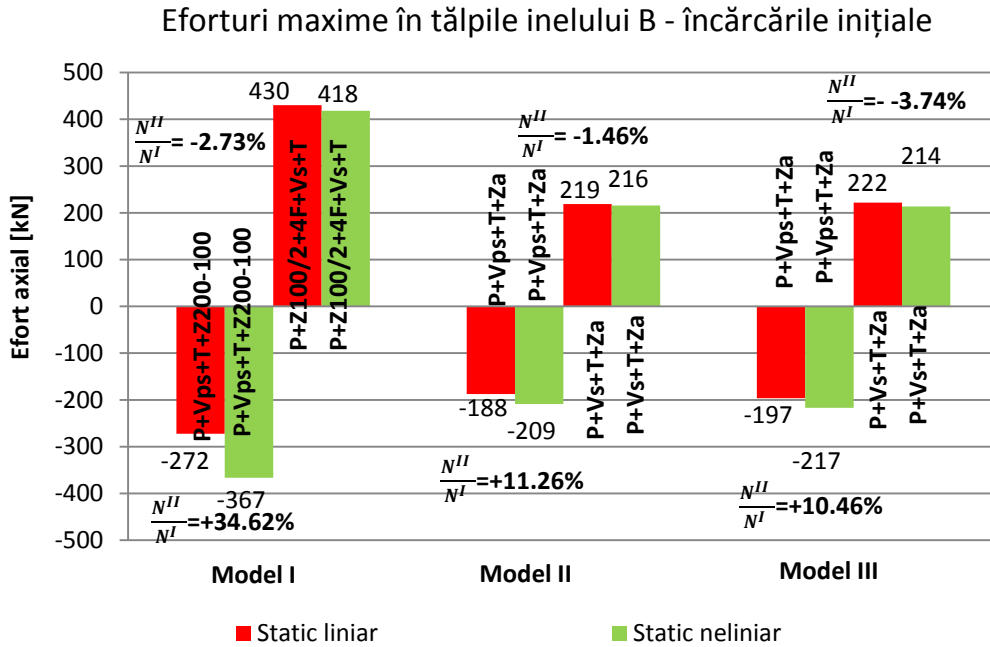


Fig. 5. 8. Influența calcului neliniar asupra stării de eforturi în tăpile inelului B, din încărcările inițiale

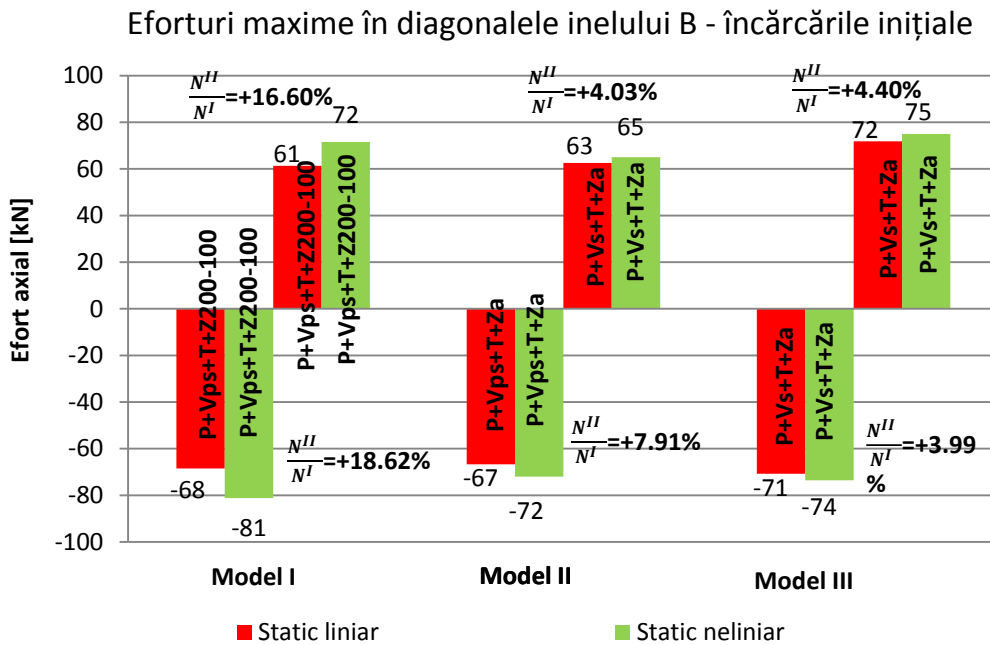


Fig. 5. 9. Influența calcului neliniar asupra stării de eforturi în diagonalele inelului B, din încărcările inițiale

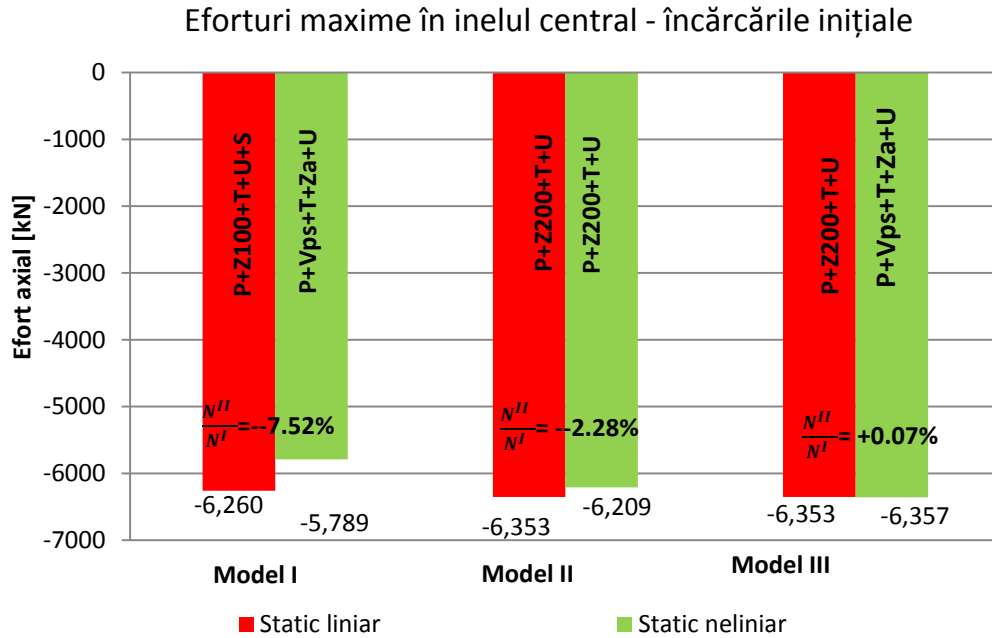


Fig. 5. 10. Influența calcului nelinier asupra stării de eforturi în inelul central, din încărcările inițiale

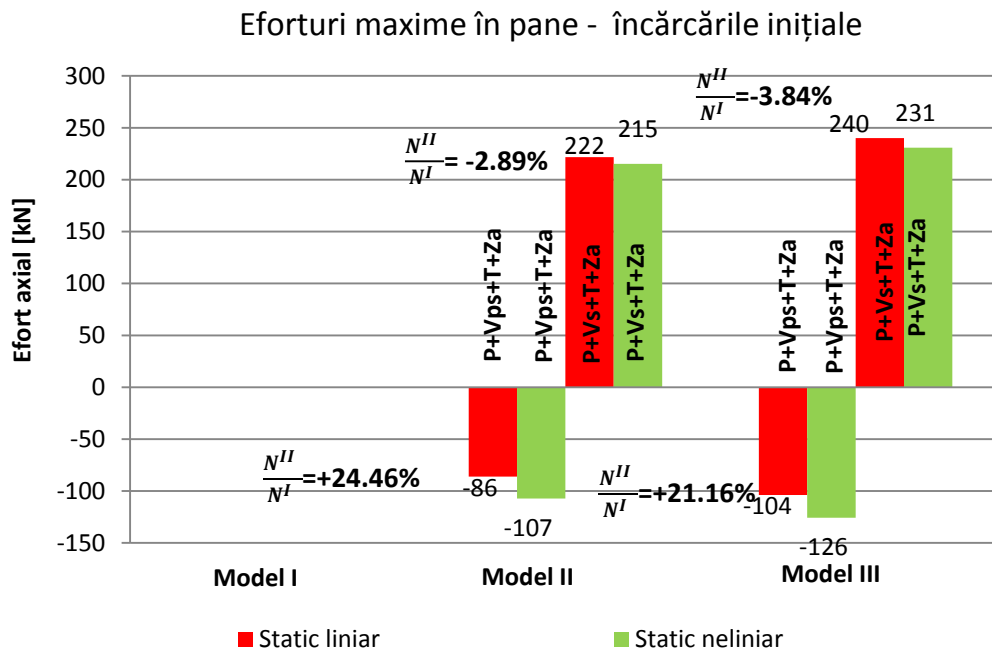


Fig. 5. 11. Influența calcului nelinier asupra stării de eforturi în pane, din încărcările inițiale

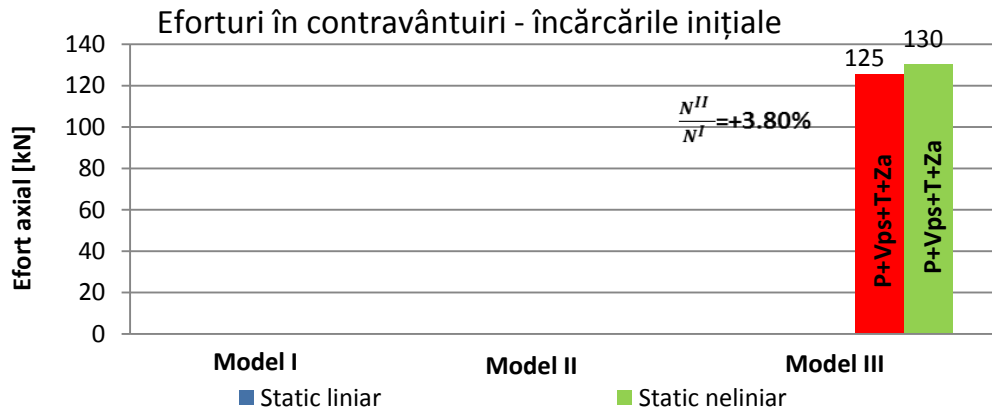


Fig. 5. 12. Influența calcului neliniar asupra stării de eforturi în contravântuiri, din încărcările inițiale

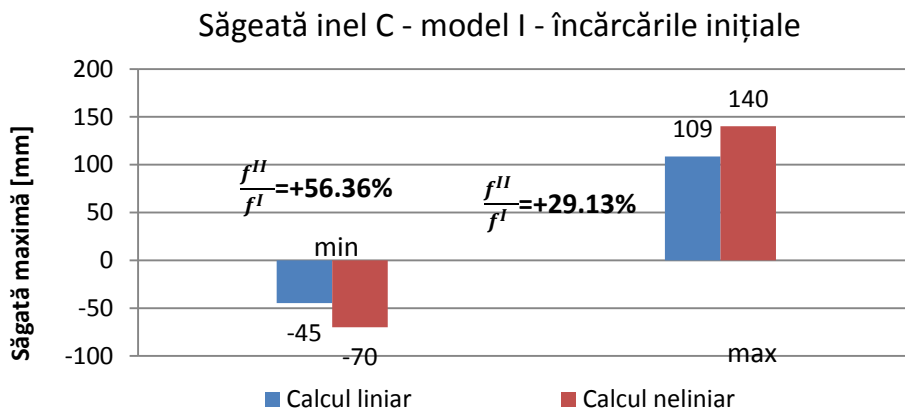


Fig. 5. 13. Influența calcului neliniar asupra săgeții inelului central, model I din încărcările inițiale

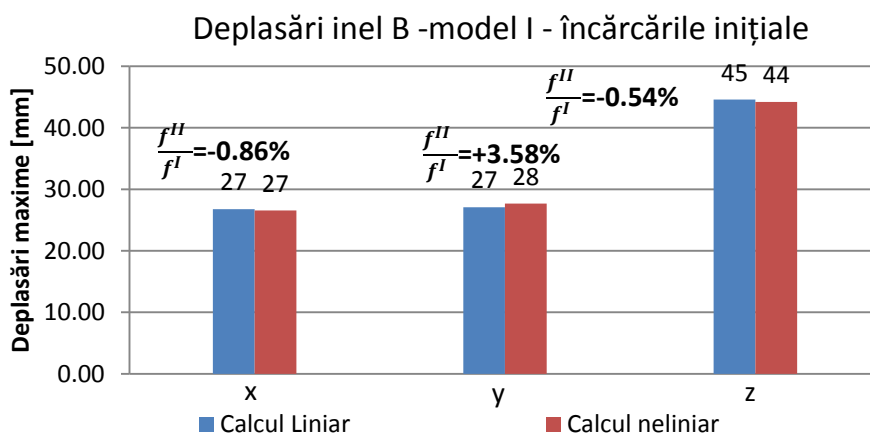


Fig. 5. 14. Influența calcului neliniar asupra deplasărilor inelului intermediar, model I din încărcările inițiale

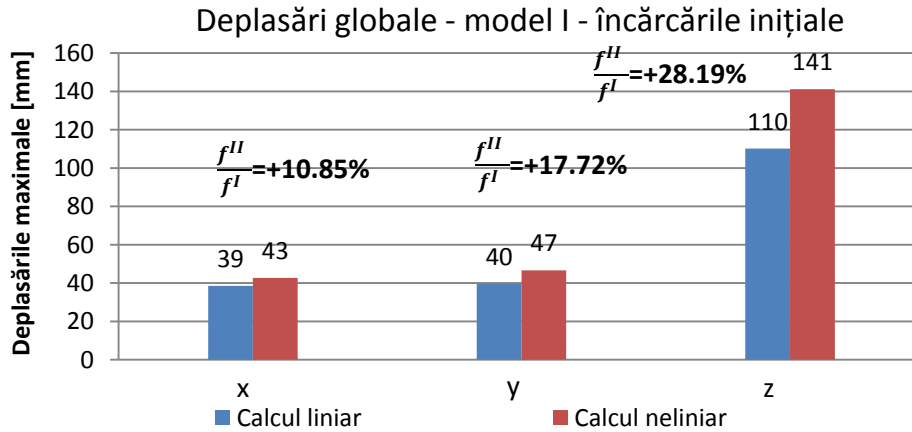


Fig. 5. 15. Influența calculului nelinier asupra deplasărilor globale, model I din încărcările inițiale

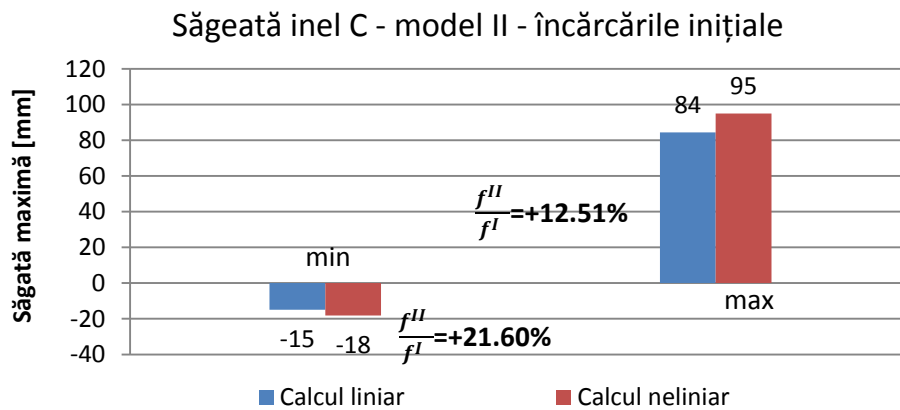


Fig. 5. 16. Influența calculului nelinier asupra săgeții inelului central, model II din încărcările inițiale

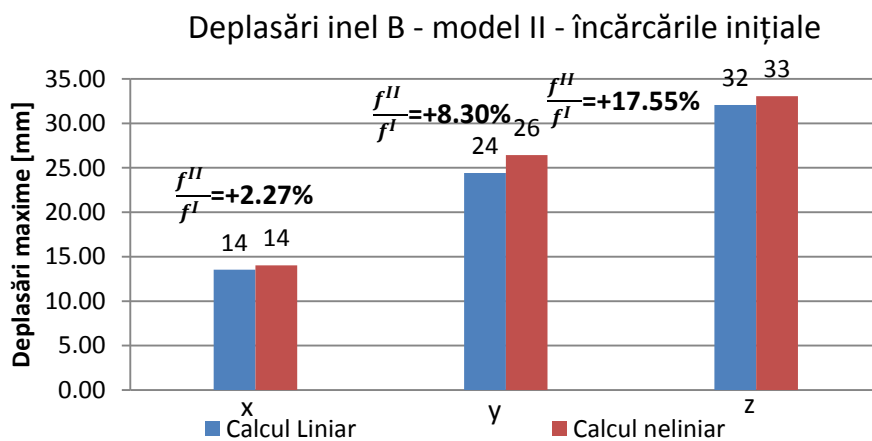


Fig. 5. 17. Influența calculului nelinier asupra deplasărilor inelului intermediar, model II din încărcările inițiale

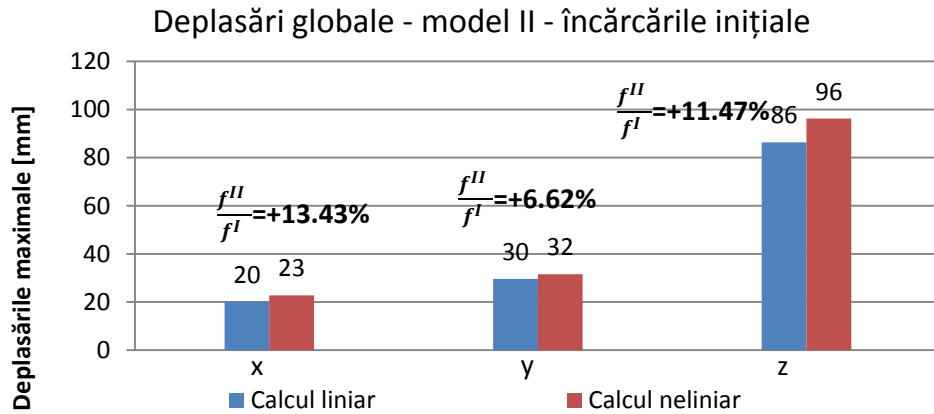


Fig. 5. 18. Influența calcului neliniar asupra deplasărilor globale, model II din încărcările inițiale

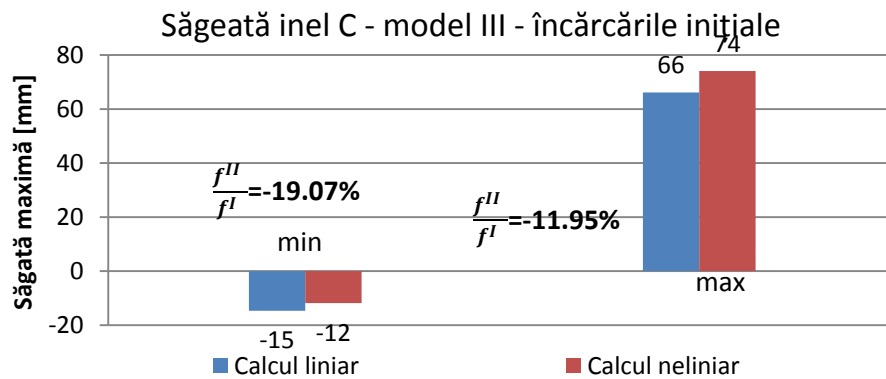


Fig. 5. 19. Influența calcului neliniar asupra săgeții inelului central, model III din încărcările inițiale

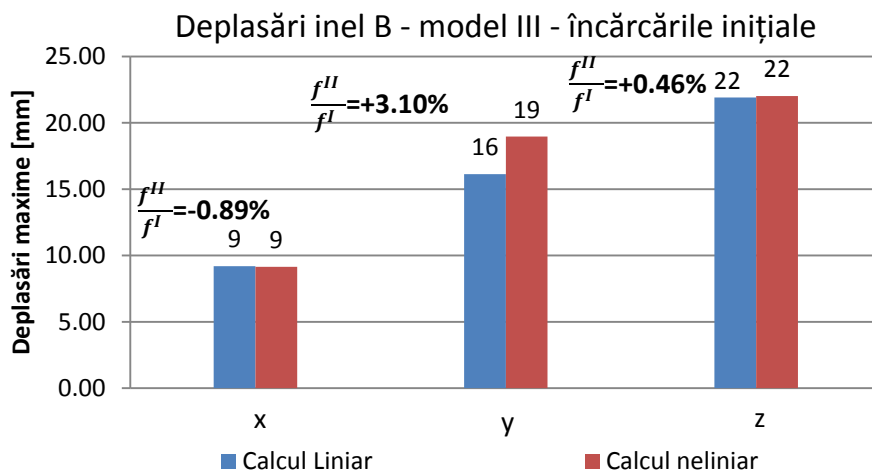


Fig. 5. 20. Influența calcului neliniar asupra deplasărilor inelului intermediar, model III cu încărcările inițiale

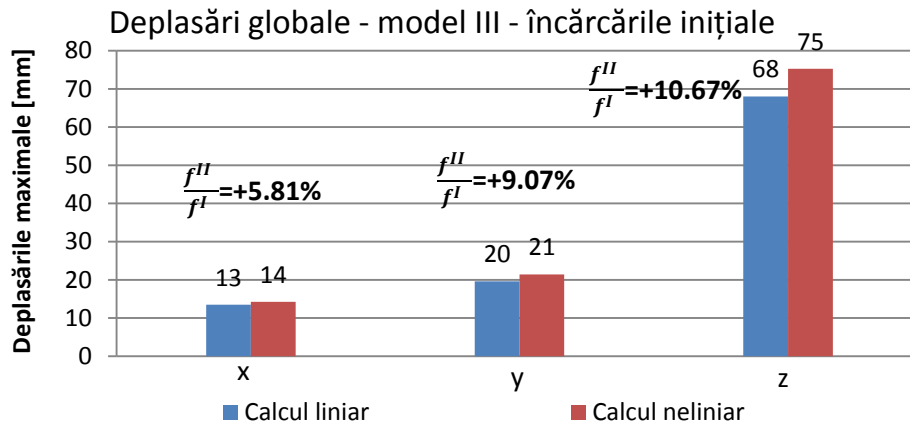


Fig. 5. 21. Influența calculului nelinier asupra deplasărilor structurii, din încărcările inițiale

Din datele prezentate în tabelele 5.1 – 5.5 și fig. 5.1 – 5.12, au rezultat următoarele creșteri/descreșteri maximale ale eforturilor, pe tipuri de elemente, din calculul static nelinier comparat cu cel liniar, din încărcările inițiale:

- tălpi semiarce: -0,63% .. +20,44%;
- diagonale fețe laterale semiarce: -0,30% .. +3,09%;
- montanți fața superioară a semiarcelor: +0,46% .. +15,58%;
- diagonale fața superioară a semiarcelor: -10,52% .. +19,25%;
- contravântuiri: +3,80%;
- pane: -3,84%..+24.46%;
- tălpi, inelul A: 0,24%..2.28%; exceptând descreșterile extreme, exprimate procentual, dar la valori absolute foarte scăzute (de la 1.274 kN la -0,453 kN).
- diagonale inel A: +3,14%..+6,20%;
- tălpi, inelul B: -3,74%..34,62%;
- diagonale inel B: +3,99%..+18,62%;
- inel central, chesonat: -7,52%..+0.07%.

Din figurile 5.13 – 5.21, au rezultat următoarele creșteri/descreșteri maximale ale deplasărilor, pe tipuri de elemente, din calculul static nelinier comparat cu cel liniar, din încărcările inițiale:

- pentru modelul I de alcătuire: creșterea săgeții inelului central cu +29,13%..+56,36%, a deplasărilor inelului intermediar în plan orizontal cu -0,86%..+3.58% și vertical cu -0,54%, respectiv a deplasărilor generale a structurii în plan orizontal cu +10,85%..+17,72% și plan vertical +28,19%;
- pentru modelul II de alcătuire: creșterea săgeții inelului central cu +12,51%..+21,60%, a deplasărilor inelului intermediar în plan orizontal cu +0,27%..8.30% și vertical cu +17,55%, respectiv a deplasărilor generale a structurii în plan orizontal cu +6,62%..+13,43% și plan vertical +11,47%;
- pentru modelul III de alcătuire: creșterea săgeții inelului central cu +11,95%..+19,07%, a deplasărilor inelului intermediar în plan orizontal cu -0,98%..3.10% și vertical cu +0,46%, respectiv a deplasărilor generale a structurii în plan orizontal cu +5,81%..+9,07% și plan vertical +10,62%;

5.3.2. Compararea eforturilor și deplasărilor produse de încărcările actuale, din calcul static și spectral elastic

Din compararea eforturilor axiale, din calculul static linear și nelinier produse de încărcările după actuale normative, au rezultat următoarele creșteri/descreșteri:

Tab 5. 6. Influență calcul nelinier la zăbrele semiarce din încărcările actuale

INFLUENȚĂ CALCUL NELINIAR LA ZĂBRELE SEMIARCE CU ÎNCĂRCĂRI ACTUALE											
Secțiunea	Efort		Model I			Model II			Model III		
			Linear	Nelinier	N ^{II} /N ^I	Linear	Nelinier	N ^{II} /N ^I	Linear	Nelinier	N ^{II} /N ^I
Ø89x6	N [kN]	min	-148.2	-160.9	1.09	-145.2	-167.2	1.15	-114.1	-117.9	1.03
		max	235.6	239.7	1.02	239.1	247.9	1.04	236.7	239.7	1.01
Ø89x8	N [kN]	min	-160.5	-163.1	1.02	-159.0	-162.2	1.02	-142.9	-144.3	1.01
		max	93.6	94.9	1.01	92.8	95.5	1.03	79.4	79.3	1.00
Ø83x6	N [kN]	min	-80.5	-86.2	1.07	-60.6	-62.3	1.03	-59.8	-56.2	0.94
		max	59.9	64.9	1.08	49.1	53.9	1.10	46.9	46.9	1.00
Ø76x6	N [kN]	min	-90.8	-86.2	0.95	-86.2	-79.9	0.93	-73.7	-84.8	1.15
		max	64.9	67.8	1.05	60.9	65.0	1.07	53.0	56.1	1.06
Ø70x6 diagonale	N [kN]	min	-89.2	-88.9	1.00	-94.0	-91.1	0.97	-82.9	-83.9	1.01
		max	65.9	66.3	1.01	67.6	64.6	0.96	58.4	59.9	1.03
Ø83x10	N [kN]	min	-122.3	-122.2	1.00	-129.4	-118.6	0.92	-110.4	-107.3	0.97
		max	138.8	142.7	1.03	121.9	126.5	1.04	105.1	107.8	1.03
Ø70x6 montanti	N [kN]	min	-160.2	-176.4	1.10	-193.5	-140.1	0.72	-130.6	-113.3	0.87
		max	136.8	150.2	1.10	156.9	222.1	1.41	71.5	79.5	1.11
Ø70x6 diag sup	N [kN]	min	-87.7	-91.9	1.05	-83.2	-90.1	1.08	-87.5	-87.8	1.00
		max	89.3	90.9	1.02	88.3	90.3	1.02	88.8	91.0	1.02

Tab 5. 7. Influență calcul nelinier la tălpile semiarcelor din încărcările actuale

INFLUENȚĂ CALCUL NELINIAR LA TĂLPI SEMIARCE CU ÎNCĂRCĂRI ACTUALE											
Secțiunea	Efort		Model I			Model II			Model III		
			Linear	Nelinier	N ^{II} /N ^I	Linear	Nelinier	N ^{II} /N ^I	Linear	Nelinier	N ^{II} /N ^I
Ø146x16	N [kN]	min	-891.6	-858.5	0.96	-962.1	-907.0	0.94	-914.6	-918.9	1.00
		max	311.6	333.8	1.07	259.8	301.6	1.16	215.0	240.3	1.12
Ø146x14	N [kN]	min	-684.6	-659.7	0.96	-750.6	-703.1	0.94	-738.2	-718.3	0.97
		max	372.6	386.6	1.04	295.7	301.1	1.02	209.3	235.2	1.12
Ø152x18	N [kN]	min	-888.7	-926.8	1.04	-882.5	-897.9	1.02	-804.0	-819.1	1.02
		max	356.7	339.3	0.95	261.0	254.6	0.98	163.1	150.1	0.92

Tab 5. 8. Influență calcul neliniar la pane din încărcările actuale

INFLUENȚĂ CALCUL NELINIAR LA PANE CU ÎNCĂRCĂRI ACTUALE											
Secțiunea	Efort		Model I			Model II			Model III		
			Linear	Neliniar	N ^{II} /N ^I	Linear	Neliniar	N ^{II} /N ^I	Linear	Neliniar	N ^{II} /N ^I
Ø127x12	N [kN]	min				-280.5	-302.4	1.08	-301.8	-317.6	1.05
		max				226.1	239.4	1.06	254.5	262.2	1.03
Ø127x10	N [kN]	min				-187.4	-201.3	1.07	-211.7	-222.6	1.05
		max				191.6	196.7	1.03	217.6	206.1	0.95
Ø127x9	N [kN]	min				-136.9	-146.1	1.07	-158.4	-167.4	1.06
		max				177.2	179.8	1.01	197.5	191.2	0.97
Ø108x11	N [kN]	min				-118.5	-119.2	1.01	-130.6	-137.8	1.06
		max				184.2	185.1	1.00	202.8	198.0	0.98
Ø108x10	N [kN]	min				-112.2	-112.8	1.00	-113.3	-114.1	1.01
		max				183.1	182.9	1.00	194.3	191.3	0.98
Ø108x8	N [kN]	min				-92.7	-93.1	1.00	-93.6	-94.4	1.01
		max				167.3	167.1	1.00	173.0	167.7	0.97
Ø89x10	N [kN]	min				-91.3	-122.8	1.35	-76.9	-99.8	1.30
		max				256.6	253.4	0.99	275.9	277.5	1.01
Ø89x6	N [kN]	min				-73.0	-73.3	1.00	-73.8	-74.5	1.01
		max				166.6	166.4	1.00	166.8	164.0	0.98
Ø86x6	N [kN]	min				-54.1	-54.2	1.00	-54.6	-55.2	1.01
		max				141.6	138.5	0.98	141.9	136.1	0.96
Ø70x7	N [kN]	min				-47.7	-47.8	1.00	-48.3	-48.7	1.01
		max				137.2	132.9	0.97	132.2	129.5	0.98
Ø70x6	N [kN]	min				-55.5	-55.5	1.00	-55.6	-56.3	1.01
		max				133.5	140.6	1.05	130.2	129.8	1.00

Tab 5. 9. Influență calcul neliniar la contravântuiri din încărcările actuale

INFLUENȚĂ CALCUL NELINIAR LA CONTRAVÂNTUIRI CU ÎNCĂRCĂRI ACTUALE											
Secțiunea	Efort		Model I			Model II			Model III		
			Linear	Neliniar	N ^{II} /N ^I	Linear	Neliniar	N ^{II} /N ^I	Linear	Neliniar	N ^{II} /N ^I
Ø60x6	N [kN]	min							142.9	136.0	0.95
		max							173.3	189.3	1.09

123 ANALIZA NUMERICĂ A COMPORTĂRII NELINIARE A CUPOLEI CU ARCE ȘI INELE DE LA ROMEXPO DIN BUCUREȘTI - 5

Tab 5. 10. Influență calcul nelinier la inelele A și B din încărcările actuale

INFLUENȚĂ CALCUL NELINIAR LA INELELE A ȘI B CU ÎNCĂRCĂRI ACTUALE											
Secțiunea	Efort		Model I			Model II			Model III		
			Linear	Nelinier	N ^{II} /N ^I	Linear	Nelinier	N ^{II} /N ^I	Linear	Nelinier	N ^{II} /N ^I
∅121x12	N [kN]	min	-598.7	-603.0	1.01	-596.8	-608.8	1.02	-560.4	-561.6	1.00
		max	152.0	162.1	1.07	124.7	135.8	1.09	79.9	83.6	1.05
∅70x6 Diag. inel A	N [kN]	min	-97.5	-102.7	1.05	-97.8	-104.5	1.07	-97.2	-102.0	1.05
		max	109.4	114.2	1.04	107.4	116.1	1.08	98.5	102.1	1.04
∅127x11	N [kN]	min	-589.7	-641.8	1.09	-385.1	-419.1	1.09	-391.5	-411.6	1.05
		max	451.8	475.6	1.05	239.0	265.3	1.11	261.9	261.4	1.00
∅70x6 Diag. inel B	N [kN]	min	-93.5	-103.6	1.11	-107.0	-110.0	1.03	-101.8	-113.3	1.11
		max	72.5	78.8	1.09	95.2	104.2	1.09	106.0	117.7	1.11
talpa a, inel A	N [kN]	min	-2723.1	-2731.9	1.00	-2714.8	-2732.1	1.01	-2704.9	-2712.2	1.00
inel central		min	-7922.8	-7889.0	1.00	-8811.3	-8775.2	1.00	-9079.5	-9025.9	0.99

Eforturi maxime în tălpi semiarce - încărcările actuale

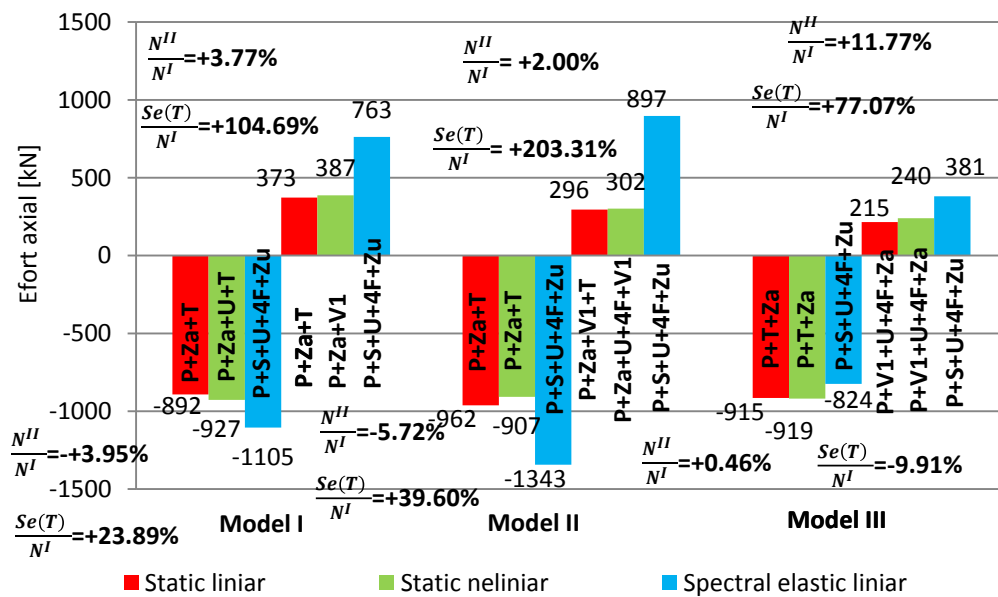


Fig. 5. 22. Influența calcului nelinier și seismic spectral, asupra stării de eforturi în tălpile semiarcelor, din încărcările actuale

Eforturi maxime în diagonale fețe laterale semiarce - încărcările actuale

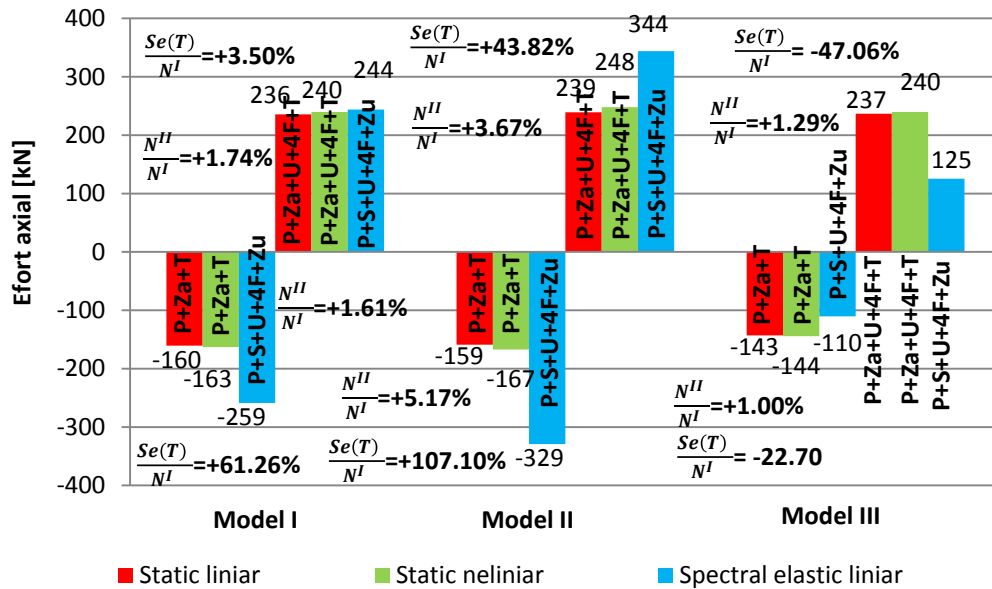


Fig. 5. 23. Influența calculului nelinier și seismic spectral, asupra stării de eforturi în diagonalele fețelor laterale a semiarcelor, din încărcările actuale

Eforturi maxime în diagonale față superioară semiarce-încărcările actuale

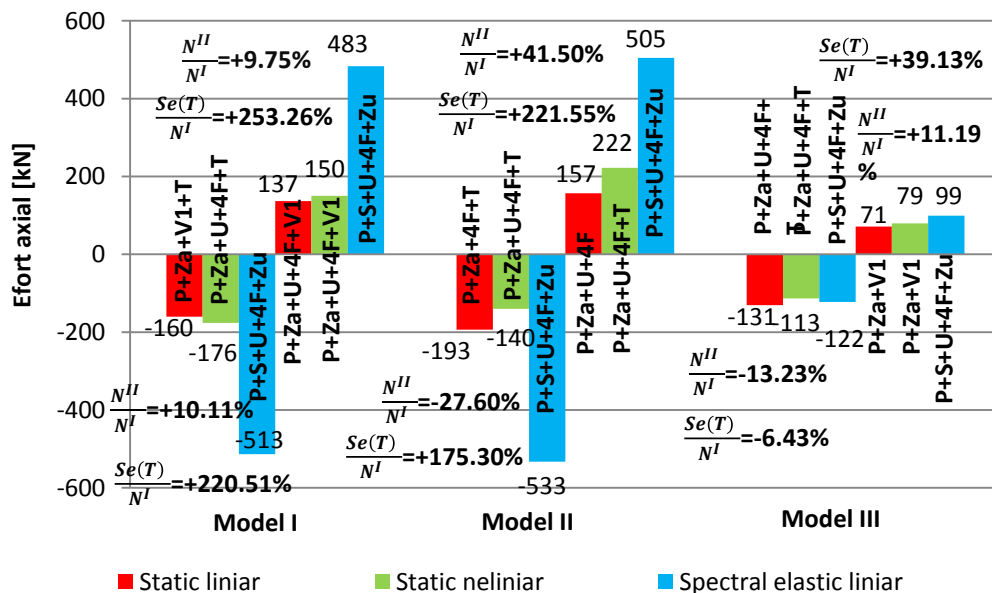


Fig. 5. 24. Influența calculului nelinier și seismic spectral, asupra stării de eforturi în diagonalele feței superioare a semiarcelor, din încărcările actuale

Eforturi maxime în montați - fața superioară - încărcările actuale

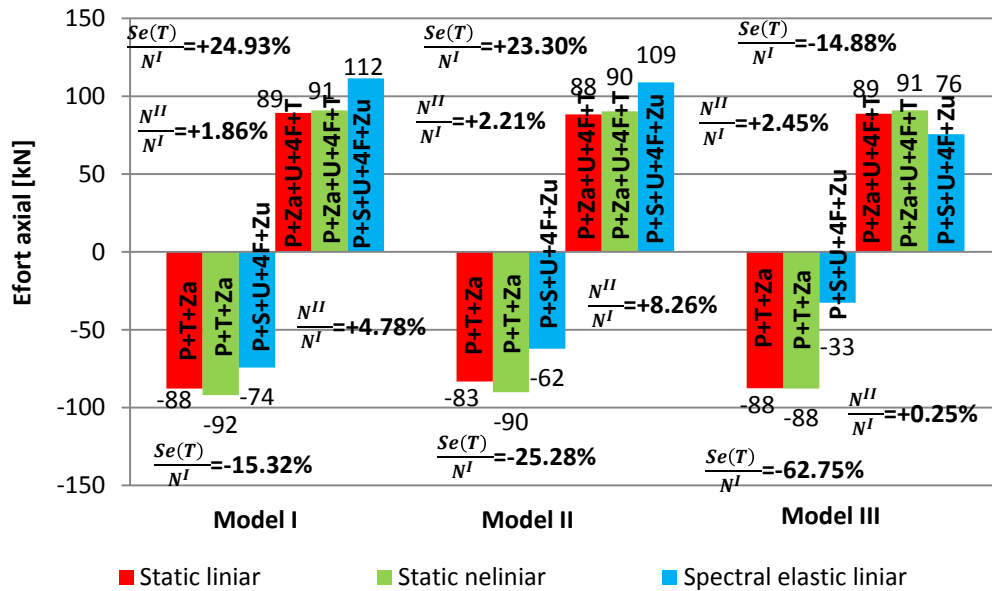


Fig. 5. 25. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra stării de eforturi în montații feței superioare a semiarcilor, din încărcările actuale

Eforturi maxime în talpa a, inel A - încărcările actuale

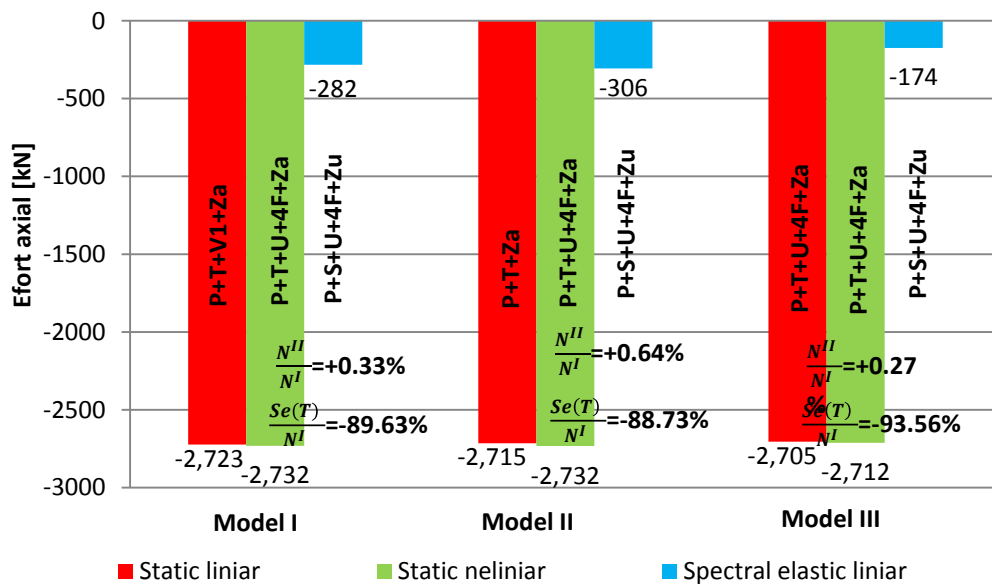


Fig. 5. 26. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra stării de eforturi în talpa a, inelul A, din încărcările actuale

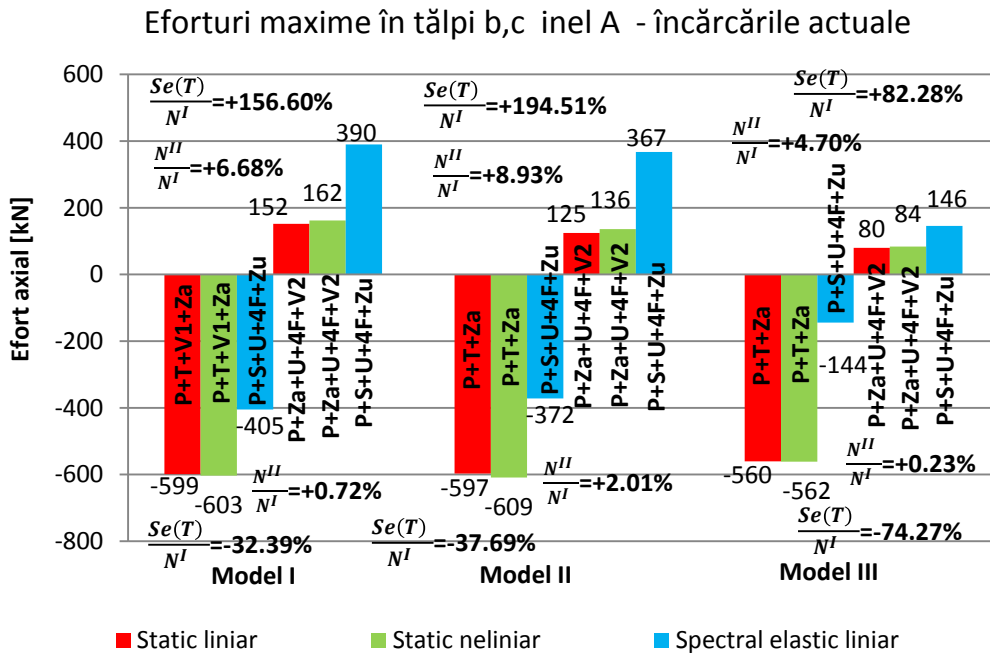


Fig. 5. 27. Influența calculului nelinier și seismic spectral, asupra stării de eforturi în tălpile b și c, a inelului A, din încărcările actuale

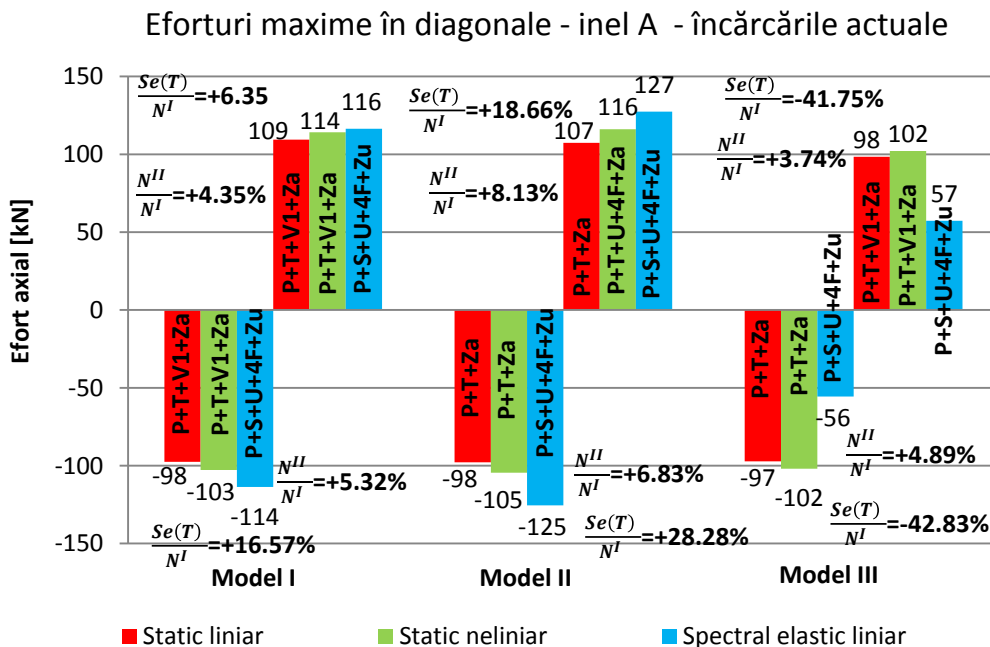


Fig. 5. 28. Influența calculului nelinier și seismic spectral, asupra stării de eforturi în diagonalele inelului A, din încărcările actuale

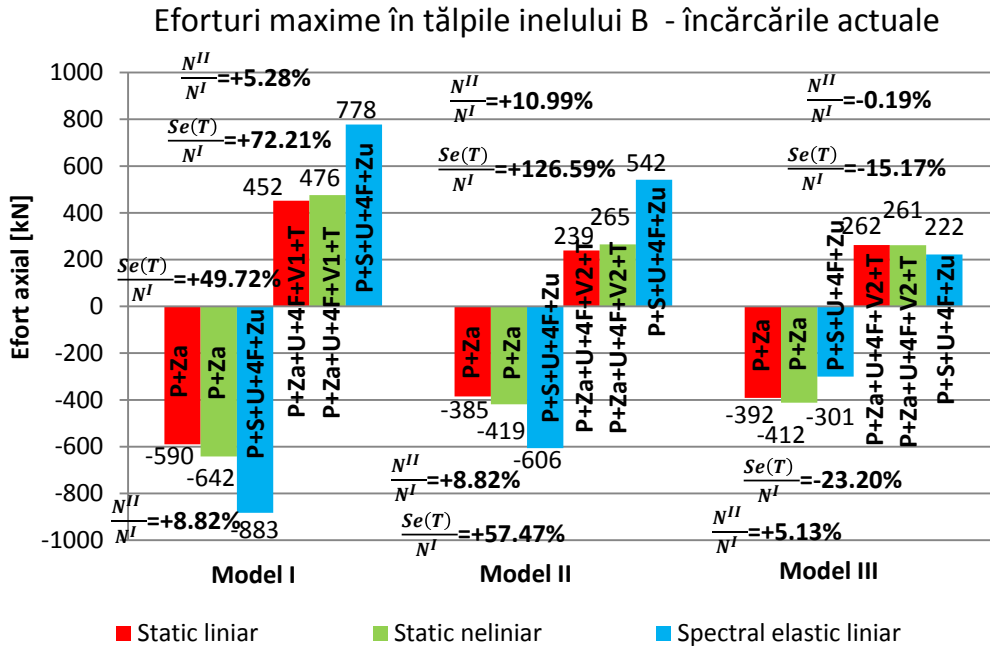


Fig. 5. 29. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra stării de eforturi în tălpile inelului B, din încărcările actuale

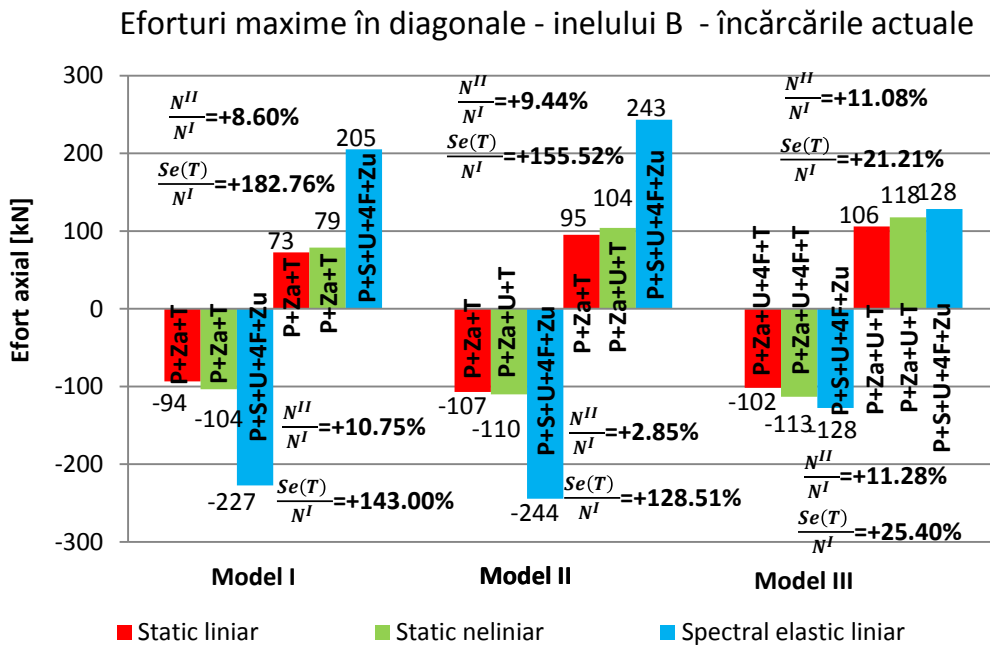


Fig. 5. 30. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra stării de eforturi în diagonalele inelului B, cu încărcările actuale

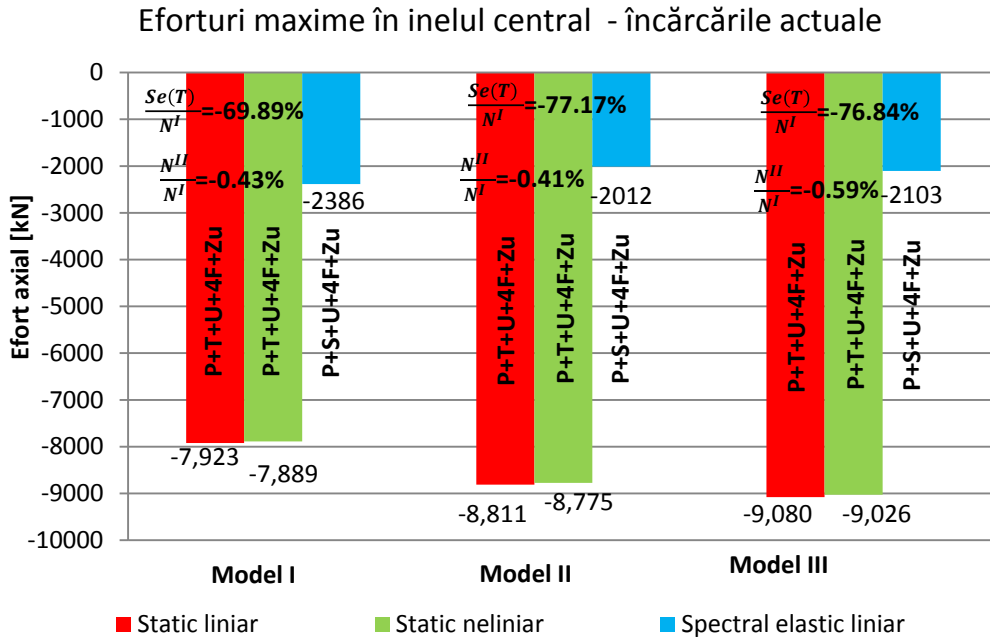


Fig. 5. 31. Influența calculului nelinier și seismic spectral, asupra stării de eforturi în inelul central, din încărcările actuale

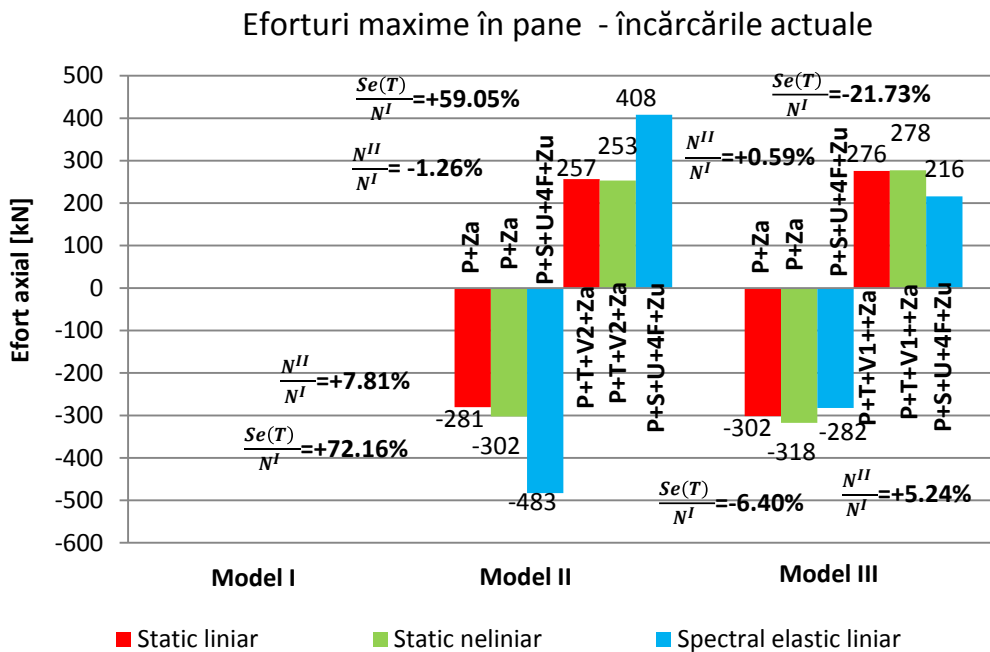


Fig. 5. 32. Influența calculului nelinier și seismic spectral, asupra stării de eforturi în pane, din încărcările actuale

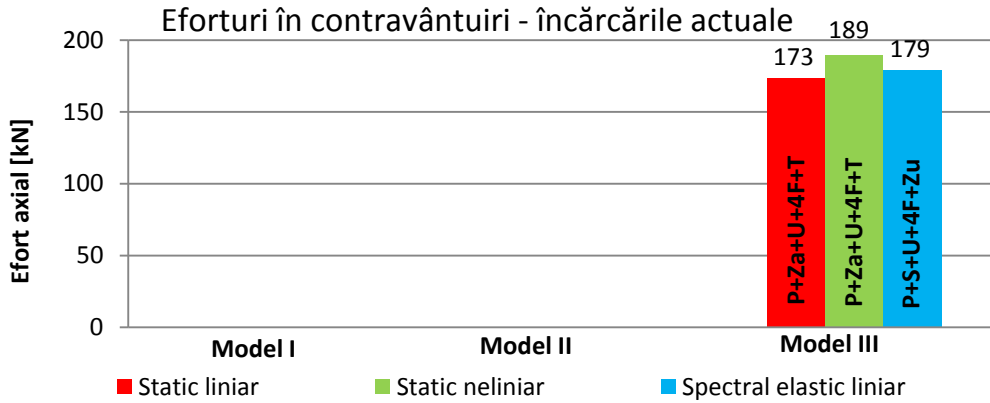


Fig. 5. 33. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra stării de eforturi în contravântuiri, din încărcările actuale

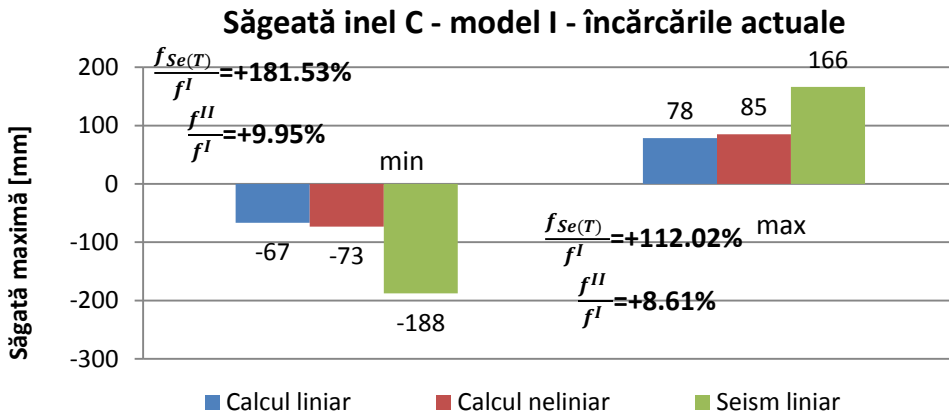


Fig. 5. 34. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra săgeții inelului central în modelul I, din încărcările actuale

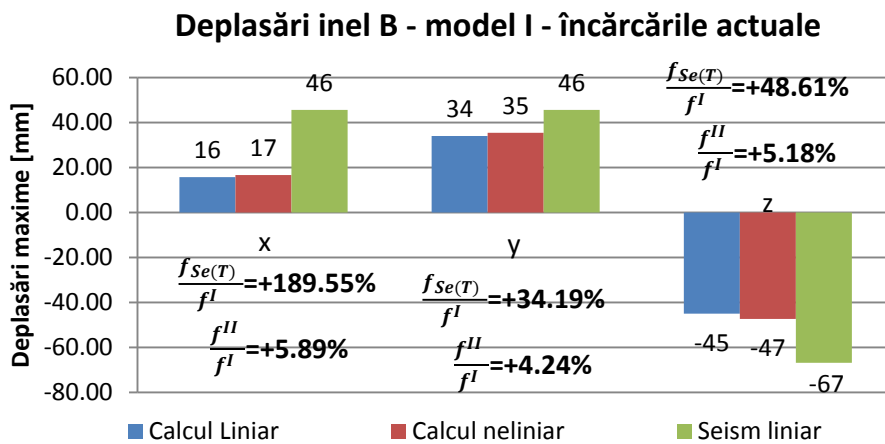


Fig. 5. 35. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra deplasărilor inelului intermediar în modelul I, din încărcările actuale

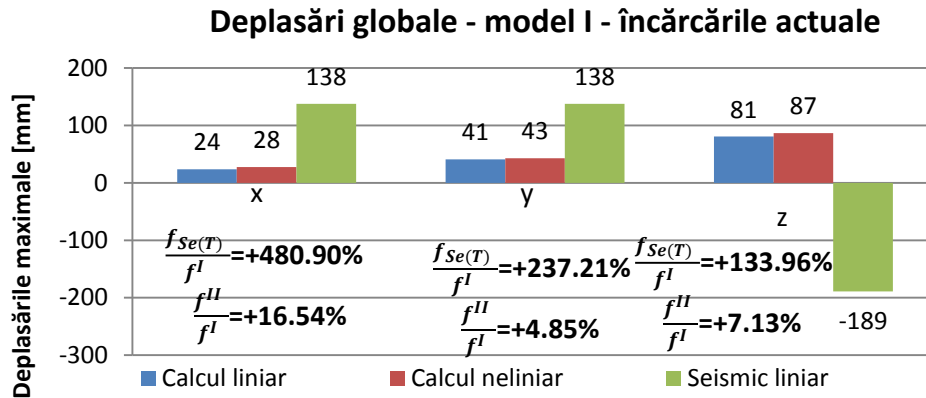


Fig. 5. 36. Influența calculului nelinier și seismic spectral, asupra deplasărilor globale în modelul I, din încărcările actuale

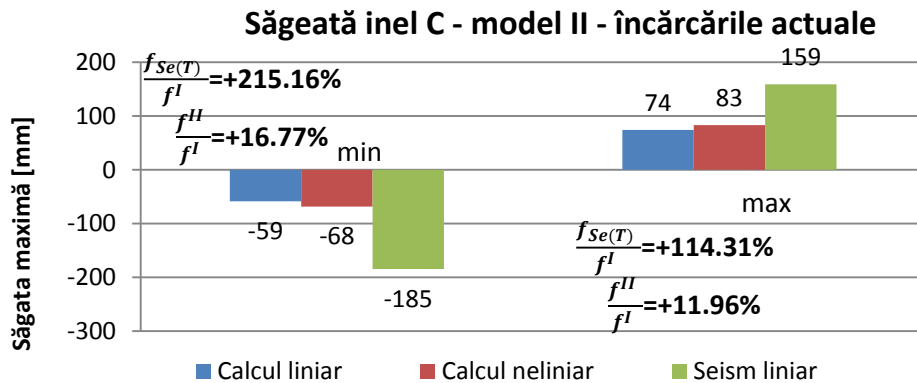


Fig. 5. 37. Influența calculului nelinier și seismic spectral, asupra săgeții inelului central în modelul II, din încărcările actuale

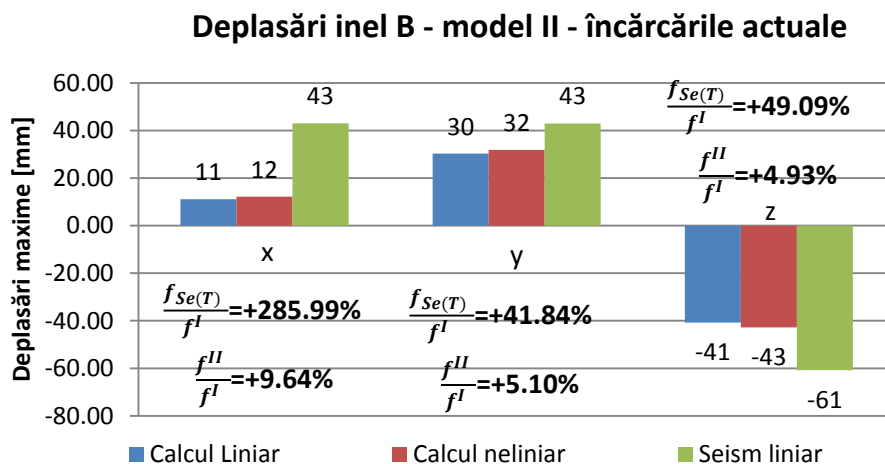


Fig. 5. 38. Influența calculului nelinier și seismic spectral, asupra deplasărilor inelului intermediar în modelul II, din încărcările actuale

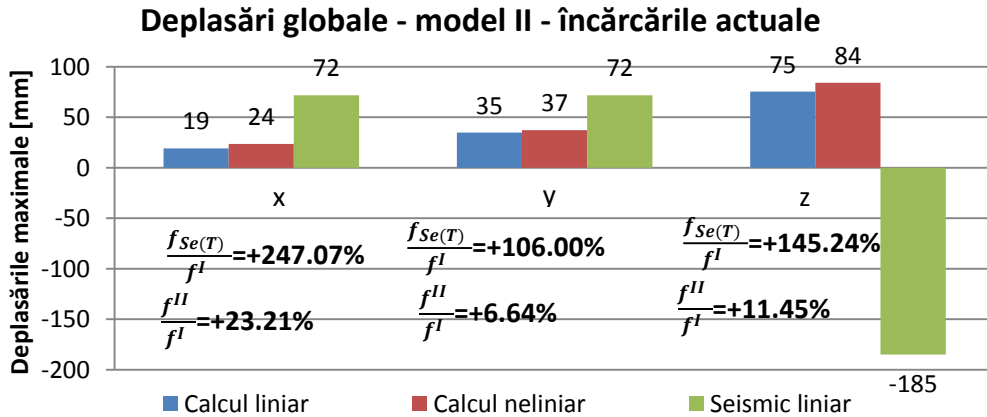


Fig. 5. 39. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra deplasărilor globale în modelul II, din încărcările actuale

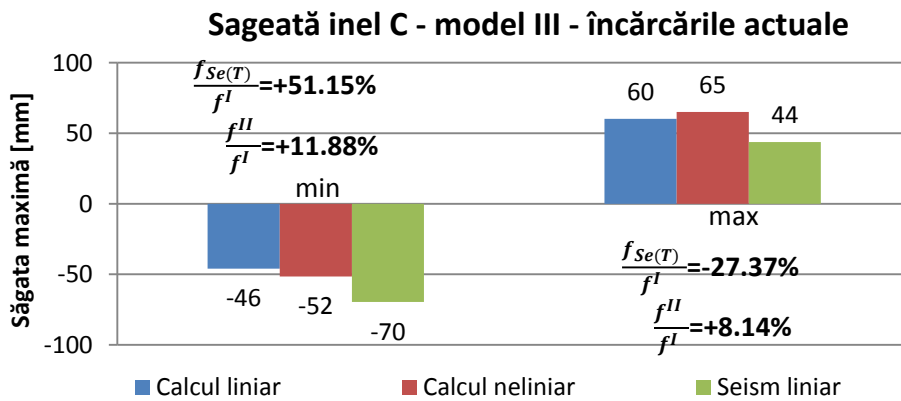


Fig. 5. 40. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra săgeții inelului central în modelul II, din încărcările actuale

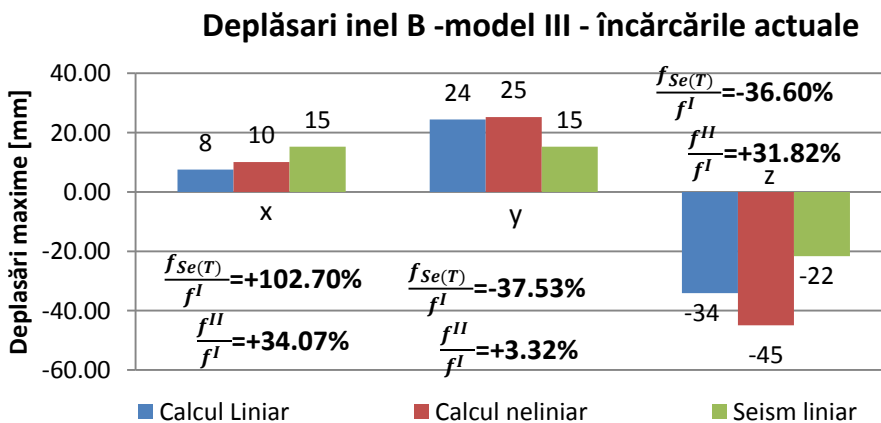


Fig. 5. 41. Influența calcului neliniar și seismic spectral, asupra deplasărilor inelului intermediar în modelul III, din încărcările actuale

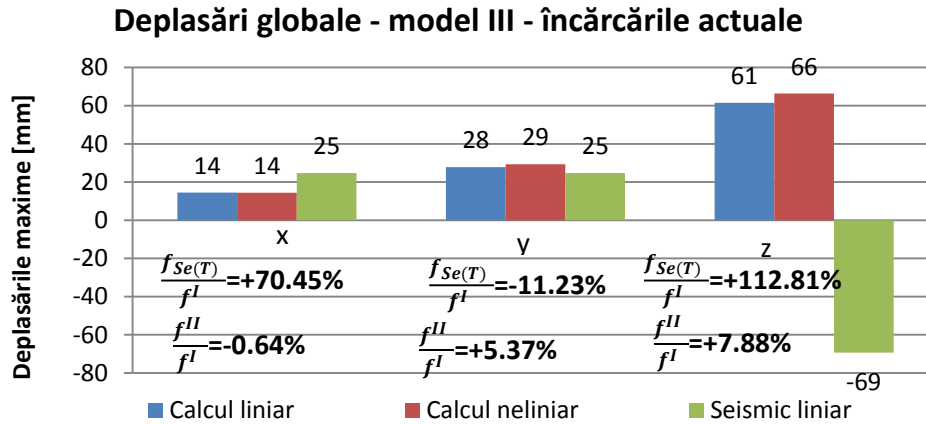


Fig. 5. 42. Influența calculului nelinier și seismic spectral, asupra deplasărilor generale în modelul III, din încărcările actuale

Din datele prezentate în tabelele 5.6 – 5.10 și fig. 5.22 – 5.33, au rezultat următoarele creșteri/descreșteri maxime ale eforturilor, pe tipuri de elemente, din calculul static nelinier comparat cu cel liniar, cu încărcările actuale:

- tălpi semiarce: +0,46% .. +11,77%;
- diagonale fețe laterale semiarce: +1,00% .. +5,17%;
- montanți fața superioară a semiarcelor: +0,25% .. +8,26%;
- diagonale fața superioară a semiarcelor: -27,60% .. +41,50%;
- contravântuiri: +9,27%;
- pane: -1,26%..+7,81%;
- tălpi, inelul A: +0,23%..8,93%;
- diagonale, inelul A: +3,74%..+8,13%;
- tălpi, inelul B: -0,19%..+10,99%;
- diagonale, inelul B: +2,85%..+11,28%;
- inelul central, chesonat: -0,59%..-0,41%.

Tot din figurile de mai sus, au rezultat prin compararea eforturilor obținute din calculul spectral elastic cu cel static liniar, valoarea efortului seismic raportat la analiza statică liniară și exprimată prin creșteri/descreșteri procentuale, pentru încărcările actuale:

- tălpi semiarce: +9,91% .. +203,31%;
- diagonale fețe laterale semiarce: -47,06% .. +107,10%;
- montanți fața superioară a semiarcelor: -62,75% .. +24,93%;
- diagonale fața superioară a semiarcelor: -6,43% .. +253,26%;
- contravântuiri: +3,34%;
- pane: -21,73%..+72,16%;
- tălpi, inelul A: -93,53%..194,51%;
- diagonale, inelul A: -42,83%..+28,28%;
- tălpi, inelul B: -23,20%..126,59%;
- diagonale, inelul B: +21,21%..+182,76%;
- inelul central, chesonat: -77,17%..-69,89%.

133 ANALIZA NUMERICĂ A COMPORTĂRII NELINIARE A CUPOLEI CU ARCE ȘI INELE DE LA ROMEXPO DIN BUCUREȘTI - 5

Din figurile 5.34 - 5.42, au rezultat următoarele creșteri/descreșteri maxime ale deplasărilor, pe tipuri de elemente, din calculul static neliniar comparat cu cel liniar, cu încărcările după actualele normative:

- pentru modelul I de alcătuire: creșterea săgeții inelului central cu +8,61%..+9,95%, a deplasărilor inelului intermediar în plan orizontal cu +4,24%..+5,89% și vertical cu +5,18%, respectiv a deplasărilor generale a structurii în plan orizontal cu +4,85%..+16,54% și plan vertical +7,13%;
- pentru modelul II de alcătuire: creșterea săgeții inelului central cu +11,96%..+16,77%, a deplasărilor inelului intermediar în plan orizontal cu +5,10%..9,64% și vertical cu +4,93%, respectiv a deplasărilor generale a structurii în plan orizontal cu +6,64%..+23,21% și plan vertical +11,45%;
- pentru modelul III de alcătuire: creșterea săgeții inelului central cu 8,14%..11,88%, a deplasărilor inelului intermediar în plan orizontal cu -3,32%..34,07% și vertical cu +31,82%, respectiv a deplasărilor generale a structurii în plan orizontal cu -0,64%..+5,37% și plan vertical +7,88%;

Din aceleași figuri, au rezultat prin compararea deplasărilor obținute din calculul spectral elastic cu cel static liniar, valoarea deplasărilor din analiza seismică raportat la analiza statică liniară și exprimată prin creșteri/descreșteri procentuale, pentru încărcările actuale:

- pentru modelul I de alcătuire: creșterea săgeții inelului central cu +112,02%..+181,53%, a deplasărilor inelului intermediar în plan orizontal cu +34,19%..+189,55% și vertical cu +48,61%, respectiv a deplasărilor generale a structurii în plan orizontal cu +237,21%..+480,90% și plan vertical +7,13%;
- pentru modelul II de alcătuire: creșterea săgeții inelului central cu +114,31%..215,16%, a deplasărilor inelului intermediar în plan orizontal cu +41,84%..285,99% și vertical cu +49,09%, respectiv a deplasărilor generale a structurii în plan orizontal cu +106,00%..+247,07% și plan vertical +145,24%;
- pentru modelul III de alcătuire: creșterea săgeții inelului central cu -27,37%..51,15%, a deplasărilor inelului intermediar în plan orizontal cu -37,53%..102,70% și vertical cu -36,60%, respectiv a deplasărilor generale a structurii în plan orizontal cu -11,23%..+70,45% și plan vertical +112,81%;

5.4 Concluzii

Din analiza influenței calculului neliniar asupra stării de eforturi și deplasări, se desprind următoarele concluzii:

- Eforturile și deplasările se determină corect folosind o analiză neliniară, prin rescrierea ecuațiilor pe forma deformată a structurii;
- Conlucrarea cu paneele are efect pozitiv asupra structurii, prin reducerea eforturilor din diagonalele feței superioare și în tălpile grinzii inelare intermediare precum și diminuarea deplasărilor;
- Conlucrarea cu paneele și contravântuiri are efect pozitiv asupra structurii, prin reducerea eforturilor din diagonalele feței superioare și în tălpile inelului de la reazeme, precum și diminuarea deplasărilor;

- Conlucrarea cu panee și contravântuirile reduce considerabil deformarea structurii;
- În calculul static neliniar rezultă eforturi în general mai mari decât cele din analiza statică liniară, dar și cazuri unde eforturile scad. Efectul neliniarității, se situează între -27,60% .. +41,50%;
- Pentru inelul central efectul neliniarității are efect de scădere a eforturilor în modelul I (-7,52%) și II (-2,28%) de calcul și o creștere nesemnificativă în modelul III (+0,07%);
- Eforturile obținute din calculul seismic spectral elastic diferă semnificativ de cele obținute din analiza statică liniară, unde avem creșteri foarte mari în unele elemente, precum și descreșteri foarte mari în alte elemente, acestea fiind între -93,53%..+253,26% față de cele static liniare;
- Deplasările din analiza spectral elastică, sunt mult mai mari decât cele din analiza statică, ajungând să fie cu până 480,90% mai mari pentru modelul I și cu până 285,99% pentru modelul II. În cazul modelului III cu conlucrarea panee și contravântuirilor, aceste creșteri scad la limite mai rezonabile ajungând să la valori mai mici decât cele obținute din analiza statică în unele cazuri, acestea fiind între -37,53%..+112,81%;
- Redistribuția eforturilor obținute în urma analizei cu încărcările după actualele normative, comparativ cu încărcările inițiale de proiectare;
- Deplasările obținute din calculul static neliniar sunt în general mai mari decât cele obținute din calculul static liniar, acestea crescând cu până la 56,36%, dar sunt și situații unde deplasările scad, dar nesemnificativ: -0,98%;
- Eforturile cupolei încărcate după normavele actuale sunt mai mari decât cele obținute din încărcările inițiale de proiectare.

6. ANALIZA STABILITĂȚII ECHILIBRULUI CUPOLEI DE LA ROMEXPO DIN BUCUREȘTI

6.1 Introducere

Analiza stabilității este un calcul structural necesar, la cupolele metalice, deoarece cupolele își pierd stabilitatea adesea sub acțiunea încărcărilor exterioare la eforturi mai mici decât cele rezultate dintr-un calcul de rezistență. Structura poate să cupleze mai multe moduri de pierdere a stabilității ca în final să se producă colapsul structurii.

Modurile care pot duce la colapsul cupolelor: flambajul elementelor, instabilitatea nodului, instabilitatea de inel și instabilitatea generală [6].

Flambajul este important, pentru că duce adesea la colapsul structurii, fără semnale evidente și poate avea efecte catastrofale [63].

În acest capitol s-a prezentat ecuația de echilibru a stabilității, rezolvarea ecuației de echilibru prin determinarea valorilor proprii λ și studiul de caz a cupolei cu arce și inele de la Romexpo din București. Au fost identificate modurile de pierdere a stabilității și stabiliți factorii de flambaj, atât sub acțiunea încărcărilor de proiectare, cât și sub acțiunea încărcărilor după actualele normative în vigoare.

Determinarea încărcărilor sub care structura ajunge în colaps prin pierderea stabilității este unul din cele mai dificile probleme din analiza structurală. Dificultățile sunt datorate următorilor factori [64]:

- Pierderea stabilității este un fenomen complex, depinzând de numeroși factori. Numai un specialist poate să stabilească verificarea stabilității în completă înțelegere cu fenomenul real. Proiectarea și execuția greșită, suprasolicitarea sau folosirea de materiale nepotrivite au stat la baza colapsului mai multor structuri;
- Pierderea de stabilitate are loc spontan în cele mai multe cazuri, fără nici o indicație despre iminența unei catastrofe;
- Instabilitatea are loc în regiuni cu neliniarități geometrice și de material puternice;
- Imperfecțiunile au o influență majoră în domeniul stabilității. În analiza structurală starea de tensiune-deformare este determinată pe modele perfecte, neglijând imperfecțiunile geometrice și de material, cu diferența în comportarea structurii idealizate și structura reală fiind relativ mică. În cazul stabilității, pe de altă parte, structura poate să își piardă stabilitatea la încărcări de doar 10% - 20% din încărcarea structurii ideale;
- Verificarea structurii experimental este foarte dificilă, deoarece este imposibil de testat structura reală până ajunge în colaps. Testarea pe modele, este irelevantă în cele mai multe cazuri din cauza modelării corecte a efectului imperfecțiunilor;
- Este foarte dificil de evaluat mărimea imperfecțiunilor statistic, deoarece cele mai multe structuri spațiale sunt unice, fiecare având condiții particulare de proiectare și execuție.

6.2 Ecuția de echilibru fundamentală

Ecuțiile de echilibru stabilesc ca toate forțele exterioare aplicate să egaleze eforturile interioare în fiecare nod al sistemului structural. Pentru sisteme structurale reale, echilibrul trebuie să fie stabilit pe poziția deformată.

Analiza flambajului, este o analiză liniară, care are ca rezultat determinarea factorilor de flambaj λ , în funcție de modurile proprii de vibrație Ψ , prin analiza modurilor de stabilitate, din efectul P-Delta sub acțiunea încărcărilor exterioare. Analiza flambajului, se determină rezolvând ecuația [41], [40] :

$$[K - \lambda G(r)] \Psi = 0 \quad (6.1)$$

Unde:

K - matricea rigidității;

$G(r)$ - matricea rigidității geometrice din P-Delta, în funcție de vectorul încărcării r ;

λ - matricea diagonală a valorilor proprii;

Ψ - matricea corespunzătoare valorilor proprii de vibrație;

Fiecare pereche valori proprii - vector proprii sunt numiți moduri de flambaj a structurii, care sunt identificați cu numere de la 1 la n , în ordinea apariției acestora.

Valorile proprii λ , sunt denumite factori de flambaj, fiind factori cu care dacă multiplicăm încărcările exterioare, duc la flambajul structurii, în modul propriu Ψ .

Valorile proprii λ , pot fi mai mari ca 1, caz în care încărcările trebuie multiplicat cu factorul de flambaj, pentru a ajunge la instabilitate; dacă λ , este mai mic ca 1, înseamnă că flambajul se produce la încărcări mai mici decât cele de calcul. De asemenea λ , poate avea valori negative, caz în care flambajul apare, la încărcări aplicate în sens invers.

6.3 Ecuțiile de echilibru în metoda elementului finit

Calculul structurilor folosind metode numerice pentru rezolvarea ecuației de echilibru în metoda elementului finit se face cu ajutorul unor programe de calcul performante. Combinațiile și încărcările, definite în analiza neliniară, sunt aplicate incremental, folosind un număr de pași necesar pentru satisfacerea ecuației de echilibru. Ecuțiile neliniare sunt rezolvate iterativ, în fiecare pas de timp, aceasta presupune reformarea și reanalizarea matricii de rigiditate. Iterațiile continuă până când soluția ajunge la convergență. Dacă convergența nu este posibilă, programul subdivizează pasul curent în pași mai mici și încearcă din nou [40], [41].

Ecuțiile de echilibru static, în metoda elementului finit, în formulare incrementală, se scriu [6]:

$$[K_{NL}]_{i-1} \{\Delta D_n\}_i = \{\Delta P\}_i - \{\Delta F\}_{i-1} \quad (6.2)$$

Unde:

$[K_{NL}]_{i-1}$ - este matricea tangentă a rigidității în calculul neliniar în iterația i ;

$\{\Delta D_n\}_i$ - vectorul deplasărilor nodale în pasul de iterație i ;
 $\{\Delta P\}_i$ - vectorul deplasărilor nodale în pasul de iterație i ;
 $\{\Delta F\}_{i-1}$ - vectorul forțelor elastice bazat pe deplasările din iterația $i-1$.

Deplasările totale din iterația i se calculează din relația:

$$\{D\}_i = \{D\}_{i-1} + \{\Delta D\}_i \quad (6.3)$$

În figura 6.1 este prezentă schema logică a procedurii de rezolvare a calculului neliniar folosind metoda elementelor finite. Metoda Newton-Raphson se utilizează când curba de încărcare-deplasare are puncte de bifurcare, iar metoda arcului de lungime constantă este folosită pentru toată lungimea curbei încărcare-deplasare, dar are dezavantajul, căci necesită timp mai îndelungat de lucru pentru efectuarea calculelor și la pași de încărcare mari, devine neconvergentă. Alegerea metodei iterative depinde de răspunsul neliniar al structurii prin curba încărcare-deplasare [6].

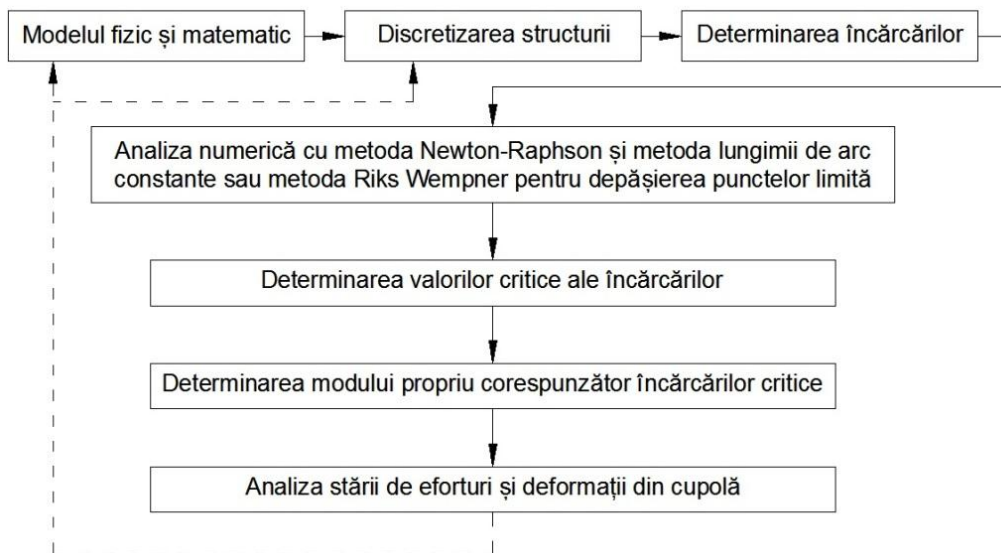


Fig. 6. 1. Schemă logică calcul cu metoda elementului finit [6]

6.4 Metodă numerică pentru rezolvarea ecuației de echilibru

Pentru determinarea valorilor proprii λ , se poate determina din ecuația de echilibru dinamic [65]:

$$[M]\{\ddot{D}_i\} + [C]\{\dot{D}_i\} + [R_D]\{D_i\} = \{P(t)\} \quad (6.4)$$

Ecuția mișcării libere, pentru vibrații neamortizate rezultă din ecuația de echilibru dinamic, dacă amortizarea $[C] = 0$ și vectorul forțelor exterioare $\{P(t)\} = \{0\}$

$$[M]\{\ddot{D}_i\} + [R_D]\{D_i\} = \{0\} \quad (6.5)$$

Ținând seama că sistemul de ecuații (6.5) este verificat de soluții armonice de forma:

$$\{D(t)\} = \{A\} \sin(\lambda t + \varphi) \quad (6.6)$$

Se obține condiția pentru care avem soluții nebanale:

$$|[R_D] - \lambda^2[M]| = 0 \quad (6.7)$$

În metoda matricei de rigiditate (metoda deplasărilor) sau:

$$|[M][D] - (1/\lambda^2)[I]| = 0 \quad (6.8)$$

În metoda matricei de flexibilitate (metoda forțelor).

Din rezolvarea ecuației seculare sau ecuației caracteristice se obțin n valori reale ale pulsațiilor proprii:

$$\{\lambda\} = \{\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_i, \dots, \lambda_n\}^T \quad (6.9)$$

Unde: λ_1 este pulsația fundamentală și are valoarea cea mai mică.

Cu valorile pulsațiilor:

$$\lambda_1 < \lambda_2 < \dots < \lambda_i < \dots < \lambda_n \quad (6.10)$$

Se determină:

$$f_1 = \lambda_1/(2\pi); \quad f_2 = \lambda_2/(2\pi); \quad f_i = \lambda_i/(2\pi); \quad f_n = \lambda_n/(2\pi); \quad (6.11)$$

$$T_1 = 2\pi/\lambda_1; \quad T_2 = 2\pi/\lambda_2; \quad T_i = 2\pi/\lambda_i; \quad T_n = 2\pi/\lambda_n; \quad (6.12)$$

Valorile lui λ_i , f_i și T_i , se numesc valori proprii ale sistemului oscilant, iar ansamblul lor determină spectrul valorilor proprii. Matricea diagonală a valorilor este matricea spectrală $[\lambda]$.

La fiecare valoare proprie corespunde o formă de oscilație proprie. Formele proprii se numesc și vectori proprii.

Vectorii proprii rezultă prin înlocuirea succesivă a pulsațiilor proprii λ_i ($i = 1, 2, \dots, n$) în ecuațiile (6.13) și (6.14)

$$([R_D] - \lambda^2[M])\{A\} = \{0\} \quad (6.13)$$

sau

$$([M][D] - (1/\lambda^2)[I])\{A\} = \{0\} \quad (6.14)$$

Rezultă:

$$([R_D] - \lambda^2[M])\{\Phi_i\} = \{0\} \quad (6.15)$$

sau

$$([M][D] - (1/\lambda^2)[I])\{\Phi_i\} = \{0\} \quad (6.16)$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{[R_D]}{[M]}} \quad (6.17)$$

sau

$$\lambda = \sqrt{\frac{[I]}{[M][D]}} \quad (6.18)$$

Matricea modală conține vectorii modurilor de vibrație a structurii (pe fiecare coloană).

$$\{\Phi\} = (\{\Phi_1\}\{\Phi_2\} \dots \{\Phi_i\} \dots \{\Phi_n\}) \quad (6.19)$$

$$\{\Phi\} = \begin{pmatrix} \Phi_{11} & \Phi_{12} & \dots & \Phi_{1i} & \dots & \Phi_{1n} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \Phi_{i1} & \Phi_{i2} & \dots & \Phi_{ii} & \dots & \Phi_{in} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \Phi_{n1} & \Phi_{n2} & \dots & \Phi_{ni} & \dots & \Phi_{nn} \end{pmatrix} \quad (6.20)$$

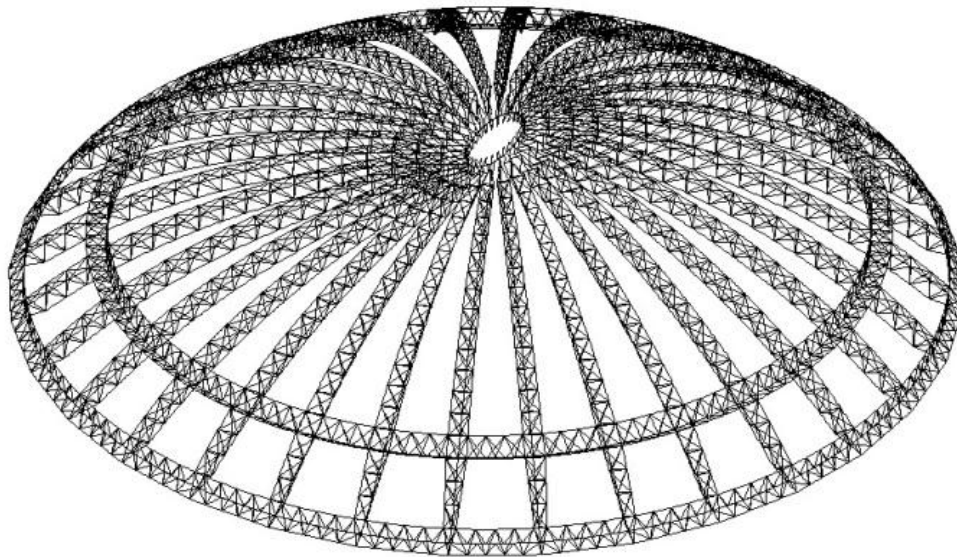
Astfel se obțin formele proprii de vibrație care corespunde fiecare câte unui vector de valori proprii λ .

6.5 Moduri de pierdere a stabilității cupolei

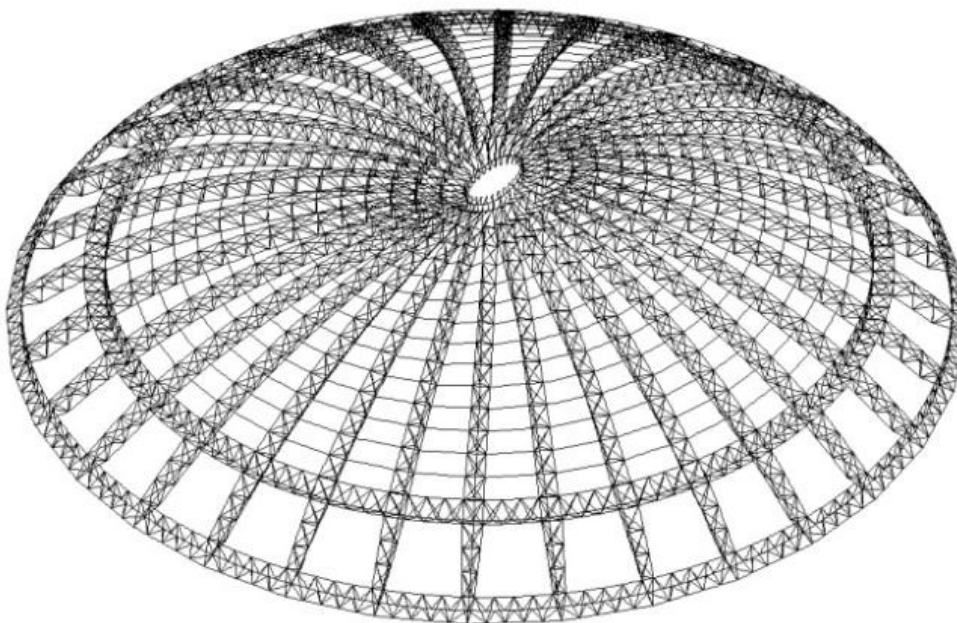
Modelarea și analiza stabilității s-a efectuat cu programul de calcul SAP2000 v11 Advanced [40] [41]. Pe cele trei modele de calcul cu/fără efectul conlucrării panelor și al contravântuirilor, au fost determinați factorii de flambaj care intervin, sub acțiunea încărcărilor normate și a combinațiilor acestora atât după încărcările inițiale de proiectare, cât și după cele conform actualelor normative.

În continuare, se prezintă modurile de pierdere a stabilității, care pot să apară la structura cupolei de la Romexpo din București:

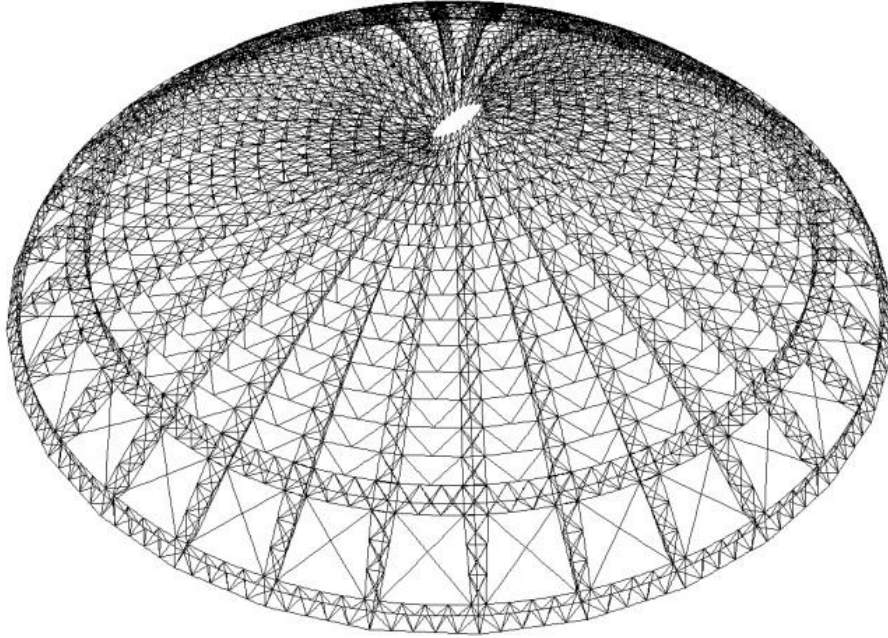
Instabilitatea generală, în acest tip de instabilitate, o parte a cupolei este împinsă în jos, iar partea diametral opusă a structurii este împinsă în sus. Instabilitatea generală apare în toate cele trei modele de alcătuire, în ipoteze de calcul cu încărcări nesimetrice (Fig. 6.2 a, b și c)



a)



b)



c)

Fig. 6. 2. Instabilitate generală pentru pentru modelul I (a), II (b), III (c)

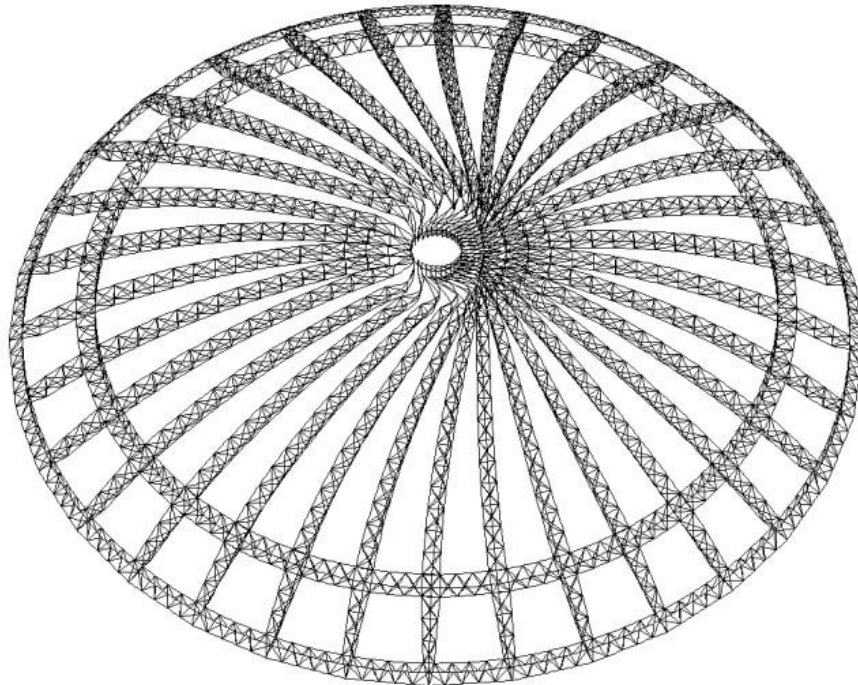


Fig. 6. 3. Instabilitatea inelului central

Instabilitatea inelului central este prezentată în figura 6.3, ea apare atunci când toate elementele din jurul inelului central, își pierd stabilitatea în același timp; într-o parte a inelului central semiarcele se întind, iar în partea diametral opusă, semiarcele flambează. Acest tip de instabilitate apare doar pentru primul model de calcul, în modurile proprii de vibrație 5,6 din acțiunea permanentă și utilă.

Instabilitatea semiarcelor, este prezentată în figura 6.4, caz în care unul sau mai multe semiarce, își pierd stabilitatea, prin flambajul în afara planului. Acest tip de instabilitate este produs pentru primul model de calcul, în care tălpile superioare, sunt libere să se miște lateral. În modelul II și III de alcătuire, unde s-a luat în considerare conlucrarea structurii, cu paneele și contravântuirile; paneele opresc mișcarea liberă a tălpilor superioare a semiarcelor în lateral și previn pierderea stabilității în afara planului, a acestora.

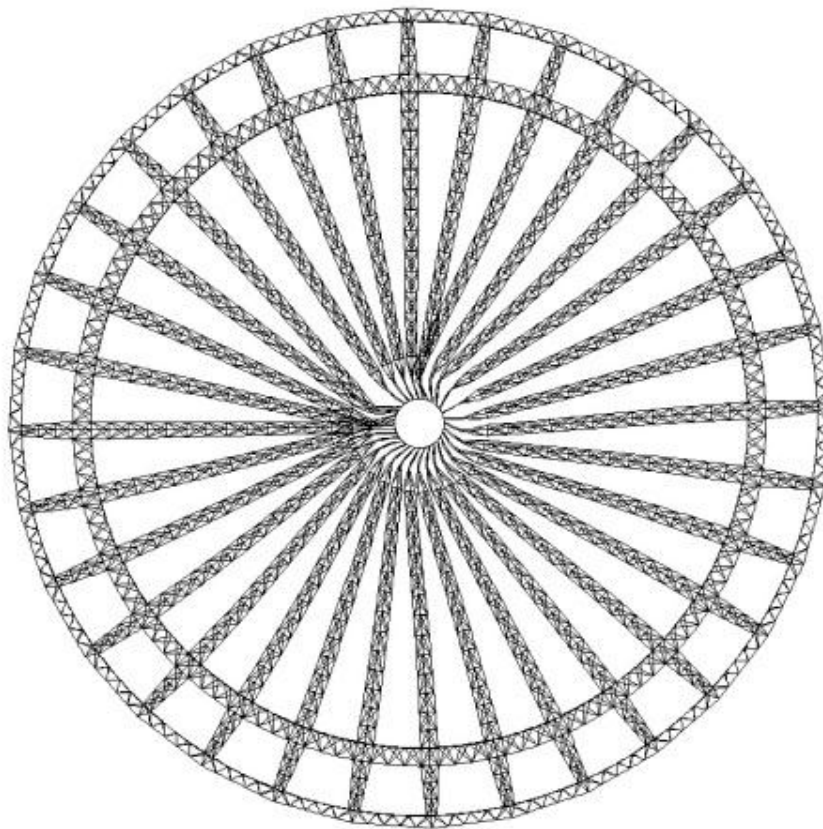
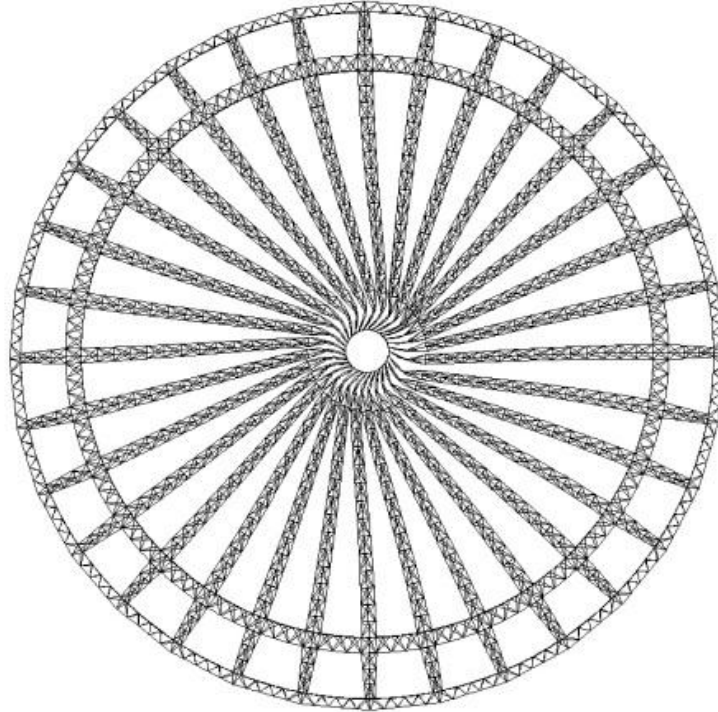
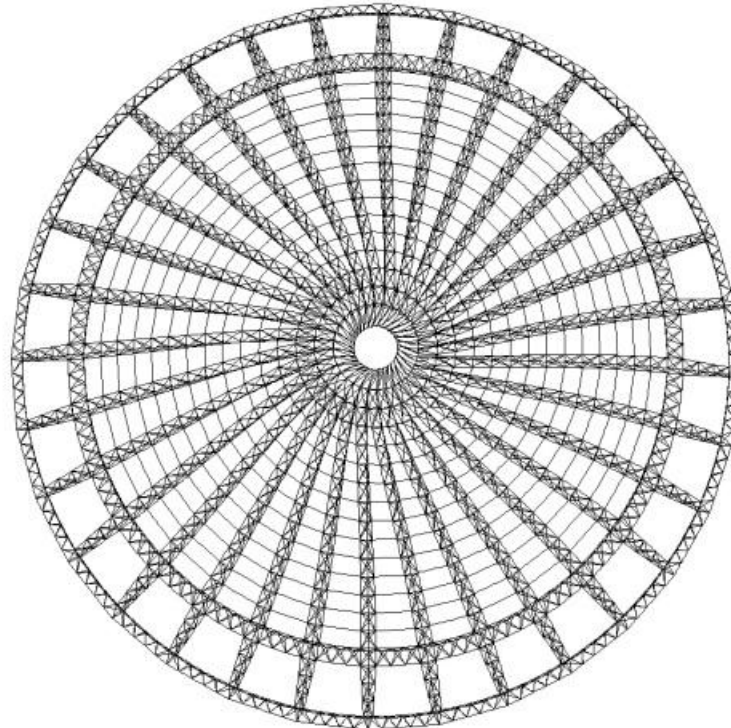


Fig. 6. 4. Instabilitatea semiarcelor

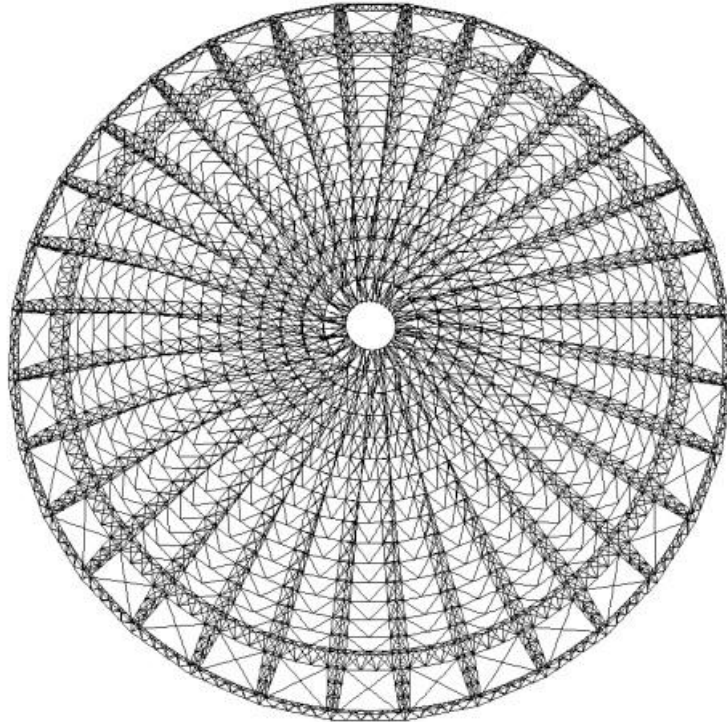
Instabilitatea prin torsionarea inelului central, este prezentată în figura 6.5 a) b) și c). Acest tip de instabilitate este produs prin rotirea inelului central în jurul axei verticale, forțând toate semiarcele să își piardă stabilitatea în afara planului, în același sens cum se produce rotirea inelului central. Acest tip de instabilitate apare pentru toate cele trei modele de alcătuire. Ipotezele din care poate să apară acest tip de instabilitate sunt încărcările din vânt și combinații ale acestora.



a)



b)



c)

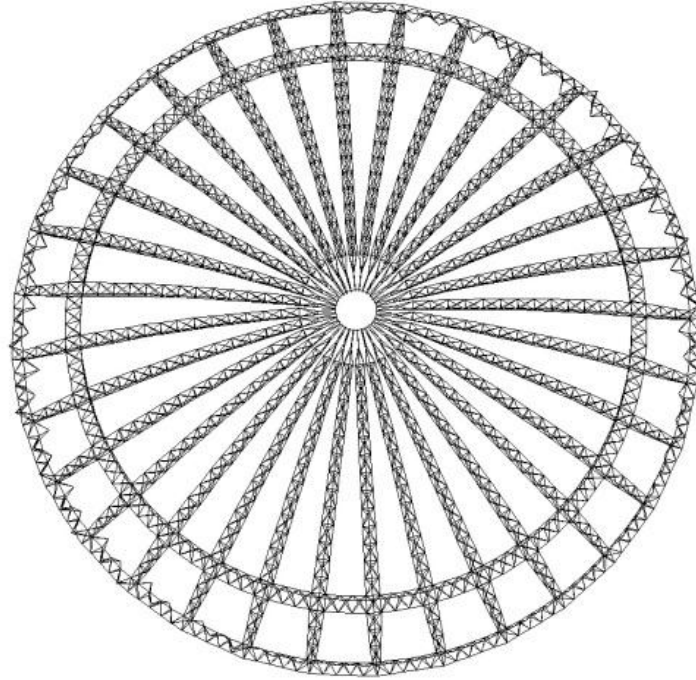
Fig. 6. 5. Instabilitatea produsă din torsionarea inelului central pentru modelul I-a, II-b, III-c

În primul model, pierderea stabilității se produce, de obicei, prin flambajul semiarcelor în afara planului lor.

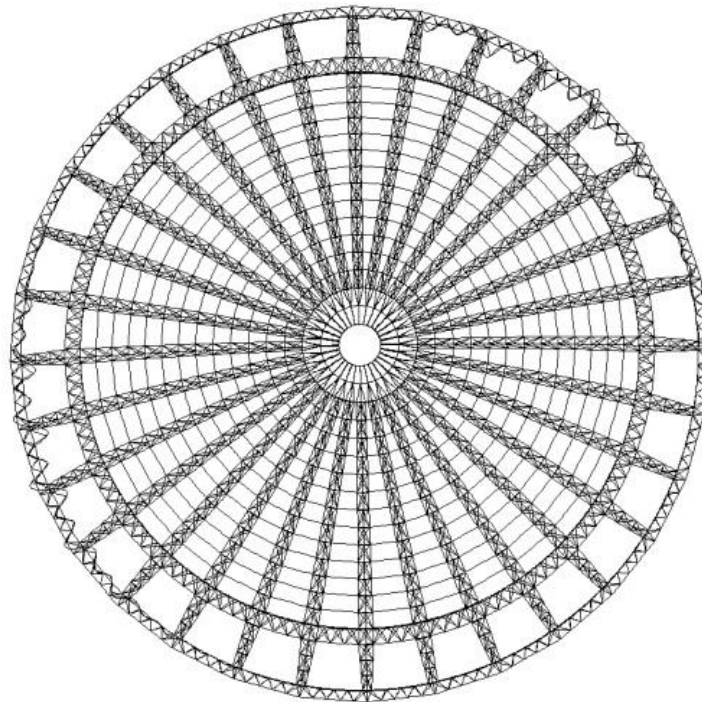
În cel de-al doilea model, semiarcele sunt legate între ele prin intermediul panelor, care previn deplasarea laterală a tălpilor superioare și flambajul semiarcelor, iar modul general de pierdere a stabilității pentru al doilea model, este prin instabilitatea tălpii inferioare a semiarcelor.

În cel de-al treilea model, instabilitatea este produsă în general de flambajul de nod, de la îmbinarea în K dintre pane și contravântuiri, care ajunge să-și piardă stabilitatea înainte de flambajul semiarcelor.

Instabilitatea de inel este posibilă în cazul acestei cupole din variația de temperatura $\Delta T = \pm 35^\circ\text{C}$. Caz în care talpa A (profil I compus) a grinzii A, de la baza cupolei, poate să flambează. Factorii de flambaj sunt 8.58 pentru modelul I, 8.64 pentru modelul II. Înmulțind acești factori cu variația de temperatură definită $\Delta T = \pm 35^\circ\text{C}$, rezultă variații de temperatură critice: $\Delta T_c = \pm 300^\circ\text{C}$ (model I); $\pm 302^\circ\text{C}$ (model II); precum și în unele combinații, unde temperatura este încărcarea variabilă principală. În modelul III de alcătuire structura își pierde stabilitatea, mai repede din flambajul de nod și nu ajunge să-și piardă stabilitatea prin instabilitatea de inel, produsă de variația temperaturii. Acest tip de instabilitate este ilustrat în figura 6.6. a și b:



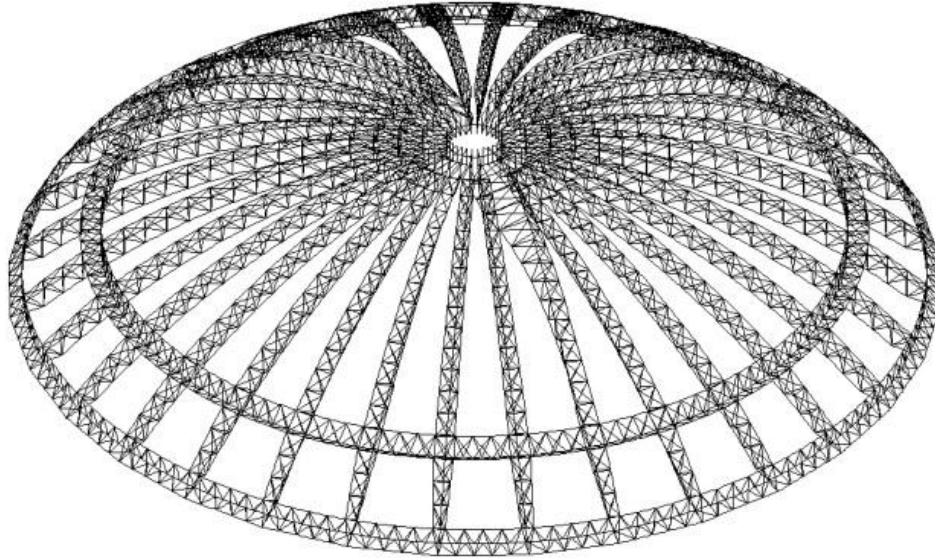
a)



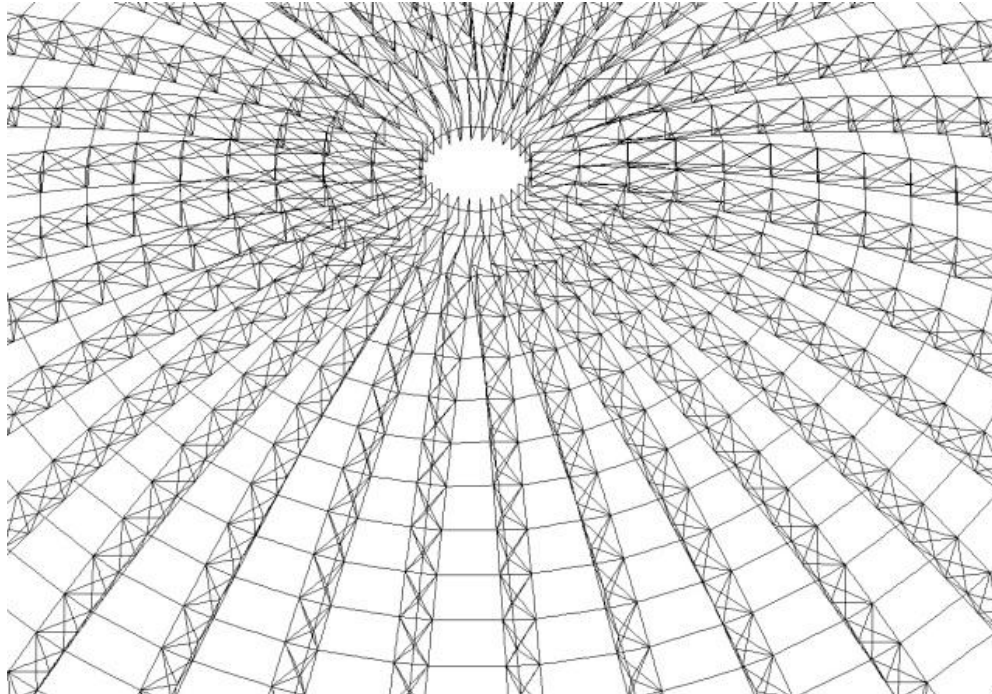
b)

Fig. 6. 6. Instabilitatea de inel, pentru modelul I (a), modelul II (b)

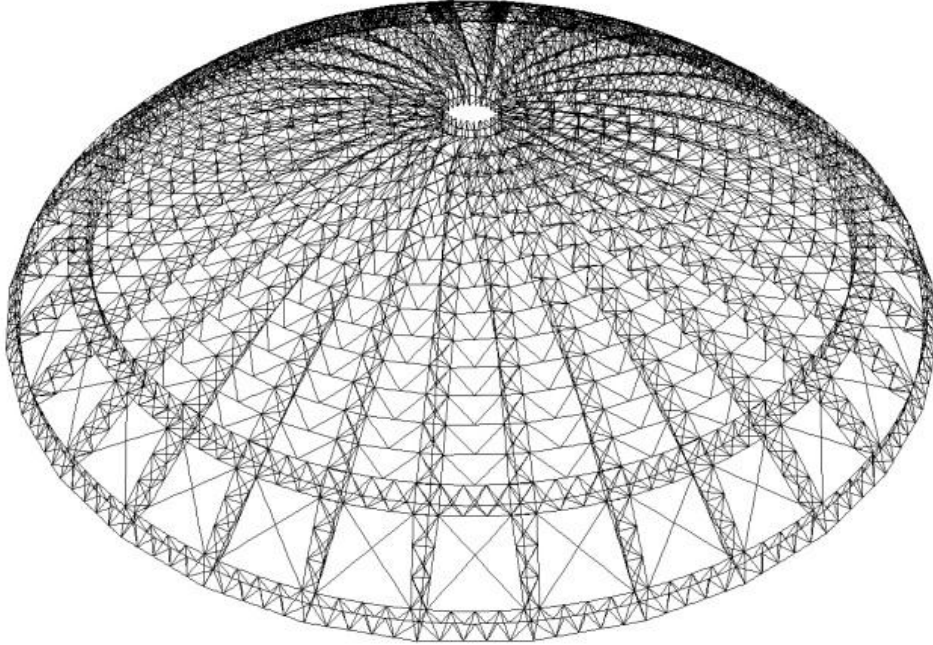
Instabilitatea prin flambajul tăpii inferioare a semiarcilor, este ilustrată în figura 6.7 a,b,c; în acest caz doar talpa inferioară își pierde stabilitatea, iar cele două tălpi superioare rămân în poziție stabilă.



a)



b)



c)

Fig. 6. 7. Instabilitatea tălpii inferioare pentru modelul I (a), II modelul (b), modelul III (c)

În figura 6.8, s-a prezentat **pierderea stabilității prin flambajul semiarcului**. Aceasta are loc când toate elementele semiarcului flambează pe porțiunea între cele două inele A și B. Acest tip de instabilitate poate apărea din încărcarea cu zăpadă aglomerată în modul 6 de vibrație, cu un factor de flambaj $\lambda=14.53$. Acest mod de pierdere a stabilității, se regăsește doar pentru modelul II de alcătuire.

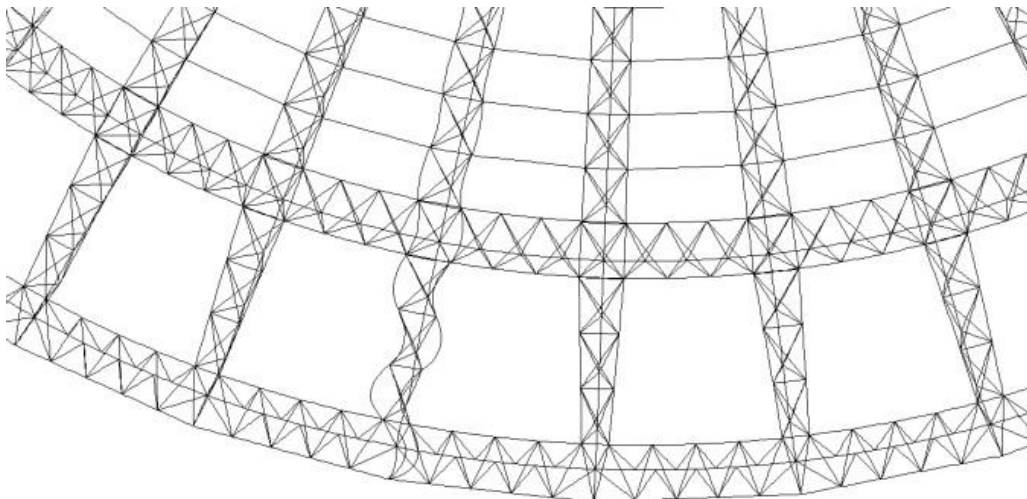


Fig. 6. 8. Flambajul semiarcului dintre inelele A și B

Instabilitatea de nod, este prezentă doar în modelul III de calcul și este cel mai frecvent mod de pierdere a stabilității pentru acest model. Instabilitatea se produce când toate elementele ce intră în nod își pierd stabilitatea. În cazul cupolei nodurile care flambează în acest fel sunt nodurile la intersecția contravântuirilor cu paneele.

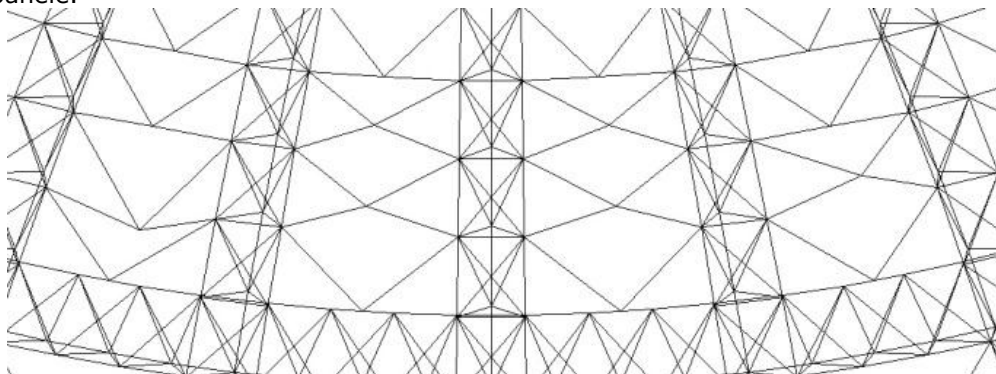


Fig. 6. 9. Flambajul nodurilor dintre pane și contravântuiri

Factorii de flambaj λ , sunt obținuți prin rezolvarea ecuației de echilibru prezentată la subcapitolul 6.2. și astfel obținem un factor care duce la flambajul în structura cupolei pentru fiecare mod propriu Ψ , din ipotezele de calcul, precum și din combinațiile acestora. Calculul s-a realizat utilizând 6 moduri proprii, dar în continuare s-au prezentat doar factorii de pierdere a stabilității pentru primul mod de vibrație.

Valorile coeficienților de flambaj, obținute pentru cele trei modele de alcătuire, pentru încărcările inițiale de proiectare, precum și combinațiile aferente, sunt prezentate în tabele 6.1 și 6.2:

Tab. 6. 1. Coeficienții de flambaj pentru încărcările normate inițiale

COEFICIENȚII λ PENTRU ÎNCĂRCĂRILE NORMATE INIȚIALE			
ÎNCĂRCARE	Model I	Model II	Model III
PERMANENTA	7.992	7.946	19.939
UTILA	35.483	31.132	-69.112
ZĂPADĂ - 100 kg/m ²	9.071	10.554	16.070
ZĂPADĂ - 100 kg/m ² 1/2	10.589	12.088	7.850
ZĂPADĂ - 200 kg/m ²	4.536	5.277	8.035
ZĂPADĂ - 200-100 kg/m ²	4.927	6.135	5.274
ZĂPADĂ AGLOMERATĂ	2.711	4.699	4.983
VÂNT - SUCTIUNE 100kg/m ²	-6.643	-8.231	-10.089
VÂNT PRESIUNE-SUCTIUNE	37.072	64.550	41.870
TEMPERATURA	8.575	8.635	6.162
UTILA - 4 forte	56.184	67.629	-146.627
SEISM	39.458	-38.061	-47.062

Tab. 6. 2. Coeficienții de flambaj pentru combinațiile inițiale de proiectare

COEFICIENȚII λ PENTRU COMBINAȚIILE ÎNȚĂLĂ			
COMBINAȚIE	Model I	Model II	Model III
P+Z100+U	4.206	4.334	11.175
P+Z100+4F+Vs+T+U	5.652	6.078	8.033
P+Z100+4F+Vps+T+U	3.375	3.798	4.161
P+Z100/2+4F+Vs+T+U	7.752	8.015	6.200
P+Z100/2+4F+Vps+T+U	3.968	4.505	3.694
P+Z200+T+U	2.607	2.957	3.684
P+Vs+T+Z200-100+U	4.608	5.073	4.593
P+Vps+T+Z200-100+U	2.760	3.352	3.065
P+Vs+T+Za+U	2.859	4.694	3.576
P+Vps+T+Za+U	1.913	3.191	2.529
P+Z100+T+S	3.479	3.916	4.174

Valorile coeficienților de flambaj, obținute pentru cele trei modele de alcătuire, pentru încărcările în conformitate cu normele actuale, precum și combinațiile acestora, sunt prezentate în tabele 6.3 și 6.4:

Tab. 6. 3. Coeficienții de flambaj pentru încărcările normate actuale

COEFICIENȚII λ PENTRU ÎNCĂRCĂRILE NORMATE ACTUALE			
LOAD	Model I	Model II	Model III
PERMANENTA	7.992	7.946	19.939
UTILA	35.483	31.132	-69.110
ZĂPADA AGLOMERATĂ	2.711	4.699	4.983
TEMPERATURA	8.575	8.635	6.162
UTILA- 4 FORTE	56.184	67.629	-146.627
ZĂPADĂ - UNIFORMĂ	5.560	6.469	9.850
VÂNT - X	-8.178	-12.059	-15.418
VÂNT - Y	-8.221	-12.087	-15.450

Tab. 6. 4. Coeficienții de flambaj pentru încărcările normate actuale

COEFICIENȚII λ PENTRU COMBINAȚIILE ACTUALE			
COMBINAȚIE	Model I	Model II	Model III
P+U	4.975	4.671	12.462
P+4F	5.295	5.328	13.651
P+V1	8.769	9.067	-17.908
P+V2	8.787	9.057	-17.972

P+Zu	2.453	2.624	5.162
P+Za	1.643	2.715	2.988
P+T	4.091	4.847	3.614
P+U+4F	4.681	4.372	11.886
P+U+V1	6.039	5.729	18.292
P+U+V2	6.045	5.726	18.283
P+U+Zu	2.790	2.894	7.501

150 ANALIZA STABILITĂȚII ECHILIBRULUI CUPOLEI DE LA ROMEXPO DIN BUCUREȘTI - 6

P+U+Za	2.135	3.331	4.477		P+U+4F+T	3.944	4.289	5.664
P+U+T	4.066	4.465	5.478		P+U+V1+Zu	3.546	3.634	9.300
P+4F+U	4.748	4.529	12.190		P+U+V1+Za	2.535	3.974	5.177
P+4F+V1	7.015	6.767	20.990		P+U+V1+T	6.038	6.373	6.718
P+4F+V2	7.023	6.763	20.978		P+U+V2+Zu	3.548	3.633	9.298
P+4F+Zu	2.836	3.033	7.224		P+U+V2+T	6.036	6.370	6.729
P+4F+Za	2.154	3.411	4.241		P+U+Zu+T	2.437	2.716	3.746
P+4F+T	4.307	4.822	5.125		P+U+Za+T	1.958	3.242	2.566
P+V1+U	6.982	6.950	-14.103		P+4F+U+V1	5.830	5.515	17.708
P+V1+4F	7.867	7.994	-15.979		P+4F+U+V2	5.835	5.512	17.700
P+V1+Zu	4.366	4.622	11.178		P+4F+U+Zu	2.751	2.860	7.402
P+V1+Za	2.793	4.499	4.969		P+4F+U+Za	2.139	3.318	4.524
P+V1+T	8.099	8.145	6.372		P+4F+U+T	4.010	4.383	5.545
P+V2+U	6.993	6.944	-14.143		P+4F+V1+Zu	3.692	3.864	9.944
P+V2+4F	7.881	7.986	-16.030		P+4F+V1+Za	2.568	4.085	4.864
P+V2+Zu	4.371	4.620	11.230		P+4F+V1+T	6.580	7.131	6.201
P+V2+T	8.101	8.146	6.386		P+4F+V2+Zu	3.696	3.863	9.941
P+Zu+U	2.370	2.497	5.597		P+4F+V2+T	6.578	7.128	6.211
P+Zu+4F	2.371	2.567	5.347		P+4F+Zu+T	2.521	2.840	3.577
P+Zu+V1	3.005	3.231	6.567		P+4F+Za+T	1.961	3.305	2.486
P+Zu+V2	3.003	3.231	6.579		P+V1+U+4F	6.397	6.302	-12.879
P+Zu+T	2.187	2.483	3.084		P+V1+U+Zu	4.006	4.209	10.782
P+Za+U	1.645	2.678	3.125		P+V1+U+Za	2.772	4.378	5.361
P+Za+4F	1.648	2.703	3.042		P+V1+U+T	8.048	8.170	7.032
P+Za+V1	1.875	3.107	3.284		P+V1+4F+Zu	4.220	4.435	11.381
P+Za+T	1.518	2.640	1.996		P+V1+4F+Za	2.797	4.460	5.123
P+T+U	3.824	4.409	3.818		P+V1+4F+T	8.111	8.154	6.627
P+T+4F	3.969	4.644	3.694		P+V1+Zu+T	3.698	4.180	4.137
P+T+V1	5.692	5.731	4.140		P+V1+Za+T	2.465	4.314	2.720
P+T+V2	5.692	5.731	4.145		P+V2+U+4F	6.406	6.297	-12.912
P+T+Zu	2.447	2.857	2.769		P+V2+U+Zu	4.010	4.208	10.778
P+T+Za	1.868	3.283	2.074		P+V2+U+T	8.043	8.172	7.049
P+U+4F+V1	5.604	5.281	17.071		P+V2+4F+Zu	4.010	4.208	10.778
P+U+4F+V2	5.609	5.279	17.063		P+V2+4F+T	8.043	8.172	7.049
P+U+4F+Zu	2.732	2.821	7.290		P+V2+Zu+T	3.697	4.178	4.143
P+U+4F+Za	2.131	3.289	4.601		P+Zu+U+4F	2.328	2.444	5.816

6.5 - Moduri de pierdere a stabilității cupolei 151

P+Zu+U+V1	2.921	3.038	7.291
P+Zu+U+V2	2.920	3.037	7.307
P+Zu+U+T	2.111	2.367	3.231
P+Zu+4F+V1	2.977	3.144	6.858
P+Zu+4F+V2	2.979	3.143	6.872
P+Zu+4F+T	2.154	2.431	3.142
P+Zu+V1+T	2.661	3.015	3.436
P+Zu+V2+T	2.660	3.015	3.439
P+Za+U+4F	1.648	2.664	3.185
P+Za+U+V1	1.877	3.063	3.451
P+Za+U+T	1.526	2.609	2.056
P+Za+4F+V1	1.881	3.094	3.350
P+Za+4F+T	1.525	2.630	2.020
P+Za+V1+T	1.714	3.011	2.124
P+T+U+4F	3.716	4.238	3.907
P+T+U+V1	5.503	5.743	4.409
P+T+U+V2	5.502	5.744	4.415
P+T+U+Zu	2.350	2.702	2.887
P+T+U+Za	1.880	3.225	2.139
P+T+4F+V1	5.697	5.735	4.246
P+T+4F+V2	5.698	5.736	4.251
P+T+4F+Zu	2.404	2.787	2.816
P+T+4F+Za	1.879	3.264	2.100
P+T+V1+Zu	3.051	3.571	3.065
P+T+V1+Za	2.173	3.907	2.213
P+T+V2+Zu	3.050	3.570	3.068
P+U+4F+V1+Zu	3.439	3.515	8.977
P+U+4F+V1+Za	2.526	3.914	5.344
P+U+4F+V1+T	5.774	6.014	7.002
P+U+4F+V2+Zu	3.441	3.515	8.974
P+U+4F+V2+T	5.772	6.012	7.014
P+U+4F+Zu+T	2.393	2.651	3.831
P+U+4F+Za+T	1.962	3.211	2.606
P+U+V1+Zu+T	3.035	3.354	4.280
P+U+V1+Za+T	2.296	3.865	2.781
P+U+V2+Zu+T	3.034	3.353	4.284

P+4F+U+V1+Zu	3.486	3.579	9.148
P+4F+U+V1+Za	2.539	3.956	5.240
P+4F+U+V1+T	5.914	6.204	6.824
P+4F+U+V2+Zu	3.490	3.579	9.146
P+4F+U+V2+T	5.913	6.202	6.836
P+4F+U+Zu+T	2.417	2.686	3.777
P+4F+U+Za+T	1.965	3.233	2.581
P+4F+V1+Zu+T	3.167	3.549	4.064
P+4F+V1+Za+T	2.302	3.944	2.688
P+4F+V2+Zu+T	3.166	3.548	4.068
P+V1+U+4F+Zu	3.859	4.026	10.350
P+V1+U+4F+Za	2.763	4.320	5.540
P+V1+U+4F+T	7.591	7.659	7.343
P+V1+U+Zu+T	3.478	3.850	4.405
P+V1+U+Za+T	2.478	4.233	2.833
P+V2+U+4F+Zu	3.863	4.025	10.345
P+V2+U+4F+T	7.587	7.656	7.362
P+V2+U+Zu+T	3.477	3.849	4.412
P+Zu+U+4F+V1	2.870	2.958	7.653
P+Zu+U+4F+V2	2.870	2.958	7.666
P+Zu+U+4F+T	2.078	2.319	3.295
P+Zu+U+V1+T	2.547	2.843	3.619
P+Zu+U+V2+T	2.546	2.843	3.622
P+Za+U+4F+V1	1.880	3.046	3.524
P+Za+U+4F+T	1.531	2.598	2.082
P+Za+U+V1+T	1.724	2.976	2.192
P+T+U+4F+V1	5.286	5.748	4.529
P+T+U+4F+V2	5.285	5.748	4.535
P+T+U+4F+Zu	2.309	2.639	2.938
P+T+U+4F+Za	1.888	3.200	2.167
P+T+U+V1+Zu	2.900	3.329	3.210
P+T+U+V1+Za	2.190	3.841	2.287
P+T+U+V2+Za	2.470	4.334	2.460
P+T+4F+V1+Zu	2.982	3.461	3.123
P+T+4F+V1+Za	2.188	3.887	2.243
P+T+4F+V2+Zu	2.982	3.460	3.125

152 ANALIZA STABILITĂȚII ECHILIBRULUI CUPOLEI DE LA ROMEXPO DIN BUCUREȘTI - 6

P+V1+4F+Zu+T	3.598	4.028	4.243		P+4F+U+V2+Zu+T	3.003	3.307	4.327
P+V1+4F+Za+T	2.481	4.290	2.765		P+V1+U+4F+Zu+T	3.388	3.719	4.525
P+V2+4F+Zu+T	3.597	4.027	4.249		P+V1+U+4F+Za+T	2.487	4.199	2.883
P+Zu+4F+V1+T	2.610	2.937	3.509		P+V2+U+4F+Zu+T	3.387	3.718	4.533
P+Zu+4F+V2+T	2.610	2.937	3.512		P+Zu+U+4F+V1+T	2.499	2.773	3.700
P+Za+4F+V1+T	1.723	3.001	2.151		P+Zu+U+4F+V2+T	2.498	2.772	3.703
P+U+4F+V1+Zu+T	2.966	3.255	4.393		P+Za+U+4F+V1+T	1.730	2.964	2.221
P+U+4F+V1+Za+T	2.301	3.829	2.829		P+T+U+4F+V1+Zu	2.837	3.232	3.273
P+U+4F+V2+Zu+T	2.966	3.254	4.398		P+T+U+4F+V1+Za	2.201	3.813	2.319
P+4F+U+V1+Zu+T	3.003	3.308	4.323		P+T+U+4F+V2+Zu	2.837	3.231	3.276
P+4F+U+V1+Za+T	2.305	3.857	2.799					

Din aceste tabele, se observă că ipoteza care duce la instabilitate este cea a zăpezii aglomerate, care are factorii de flambaj $\lambda=2.711$ pentru modelul I, $\lambda=4.699$ pentru modelul II și $\lambda=4.983$ pentru modelul III; ipoteză critică de calcul, atât din încărcările inițiale cât și actuale de calcul este zăpada aglomerată pe 1/8 de cupolă este cea critică. Dar ipoteza normată de calul, din zăpada nu poate acționa singură asupra structurii și se combină cu alte încărcări, ca și încărcarea permanentă sau acțiunea vântului, care spulberă zăpada pe o parte și o aglomerează pe partea opoasă, deci factorii reali ai instabilității sunt obținuți din combinarea încărcărilor normate.

Factorii critici de flambaj, obținuți din combinarea încărcărilor inițiale de proiectare:

- Pentru modelul I, factorul de flambaj $\lambda = 1.913$ din combinația de calcul: Permanentă + Vânt presiune-sucțiune + Variația temperaturii + Zăpada aglomerată + Utila;
- Pentru modelul II, factorul de flambaj $\lambda = 2.957$ din combinația de calcul: Permanentă + Zăpada uniformă 200 kg/m² + Variația temperatur + Utila;
- Pentru modelul III, factorul de flambaj $\lambda = 2.529$ din combinația de calcul: Permanentă + Vânt presiune-sucțiune + Variația temperaturii + Zăpada aglomerată + Utila;

Factorii critici de flambaj, obținuți din combinarea încărcărilor după actualele normative:

- Pentru modelul I, factorul de flambaj $\lambda = 1.518$ din combinația de calcul: Permanentă + Zăpada aglomerată pe 1/8 din cupolă + Variația temperaturii;
- Pentru modelul II, factorul de flambaj $\lambda = 2.319$ din combinația de calcul: Permanentă + Zăpada uniformă + Utila + 4 Forțe concentrate + Variația temperaturii;
- Pentru modelul III, factorul de flambaj $\lambda = 1.996$ din combinația de calcul: Permanentă + Zăpada aglomerată pe 1/8 din cupolă + Variația temperaturii;

6.6 Concluzii

În urma analizei numerice a stabilității cupolei cu arce și inele de la ROMEXPO din București, rezultă următoarele concluzii:

- Conlucrarea cu paneele are efect pozitiv asupra structurii, făcând ca structura să își piardă stabilitatea sub încărcări mai mari;
- Conlucrarea cu paneele și contravântuiri, are efect pozitiv asupra semiarcelor, dar în unele cazuri duce la flambajul nodului dintre paneele și contravântuiri, la valori mai mici decât fără contravântuiri;
- Factorii de flambaj sunt mai mici pentru încărcările după actuale norme, decât cei pentru încărcările de proiectare inițiale;
- Structura nu își pierde stabilitatea în ipoteza încărcărilor normate și a combinațiilor acestor, pentru nici unul din cele trei modele de calcul, atât pentru încărcările inițiale de proiectare cât și pentru cele după actualele normative;
- Încărcările la care structura își pierde stabilitatea, pentru modelul complet (modelul III) sunt cu 153% mai mari, pentru încărcările inițiale de proiectare și 99,6% mai mari pentru încărcările după actualele normative;
- Importanța calculării factorilor de flambaj pentru cupole metalice, pentru a putea determina dacă structura își pierde stabilitatea sub încărcările de proiectare și astfel avem posibilitatea să redimensionăm elementele structurale pentru evitarea flambajului;
- Ipoteza critică de încărcare este cea aglomerată cu zăpadă pe 1/8 din suprafața cupolei.

7. ANALIZA DINAMICĂ NELINIARĂ A CUPOLELOR CU ARCE ȘI INELE

7.1 Introducere

În acest capitol, s-a studiat literatura de specialitate pentru analiza dinamică: ecuația de mișcare fundamentală, parametri inițiali și metode numerice pentru rezolvarea ecuației de mișcare. De asemenea pentru cupola de la Romexpo din București, s-a făcut o verificare a structurii după mișcarea seismică înregistrată la seismul din 1977 și analiza dinamică cu accelerograme înregistrate corectate pentru determinarea plasticizării elementelor sub acțiunea mișcării seismice, în conformitate cu FEMA 356 [66].

În calculul neliniar elasto plastic ecuațiile de echilibru static se scriu pe forma deformată a structurii; nu se aplică principiul suprapunerii efectelor (așa cum se aplică în calculul de ordinul I); rigiditatea elementelor și structurii obținută în funcție de forțele exterioare și deplasări; iar calculul furnizează răspunsul structurii funcție de nivelul forțelor exterioare.

Plastifierea elementelor și a îmbinărilor este un proces progresiv. Odată cu creșterea momentului în secțiunea transversală a elementului, plastificarea se extinde din fibra extremă spre axa neutră.

În calculul elasto plastic, se realizează prima dată un calcul elastic de ordinul II și se determină încărcarea corespunzătoare primei articulații plastice; apoi calculul se repetă cu o încărcare mai mare pe forma deformată a structurii, prin creșterea progresivă a încărcărilor va apărea o nouă articulație plastică, iar procesul continuă până structura se transformă în mecanism sau mișcarea seismică se termină. Răspunsul structurii este prezentat în figura 7.1 [37]:

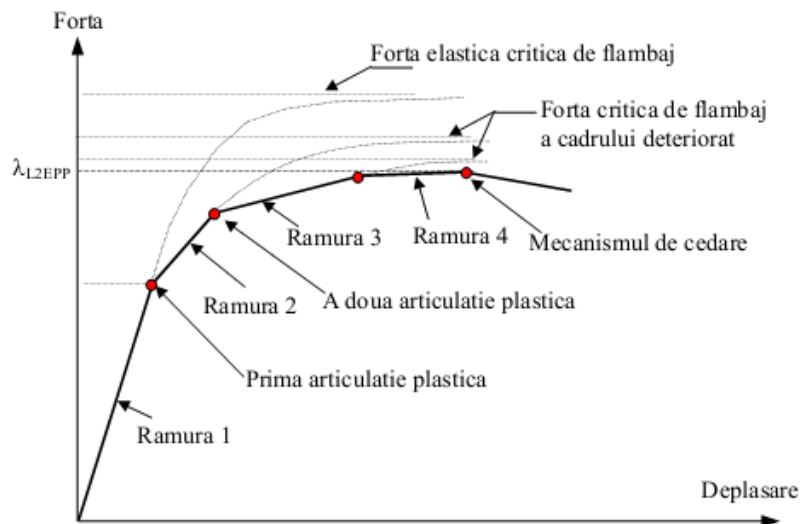


Fig. 7. 1. Răspunsul forță-deplasare într-o analiză elasto plastică [37]

7.2 Ecuația de mișcare

Forța este o caracteristică instantanee a procesului complex de interacțiune, cauza modificării mișcării mecanice (adică a accelerației punctului material) și care face legătura dintre această formă și alte forme nemecanice de mișcare [67].

Analiza structurală are ca esență, definirea forțelor. Odată cu Metoda Rigidității, din 1970, deplasările au ieșit în față ca variabile de bază, deoarece ele se pot raporta bine în sistemele complicate și mai ales că viteza și accelerația sunt derivate ale deplasărilor în raport cu timpul. Totodată, ecuațiile fundamentale care guvernează analiza dinamică sunt exprimate în raport cu echilibrul forțelor, fiind versiuni elaborate ale mecanicii Newtoniene [68].

Un rezumat al ecuațiilor de mișcare, pentru domeniul staticii, dinamicii și vibrațiilor, este redat în tabelul 7.1. [68]:

Tab. 7. 1. Ecuații de mișcare

Caz	Tipul de mișcare	Ecuația de echilibru
I	Dinamic neliniară	$p(u, \dot{u}, \ddot{u}, t) = f(u, \dot{u}, t)$ <i>interior exterior</i>
II	Static neliniară	$p(u) = f(u)$ <i>interior exterior</i>
III	Dinamic neliniar pe structură flexibilă	$p(u, \dot{u}, \ddot{u}, t) + p_d(u, \dot{u}, t) + p_e(u, t) = f(u, t)$ <i>inertial amortiz. elastic exterior</i>
IV	Dinamic liniară pe structură flexibilă	$M \cdot \ddot{u}(t) + C \cdot \dot{u}(t) + K \cdot u(t) = f(t)$ <i>inertial amortiz. elastic exterior</i>
V	Static liniar elastică	$K \cdot u = f$ <i>elastic exterior</i>
VI	Perturbări dinamice	$M(u) \cdot \ddot{d}(t) + C(u) \cdot \dot{d}(t) + K(u) \cdot d(t) + p(u) = f(u)$ <i>inertial amortiz. elastic echilibru static</i>
VII	Vibrații forțate amortizate	$M \cdot \ddot{u}(t) + C \cdot \dot{u}(t) + K \cdot u(t) = f_p(t)$ <i>inertial amortiz. elastic periodic</i>
VIII	Vibrații libere amortizate	$M \cdot \ddot{u}(t) + C \cdot \dot{u}(t) + K \cdot u(t) = 0$ <i>inertial amortiz. elastic</i>
IX	Vibrații libere neamortizate	$M \cdot \ddot{u}(t) + K \cdot u(t) = 0$ <i>inertial elastic</i>

Echilibrul dinamic pentru un sistem, funcție de timp, se rezolvă uzual prin cazul IV din tabelul 7.1. Modelul unei structuri, la momentul t este dat de ecuația matricială următoare:

$$M \cdot \ddot{u}(t) + C \cdot \dot{u}(t) + K \cdot u(t) = f(t) \quad (7.1)$$

unde:

- M – matricea maselor;
- C – matricea amortizării;
- K – matricea rigiditatilor;
- $\ddot{u}(t)$ – vectorul accelerațiilor;

$\dot{u}(t)$ – vectorul vitezelor;
 $u(t)$ – vectorul deplasărilor;
 $f(t)$ – vectorul forțelor exterioare.

Vectorial, echilibrul forțelor poate fi exprimat prin relația [69]:

$$F(t)_I + F(t)_D + F(t)_S = F(t) \quad (7.2)$$

Unde:

$F(t)_I$ - vectorul forțelor inerțiale care acționează în masele nodale;
 $F(t)_D$ - vectorul forțelor de amortizare sau disipare a energiei;
 $F(t)_S$ - vectorul forțelor interioare dezvoltate în structură;
 $F(t)$ - vectorul forțelor exterioare aplicate structurii.

7.3 Parametri inițiali

Relația (7.2), este transformată într-o ecuație diferențială de ordinul doi, pentru a face trecerea de la echilibrul fizic cu comportamentul structural liniar [69]:

$$M \cdot \ddot{u}(t)_a + C \cdot \dot{u}(t)_a + K \cdot u(t)_a = F(t) \quad (7.3)$$

Termenii ecuației au fost discutați în paragraful 7.2, indicele „a” reprezentând valoarea absolută a accelerațiilor nodale, vitezelor nodale respectiv deplasărilor nodale.

7.3.1. Matricea maselor M

Matricea maselor M este compusă definind coloana „n”, ca un vector al forțelor nodale ce trebuie aplicat unui element în scopul de a menține câmpul accelerației, creat de o valoare unitară a derivatei de ordinul doi pentru gradul de libertate „n”.

Cel mai simplu mod de reprezentare este realizat prin particule cu masă. Procesul dă ca rezultat o matrice diagonală. Pentru un element liniar trebuie adăugat și un grad de libertate pentru rotire. Matricea va avea 4 linii și 4 coloane. Dacă nu există masă pentru inerția de rotire, singurii termeni nenuli ar fi m_{11} și m_{33} . Dacă pentru gradul de libertate al rotirii se asociază masă, m_{22} și m_{44} devin nenuli. În mod arbitrar se poate considera ca acești doi termeni să fie înmulțiți cu un coeficient 1/12 din masa asociată gradului de libertate pentru deplasarea orizontală [70].

Folosind forțele inerțiale în relațiile lucrului mecanic virtual, formula generală pentru matricea maselor este:

$$m = \int N^T N \cdot \rho \cdot dV \quad (7.4)$$

Unde:

ρ - densitatea;

V – volumul elementului;

N – matricea cu funcția de formă a elementului.

Ecuția (7.4) oferă o matrice a maselor care folosește aceleași funcții de formă ca și matricea rigidităților. Dacă este aplicată la un element de tip „beam” a cărui câmp de deplasare este cubic în „ x ”, ecuația precedentă devine [70]:

$$m = \frac{\rho \cdot A \cdot L}{420} \begin{bmatrix} 156 & 22L & 54 & -13L \\ 22L & 4L^2 & 13L & -3L^2 \\ 54 & 13L & 156 & -22L \\ -13L & -3L^2 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (7.5)$$

Toate matricile maselor reprezintă corect rezistență la accelerația de translație. Ele diferă prin felul în care este modelată rezistența la accelerația unghiulară. Indiferent dacă matricea maselor este diagonală sau completă, și indiferent dacă inerția de rotație este asociată cu gradul de libertate de rotire, convergența cu discretizarea este realizată dacă matricile maselor asigură forța de inerție corectă ca răspuns la accelerațiile liniare ale elementului [70].

7.3.2 Matricea rigidităților K

Matricea rigidităților K se va defini pentru un element spațial, ținând cont de sistemele de coordonate global și local. Sistemul de coordonate global va avea axele XYZ , iar cel local xyz (Fig 7.2). Axa x este dată de coordonatele nodurilor 1 și 2. Inima profilului este în planul xy care conține nodurile 1,2 și 3. Nodul 3 este un nod suplimentar ce ajută la orientarea planului xy în spațiul XYZ . Numărul de grade de libertate sunt asociate nodului 3. În nodul 1 și 2, elementul are 6 grade de libertate (3 deplasări și 3 rotiri), rezultând un total de 12 grade de libertate pe element. În FEM, „ k ”, matricea rigidităților acestui element este definit în coordonate locale, urmând ca aceasta matrice să fie transformată în grade de libertate globale. Pentru a putea realiza aceasta sunt necesare: modulul de elasticitate E , modulul de elasticitate transversal G , aria secțiunii transversale A , momentele de inerție principale I_y , I_z , momentul de inerție răscucire J și factorii de deformație transversali f_v , f_z [70].

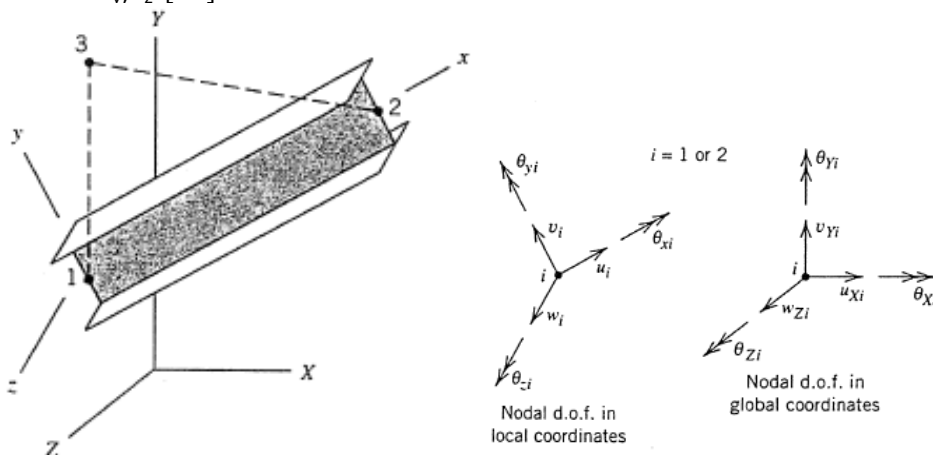


Fig. 7. 2. Sisteme de coordonate pentru un element

Matricile rigidităților „k” (local) și „K” (global) sunt simetrice dacă există o relație liniară între încărcări și deformații. De asemenea, coeficienții de pe diagonală sunt pozitivi.

O structură care nu este rezemată adecvat nu poate fi analizată pentru că nu se poate rezolva ecuația $KD=R$.

O structură poate avea o matrice „K” „singulară” în cazul în care structura prezintă un mecanism. Există posibilitatea analizei însă dacă este luată în considerare corespunzător, neliniaritatea [70].

Scopul programelor cu element finit poate privi toate structurile ca fiind tridimensionale cu excepția cazului în care utilizatorul definește alt tip de analiză (analiză în plan). Dacă elementul nu are rigiditate programul poate elimina gradul de libertate din formularea elementului. Pentru elemente articulate de tip bară toate gradele de libertate pentru rotire vor fi eliminate [70].

7.3.1 Amortizarea

Amortizarea disipează energia și cauzează scăderea, în timp, a amplitudinii unei mișcări libere. Sursele de amortizare sunt greu de măsurat și dificil de exprimat printr-o relație matematică. Aceste surse includ „frecarea internă” în material și frecarea Coulombiană în îmbinări, și niciuna dintre ele nu determină forțe proporționale cu viteza. Amortizarea în problemele structurale este destul de mic pentru a fi reprezentată ca o amortizare vâscoasă, indiferent de mecanismul de amortizare. Ea este reprezentată printr-o formă matematic convenabil. O amortizare slabă înseamnă că forțele de amortizare $C \cdot \dot{u}(t)$ sunt mai mici de 10% din forțele $K \cdot u(t)$, $M \cdot \ddot{u}(t)$ și $F(t)$. Valori uzuale ale raportului amortizării ξ variază între 0.02 pentru sisteme de conducte până la 0.07 pentru structuri cu îmbinări cu șuruburi sau structuri din beton armat. Există două metode de a include amortizarea vâscoasă în analiza cu element finit: *amortizarea proporțională și amortizarea modală* [70].

Amortizarea proporțională, (Rayleigh), se referă la următoarea definiție a matricii de amortizare [70].

$$C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K \quad (7.6)$$

Însemnatarea acestei relații poate fi regăsită în figura următoare:

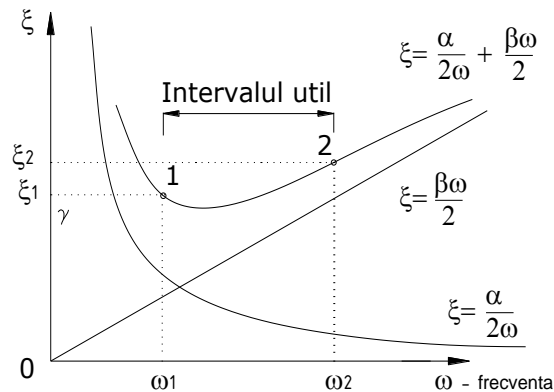


Fig. 7. 3. Frațiune din amortizarea critică pentru metoda amortizării proporționale

Valorile ω_1 , ω_2 , ξ_1 și ξ_2 sunt alese de utilizator. Prin soluția simultană a celor două ecuații:

$$\xi_1 = \frac{\alpha}{2 \cdot \omega_1} + \frac{\beta \cdot \omega_1}{2} \quad (7.7)$$

$$\xi_2 = \frac{\alpha}{2 \cdot \omega_2} + \frac{\beta \cdot \omega_2}{2} \quad (7.8)$$

Pentru α și β se găsește matricea C . Prin definirea matricii C , trebuie acceptată curba dintre punctele 1 și 2 ca o reprezentare satisfăcătoare a amortizării pentru intervalul de frecvențe util. Pentru o formă $C = \alpha \cdot M$, se va amortiza mai repede la frecvențe joase iar forma $C = \beta \cdot K$, va amortiza frecvențele înalte, mai repede.

Amortizarea modală este o altă modalitate de a simula amortizarea vâscoasă. Și această metodă este una aproximativă iar ecuațiile acesteia sunt relativ ușor de rezolvat [70].

Unele programe pot calcula perioadele proprii amortizate, acestea fiind foarte puțin mai mari decât perioadele proprii neamortizate.

Relația de bază pentru aceasta metodă este [70]:

$$\omega^2 \cdot z + C_\phi \cdot \dot{z} + \ddot{z} = \phi^T \cdot F \quad (7.9)$$

„ C_ϕ ” este matricea diagonală $C_\phi = \alpha \cdot I + \beta \cdot \omega^2$, plecând de la matricea folosită la amortizarea proporțională.

„ ϕ^T ” este transpusa matricii modale. Matricea modală compusă din vectorii deplasare al fiecărei perioade D_i .

$$\phi = [D_1 \ D_2 \ \dots \ D_n] \quad (7.10)$$

„ z ” este vectorul ce conține fracțiunea pentru modul „ i ” care contribuie la un vector al deplasărilor. Fiecare element al acestui vector se numește coordonată modală pentru a nu fi confundat cu coordonatele geometrice [70].

Cel mai adesea, ecuațiile modale folosesc amortizarea modală care deși are aceeași justificare ca și matricea proporțională, ea are o formă matematică mai convenabilă și se rezolvă repede în cazul structurilor cu amortizare mică.

7.4 Metode numerice de rezolvare a ecuației de mișcare

Ecuația de mișcare a unui sistem poate fi rezolvată prin trei metode:

- **Soluția clasică:** soluția completă a unei ecuații diferențiale liniare de ordinul doi neomogene este compusă din suma soluției complementară $u_c(t)$ și a celei particulare $u_p(t)$. Astfel:

$$u(t) = u_c(t) + u_p(t) \quad (7.11)$$

Deoarece ecuația diferențială este de ordinul doi, există două constante de integrare în soluția complementară, care pot fi determinate cunoscând condițiile inițiale. Soluția clasică de rezolvare a ecuației de mișcare este deosebit de utilă în cazul vibrațiilor libere și a celor forțate la care forța dinamică este definită analitic.

- **Integrala Duhamel:** determinarea soluției unei ecuații diferențiale liniare se bazează pe reprezentarea încărcării seismice sub forma unei secvențe de impulsuri infinitezimale. Răspunsul unui sistem sub efectul forței aplicate $p(t)$ la timpul t se obține ca însumând răspunsul tuturor impulsurilor până în acel moment. Pentru cazul unui sistem cu un singur grad de libertate dinamică, neamortizat aflat în repaus înainte de aplicarea încărcării dinamice, rezultă următoarea relație:

$$u(t) = \frac{1}{m \cdot \omega_n} \int_0^t p(\tau) \cdot \sin[\omega_n(t - \tau)] d\tau \quad (7.12)$$

Unde:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (7.13)$$

Ecuația precedentă este cunoscută sub denumirea de integrală Duhamel și reprezintă o formă specială a integralei de convoluție. Ecuația este valabilă numai pentru condiții inițiale "de repaus". Integrala Duhamel reprezintă o metodă alternativă față de metoda clasică de determinare a răspunsului dinamic dacă forța $p(t)$ este definită analitic și este suficient de simplă pentru evaluarea analitică a integralei. Pentru încărcări dinamice definite numeric la valori de timp discrete, integrala Duhamel poate fi integrată numeric.

- **Metode numerice:** Metodele de rezolvare a ecuației de mișcare descrise anterior sunt aplicabile numai pentru sisteme liniar elastice și încărcări dinamice definite analitic. Analiza răspunsului dinamic al sistemelor inelastice și a celor la care încărcarea dinamică este prea complicată pentru a fi definită analitic, poate fi efectuată prin metode numerice (calcul biografic). Esența unui calcul biografic constă în discretizarea încărcării dinamice în pași mici de timp și determinarea răspunsului dinamic în timp al sistemului cu un singur grad de libertate dinamică, prin considerarea unui răspuns liniar în cadrul unui pas de timp [71].

7.4.1. Metoda Newmark

Metoda pleacă de la ecuația:

$$\frac{dy}{dx} = f(y) \quad (7.14)$$

Presupunând că ecuația este modelată ca expresia:

$$\alpha \cdot y_{n+1} + \beta \cdot y_n + h[\gamma \cdot f_{n+1} + \delta \cdot f_n] = 0 \quad (7.15)$$

Folosind seriile Taylor pentru a exprima y_{n+1} și f_{n+1} în termeni de y_n și f_n . Știind că $y'_n = f_n$ și $y''_n = f'_n$, obținem:

$$\alpha \cdot \left[y_n + y'_n \cdot h + y''_n \cdot \frac{h^2}{2} \right] + \beta \cdot y_n + h \cdot \gamma [y'_n + y''_n \cdot h] + h \cdot \delta \cdot y'_n = 0 \quad (7.16)$$

Coeficienții trebuie să satisfacă următoarele condiții pentru concordanță cu h^2 :

$$\alpha + \beta = 0 \quad (7.17)$$

$$\alpha + \gamma + \delta = 0 \quad (7.18)$$

$$\frac{\alpha}{2} + \gamma = 0 \quad (7.19)$$

Trebuie introdusă o normalizare convenabilă $\gamma + \delta = 1$, obținându-se valorile $\alpha = -1$, $\beta = 1$, $\gamma = 0.5$, $\delta = 0.5$. Cu aceste valori se poate scrie:

$$\frac{y_{n+1} + y_n}{h} = \frac{1}{2} [f(y_{n+1}) + f(y_n)] \quad (7.20)$$

Expresia (7.20) reprezintă regula trapezului, regulă unică și optimă în obținerea celor trei caracteristici [72]:

- Este o metodă cu un singur pas, folosind doar valorile de la începutul pasului curent;
- Are o precizie pentru ecuațiile de ordinul doi, respectă seriile Taylor prin h^2 ;
- Aplicând la $dy/dt + \lambda \cdot y = 0$, cu condițiile inițiale $y(0) = y_0$, este A-stabil, când un sistem care se supune ecuației, este stabil asimptotic.

7.4.2. Integrare în funcție de timp

Punctul de plecare îl reprezintă considerarea ecuației:

$$\frac{dy}{dt} = -\lambda \cdot y \quad (7.21)$$

În care λ este un număr complex. Dacă $Re(\lambda) > 0$, pentru valoarea inițială $y(0) = y_0$, $y(t) = y_0 \cdot \exp(-\lambda \cdot t)$ rezultând $y(t) \rightarrow 0$. Sistemul este stabil asimptotic. Se consideră pași cu durată „h” și se presupune că soluția a fost calculată până în pasul „n” căutând determinarea soluției în pasul n+1, [72].

Regula trapezului este dată de:

$$\frac{dy}{dt} \approx \frac{y_{n+1} - y_n}{h}, \quad -\lambda \cdot y \approx -\frac{\lambda}{2} [y_{n+1} + y_n] \quad (7.22)$$

În consecință:

$$y_{n+1} = \frac{1 - \lambda \frac{h}{2}}{1 + \lambda \frac{h}{2}} y_n = \left[\frac{1 - \lambda \frac{h}{2}}{1 + \lambda \frac{h}{2}} \right]^n y_0 \quad (7.23)$$

Cu aceste relații, $y_{n+1} \rightarrow 0$ dacă $\left| \frac{1 - \lambda h / 2}{1 + \lambda h / 2} \right| < 1$ și $y_{n+1} \rightarrow \infty$, dacă $\left| \frac{1 - \lambda h / 2}{1 + \lambda h / 2} \right| > 1$. Dacă prima inegalitate este satisfăcută, metoda numerică se numește A-stabilă [73].

Se scrie $\lambda = \lambda_r + i \cdot \lambda_j$ și este nevoie de:

$$\frac{\left(1 - \frac{\lambda_r \cdot h}{2}\right)^2 + \left(\frac{\lambda_j \cdot h}{2}\right)^2}{\left(1 + \frac{\lambda_r \cdot h}{2}\right)^2 + \left(\frac{\lambda_j \cdot h}{2}\right)^2} < 1 \quad (7.24)$$

A-stabilitatea implică $\lambda_r > 0$, care este condiția pentru stabilitatea asimptotică.

Considerând matricile sistemului din metoda elementului finit:

$$M \cdot \ddot{u} + C \cdot \dot{u} + K \cdot u = 0, \quad u(0) = u_0, \quad \dot{u}(0) = \dot{u}_0 \quad (7.25)$$

Derivând în raport cu timpul:

$$\frac{d}{dt} \left[\frac{1}{2} \dot{u}^T \cdot M \cdot \dot{u} + \frac{1}{2} u^T \cdot K \cdot u \right] = -\dot{u}^T \cdot C \cdot \dot{u} < 0 \quad (7.26)$$

Rezultă că $\dot{u} \rightarrow 0$ și $u \rightarrow 0$ și se poate concluziona că sistemul este asimptotic stabil.

Introducând vectorul $p = \dot{u}$, sistemul n-dimensional de ordinul doi este scris sub forma sistemului 2n-dimensional, de ordinul 1 al unei ecuații diferențiale:

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \dot{p} \\ u \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} C & K \\ -I & 0 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} p \\ u \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} f \\ 0 \end{pmatrix} \quad (7.27)$$

Aplicând regula trapezului:

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \frac{1}{h}(p_{n+1} - p_n) \\ \frac{1}{h}(u_{n+1} - u_n) \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} C & K \\ -I & 0 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \frac{1}{2}(p_{n+1} + p_n) \\ \frac{1}{2}(u_{n+1} + u_n) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{2}(f_{n+1} + f_n) \\ 0 \end{pmatrix} \quad (7.28)$$

Pentru ecuația din rândul doi, $p_{n+1} = 2/h(u_{n+1} - u_n) - p_n$. Eliminând p_{n+1} din rândul superior, se obține:

$$K_D u_{n+1} = r_{n+1} \quad (7.29)$$

$$K_D = \left[M + \frac{h}{2}C + \frac{h^2}{4}K \right] \quad (7.30)$$

$$r_{n+1} = \left[M + \frac{h}{2}C + \frac{h^2}{4}K \right] \cdot y_n + \left[M + \frac{h}{2}C \right] \frac{h}{2} p_n + \frac{h^2}{4} (f_{n+1} + f_n) \quad (7.31)$$

Matricea K_D se numește matricea rigidității dinamice. Ecuația (7.31) poate fi rezolvată prin triunghiularizarea matricii K_D , urmată de substituții succesive [72].

7.4.3. Evaluarea prin cuadratura Gaussiană

Există multe integrale în metoda elementului finit, a căror acuratețe și eficiență este foarte importantă. Printre acestea cuadratura Gaussiană este o metodă optimă. Se bazează pe transformarea coordonatelor fizice în coordonate naturale [72].

$$\text{Se consideră: } \int_a^b f(x) dx \quad (7.32)$$

$$\text{Fie: } \xi = \frac{1}{b-a} [2x - (a+b)]; \quad \xi \in [-1, 1] \text{ în intervalul } [-1; 1]. \quad (7.33)$$

$$\text{Integrala devine: } \frac{1}{b-a} \int_{-1}^1 f(\xi) d\xi \quad (7.34)$$

Considerând o serie de puteri:

$$f(\xi) = \alpha_0 + \alpha_1 \cdot \xi + \alpha_2 \cdot \xi^2 + \alpha_3 \cdot \xi^3 + \alpha_4 \cdot \xi^4 + \alpha_5 \cdot \xi^5 + \dots, \quad (7.35)$$

Din care:

$$\int_{-1}^1 f(\xi) d\xi = 2 \cdot \alpha_1 + 0 + \frac{2}{3} \alpha_3 + 0 + \frac{2}{5} \alpha_5 + 0 + \dots, \quad (7.36)$$

Avantajele pentru integrarea pe un interval simetric, demonstrează că pentru o evaluarea cu n pași a unei funcții, o integrală poate fi evaluată prin ordinul $(2n-1)$.

Considerând primii $2n-1$ termeni din reprezentarea în serii de puteri pentru o funcție:

$$g(\xi) = \alpha_1 + \alpha_2 \cdot \xi + \dots + \alpha_{2n} \cdot \xi^{2n-1} \quad (7.37)$$

Presupunând ca sunt folosite n puncte de integrare și n greutateți după cum urmează:

$$\int_{-1}^1 g(\xi) d\xi = \sum_{i=1}^n g(\xi_i) w_i = \alpha_1 \sum_{i=1}^n w_i + \alpha_2 \sum_{i=1}^n w_i \cdot \xi_i + \dots + \alpha_{2n} \sum_{i=1}^n w_i \cdot \xi_i^{2n-1} \quad (7.38)$$

Comparând ecuația cu (7.36) rezultă:

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^n w_i &= 1, \quad \sum_{i=1}^n w_i \cdot \xi_i = 0, \quad \sum_{i=1}^n w_i \cdot \xi_i^2 = \frac{2}{3}, \\ \sum_{i=1}^n w_i \cdot \xi_i^{2n-2} &= \frac{2}{2n-1}, \quad \sum_{i=1}^n w_i \cdot \xi_i^{2n-1} = 0 \end{aligned} \quad (7.39)$$

Este necesară rezolvarea pentru n puncte de integrare, ξ_i și n greutateți, w_i . Acestea sunt cantități universale. Pentru a integra o funcție dată, $g(\xi)$, prin ξ^{2n-i} , este necesar efectuarea evaluării a „ n ” funcții, și anume calculul $g(\xi_i)$ [72].

7.4.4. Analiza modală

În absența amortizării, ecuația în element finit, pentru un sistem mecanic care are valori inițiale diferite de zero și se poate scrie:

$$M \cdot \ddot{u} + K \cdot u = 0, \quad u(0) = u_0, \quad \dot{u}(0) = \dot{u}_0 \quad (7.40)$$

Presupunând o soluție de forma $u = \hat{u} \cdot \exp(\lambda \cdot t)$ care, în urma substituției se obține:

$$\left[K + \lambda^2 \cdot M \right] \hat{u} = 0 \quad (7.41)$$

Valoarea proprie de ordinul „j”, λ_j , se poate obține prin rezolvarea determinantului $\left[K + \lambda^2 \cdot M \right] = 0$.

Presupunem că λ_j și u_j sunt numere complexe. Fie u_j^H , conjugata transpusă a u_j . Coeficientul λ_j^2 satisface:

$$\lambda_j^2 = - \frac{u_j^H \cdot K \cdot u_j}{u_j^H \cdot M \cdot u_j} \quad (7.42)$$

Deoarece M și K au valori reale și pozitive, λ_j este complex, $\lambda_j = i \cdot \omega_j$, astfel încât se poate lua u_j ca fiind real și ortonormal [72].

7.4.5. Metoda Hilber-Hughes-Taylor

Această metodă, este una implicită, care permite disiparea energiei și acuratețe de gradul al doilea, acest lucru nefiind posibil cu metoda Newmark [74]. Această metodă este metoda implicită a programului de calcul SAP2000, cu care s-a efectuat analiza dinamică neliniară în domeniu plastic.

Metoda Hilber-Hughes-Taylor este o metodă implicită pentru rezolvarea problemei transiente, care mărește cantitatea de amortizare numerică fără să reducă gradul de acuratețe. Pentru această metodă, autorii folosesc aproximările Newmark [75]:

$$U_{t+\Delta t} = U_t + \Delta t \dot{U}_t + [(0.5 - \beta)\Delta t^2] \ddot{U}_t + [\beta \Delta t^2] U_{t+\Delta t} \quad (7.43)$$

$$\dot{U}_{t+\Delta t} = \dot{U}_t + [(1 - \gamma)\Delta t] \ddot{U}_t + [\gamma \Delta t] U_{t+\Delta t} \quad (7.44)$$

Dar, ecuația momentului discretizat în timp este modificată:

$$R_{t+\alpha \Delta t} = F_{t+\Delta t}^{ext} - M \ddot{U}_{t+\Delta t} - C \dot{U}_{t+\Delta t} - F^{int}(U_{t+\alpha \Delta t}) \quad (7.45)$$

Deplasările și viteza în puncte intermediare este data de:

$$U_{t+\alpha \Delta t} = (1 - \alpha)U_t + \alpha U_{t+\Delta t} \quad (7.46)$$

$$\dot{U}_{t+\alpha \Delta t} = (1 - \alpha)\dot{U}_t + \alpha \dot{U}_{t+\Delta t} \quad (7.47)$$

Liniazarea momentului neliniar, rezultă din ecuațiile următoare:

$$K_{t+\Delta t}^{*i} dU_{t+\Delta t}^{i+1} = R_{t+\Delta t}^i \quad (7.48)$$

Unde:

$$K_{t+\Delta t}^{*i} = \alpha K_t + \frac{\alpha\gamma}{\beta\Delta t} C_t + \frac{1}{\beta\Delta t^2} M \quad (7.49)$$

$$R_{t+\Delta t}^i = F_{t+\Delta t}^{ext} - F(U_{t+\alpha\Delta t}^{i-1})^{int} - C\dot{U}_{t+\alpha\Delta t}^{i-1} - M\ddot{U}_{t+\Delta t}^{i-1} \quad (7.50)$$

Ecuația liniară este folosită pentru a rezolva: $U_{t+\alpha\Delta t}$, $\dot{U}_{t+\alpha\Delta t}$, $\ddot{U}_{t+\Delta t}$, după ce acesta ajunge la convergență, se trece mai departe pentru calculul deplasărilor și vitezelor la timpul $t + \Delta t$.

7.5 Analiza dinamică neliniară în domeniu plastic – Time History, a cupolei de la ROMEXPO din București

Pentru a afla răspunsul dinamic al structurii, în cazul modelului complet cu conlucrarea cu arce și inele, s-a efectuat și o analiză dinamică neliniară în domeniu plastic, tip Time History (TH), în care s-au folosit trei accelerograme, cu trei componente, două orizontale și una verticală, folosind programul de calcul SAP2000 v11, care folosește metoda numerică Hilber-Hughes-Taylor pentru rezolvarea ecuației de mișcare.

Analiza dinamică Time History implică evaluarea în timp, pas cu pas a răspunsului structurii, folosind ca date de intrare, înregistrări seismice discretizate ca bază de mișcare. Modelul matematic ia în considerare distribuția spațială a disipării energiei, atât distribuția plană cât și cea verticală. Deplasările din timpul mișcării seismice, sunt determinate direct prin analiza dinamică folosind accelerograme a mișcării terenului dată în funcție de timp [66].

În analiza dinamică time history, structura este încărcată și analizată inițial sub acțiunea încărcărilor: 1 Permanentă + 0.4 Încărcare Utilă + 0.4 Zăpadă uniformă, incluzând efectul P-delta, după care structura este analizată dinamic neliniar folosind metoda de integrare directă time history. În această analiză, ecuațiile întregii structuri sunt rezolvate la fiecare pas de timp.

Analiza time-history a fost efectuată, folosind trei seturi de accelerograme înregistrate în București, cu componente pe trei direcții. Accelerogramele folosite, au fost înregistrate în stații din București, după seismele din zona Vrancea în anii 1977, 1986 și 1990. Accelerogramele înregistrate, au fost scalate, astfel încât accelerația maximă a terenului, să ajungă la valoarea zonării seismice după actualul normativ P100-1/2006 [61]: 0,24g.

De asemenea s-a verificat comportarea structurii cupolei metalice, la cutremurul din 4 martie 1977, în condiții de vară (fără efectul zăpezii).

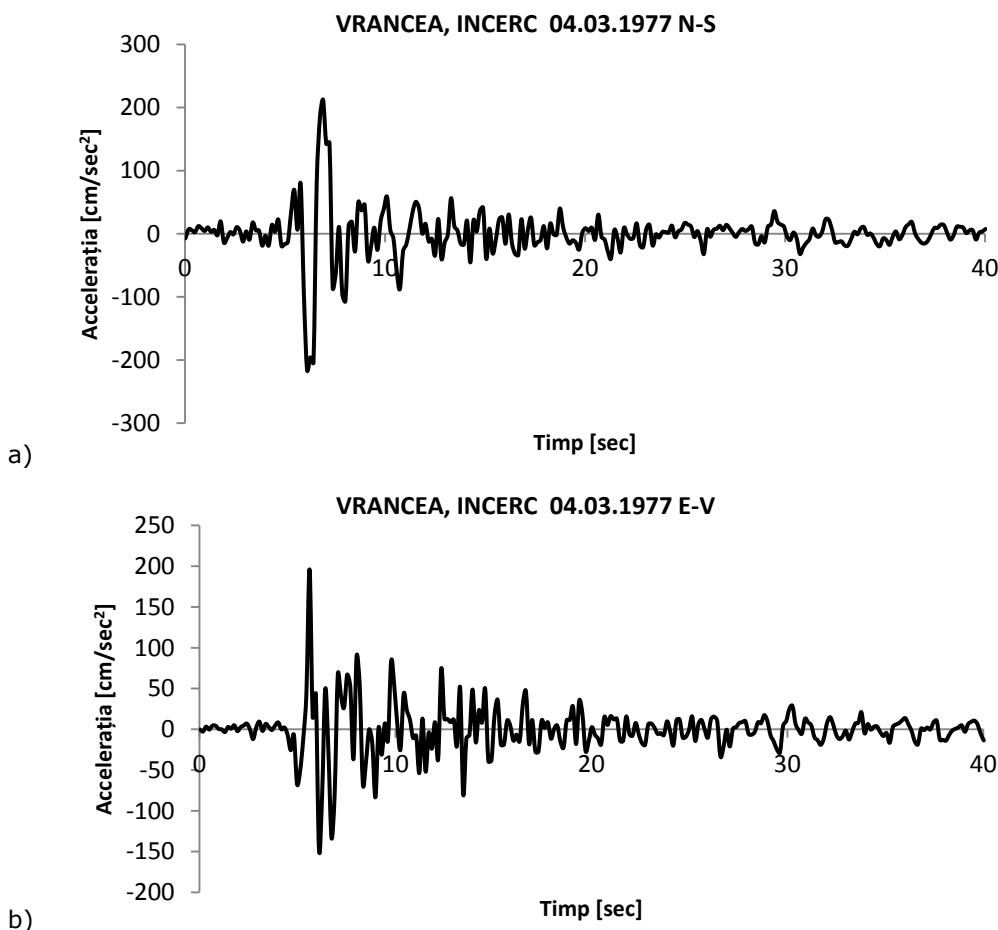
7.5.1. Accelerograme folosite în calculul dinamic Time-History

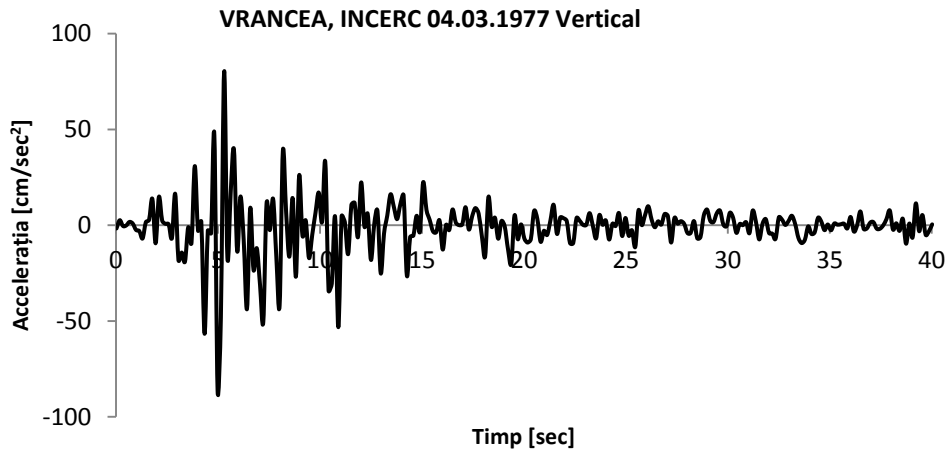
Pentru calculul dinamic a cupolei metalice, au fost alese accelerograme înregistrate în București cu intensitate ridicată, care aveau înregistrate mișcarea seismică pe 3 direcții, două orizontale și una verticală.

Accelerogramele înregistrate au intensități a mișcării seismice diferite, iar vârfurile nu ajung la accelerația terenului prevăzută în normativul P100-1/2006 [61]. De aceea, accelerogramele înregistrate au fost scalate, astfel încât accelerația maximă de pe fiecare set de accelerograme să atingă accelerația maximă a terenului, dată în normativul seismic actual P100-1/2006 [61] (0.24 g).

Cele trei seturi de accelerograme sunt prezentate în figurile de mai jos.

În figura 7.4, sunt prezentate, accelerogramele înregistrate și scalate la $a_g=0,24g$, pe trei direcții nord-sud (N-S), est-vest (E-V) și vertical, a mișcării cutremurului din zona Vrancea din 4 martie 1977 înregistrată la stația INCERC din București [76]; accelerația înregistrată de vârf este de $-194.927 \text{ cm/sec}^2$ la secunda 6.12s, iar durata mișcării seismice: 40.14sec; iar în figura 7.5 este prezentată mișcarea seismică din 1977 în termeni spectrali.





c)

Fig. 7. 4. Accelerograme scalate – seism 1977 a) N-S b) E-V c) vertical

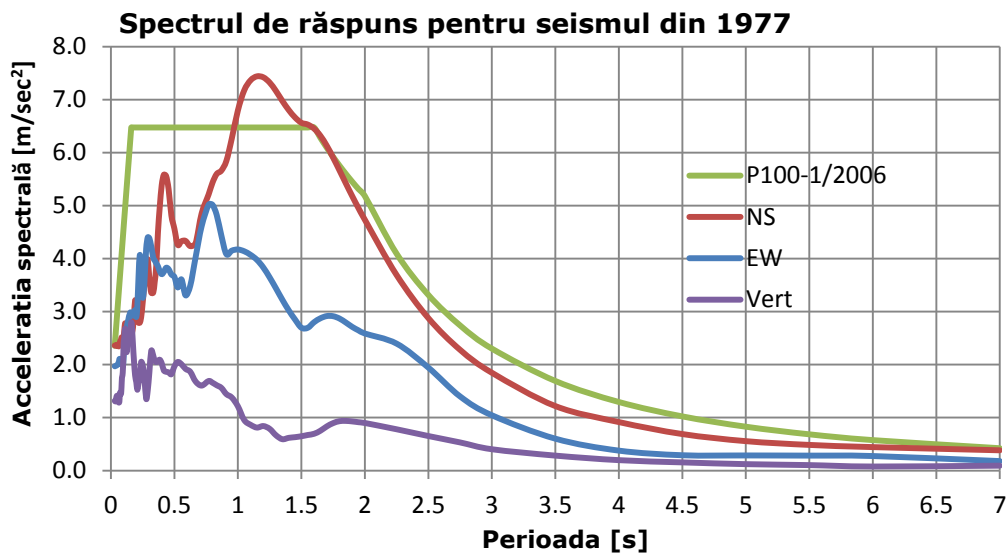


Fig. 7. 5. Spectrul de răspuns elastic pentru seismul din 1977

În figura 7.6, sunt prezentate, accelerogramele înregistrate și scalate la $a_g=0,24g$, pe trei direcții nord-sud (N-S), est-vest (E-V) și vertical, a mișcării cutremurului din zona Vrancea din 30 august 1986 înregistrată la stația București-Măgurele [77]; accelerația înregistrată de vârf este de 135.45 cm/sec^2 la secunda 19.73s, iar durata mișcării seismice: 57.55sec; iar în figura 7.7 este prezentată mișcarea seismică din 1986 în termeni spectrali.

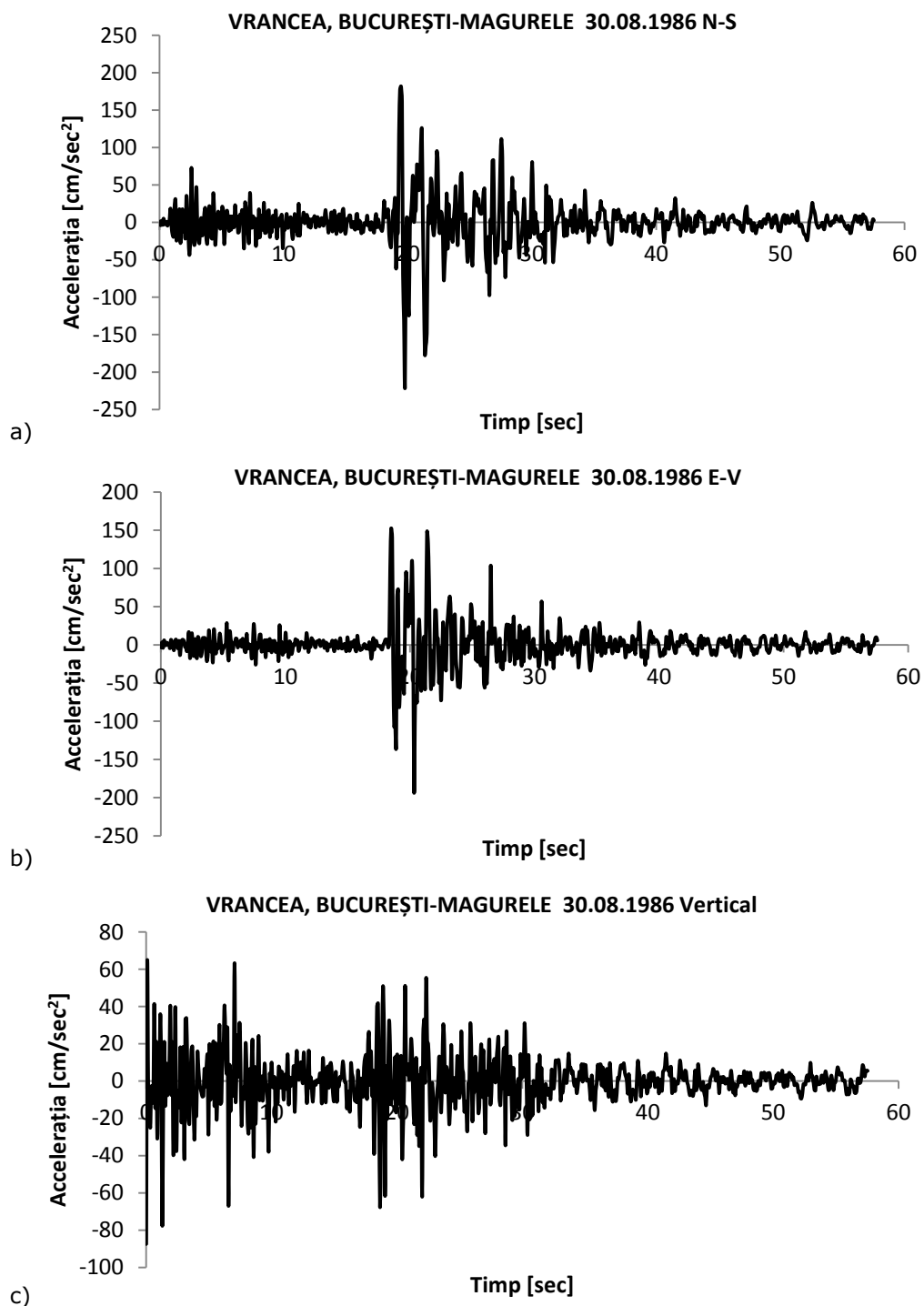


Fig. 7. 6. Accelerograme scalate – seism 1986 a) N-S b) E-V c) vertical

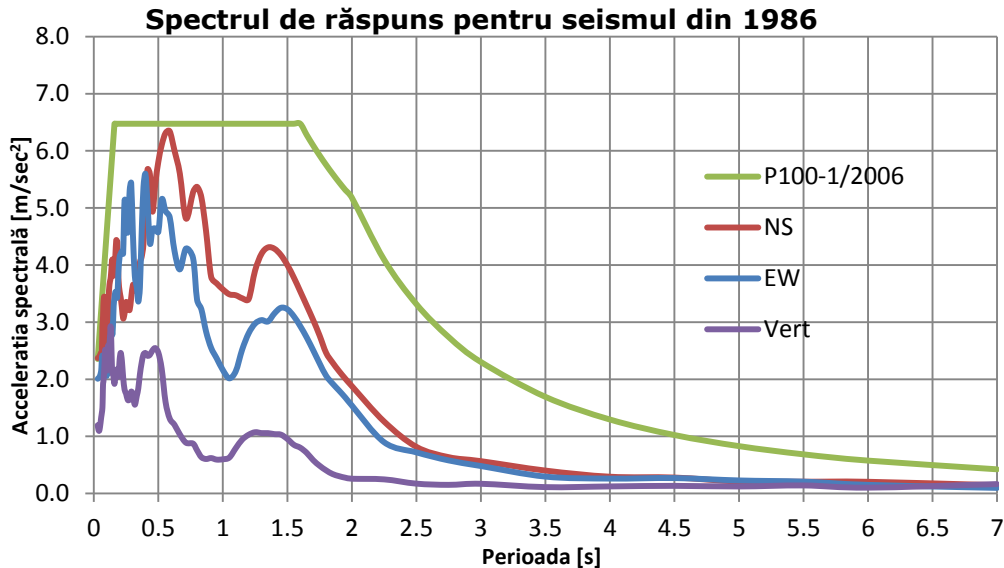


Fig. 7. 7. Spectrul de răspuns elastic pentru seismul din 1986

În figura 7.9, este prezentată, accelerogramele înregistrate și scalate la $a_g=0,24g$, pe trei direcții nord-sud (N-S), est-vest (E-V) și vertical, a mișcării cutremurului din zona Vrancea din 30 mai 1990 înregistrată la stația București-Măgurele [78]; accelerația înregistrată de vârf este de 89.588 cm/sec^2 la secunda 15.68s, durata mișcării seismice: 56.28sec; iar în figura 7.8 este prezentată mișcarea seismică din 1990 în termeni spectrali.

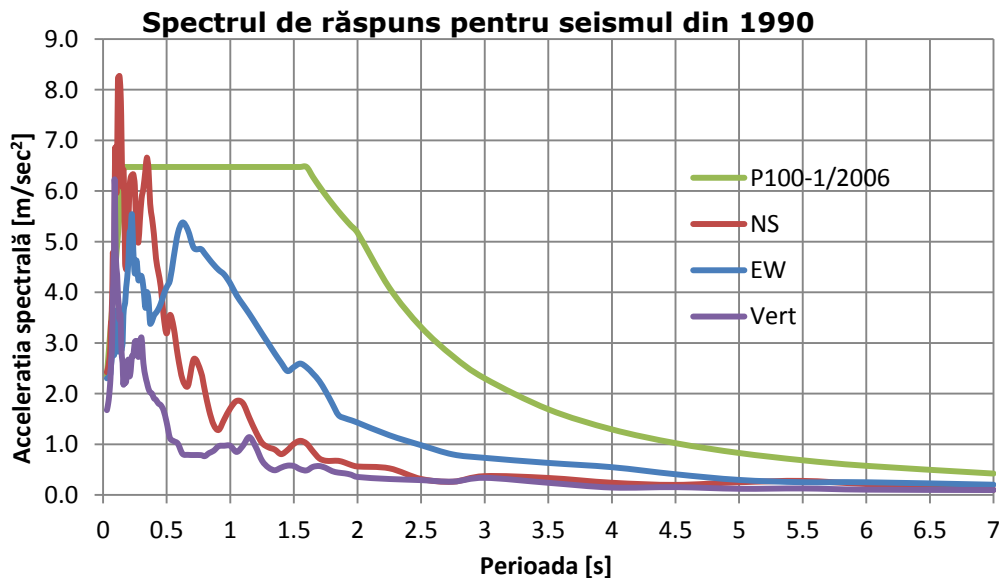


Fig. 7. 8. Spectrul de răspuns pentru seismul din 1990

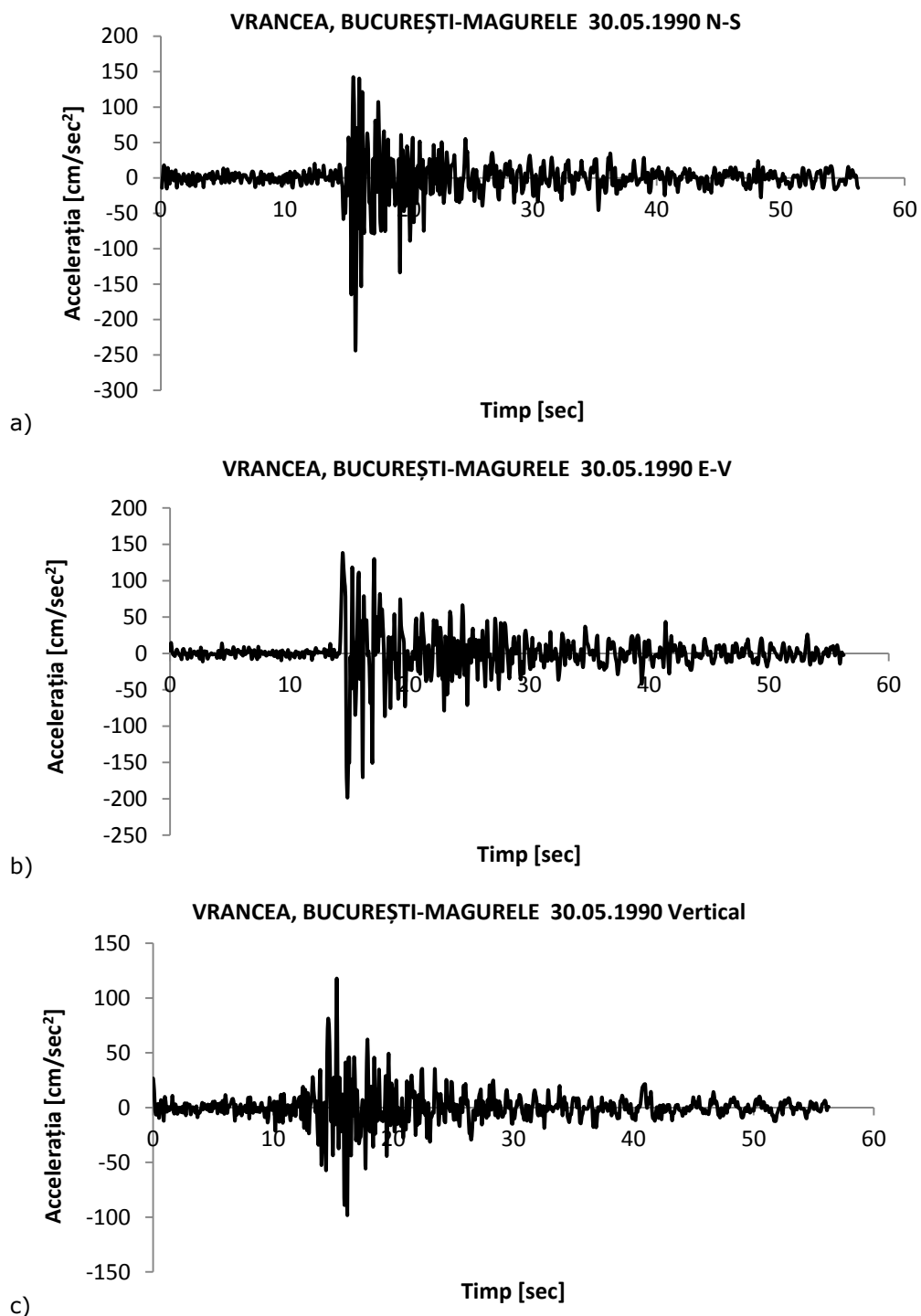


Fig. 7. 9. Accelerograme scalate – seism 1990 a) N-S b) E-V c) vertical

7.5.2. Verificarea cupolei la seismul din 1977

Structura cupolei metalice cu arce și inele de la Romexpo din București, a fost verificată sub acțiunea mișcării seismice înregistrate în 4 martie 1977 la INCERC București, în condiții de vară (fără acțiunea zăpezii). Folosind accelerograma înregistrată, s-a efectuat analiza dinamică în domeniu plastic Time History pentru determinarea eforturilor, tensiunilor, articulațiile plastice formate în timpul mișcării seismice și deplasările structurii.

Eforturile și tensiunile maxime, le-am prezentat în tabele de 7.2-7.7, grupate pe tipuri de elemente și secțiuni caracteristice. Tensiunile maxime au fost comparate cu rezistența de calcul admisă și unde este cazul cu limita de curgere a materialului OLT45, iar deplasările maxime din timpul mișcării seismice, le-am comparat cu deplasările maxime admise.

Tab. 7. 2. Eforturi și tensiuni în tălpile semiarcelor, din analiza TH pentru seismul din 1977

ANALIZA TIME HISTORY 1977 - TĂLPI SEMIARCE				
Element	Secțiunea	Efort	MAXIMAL	
			N [kN]	σ [N/mm ²]
Tălpi semiarce	Ø146x16	min	-288.605	50.43
		max	172.350	26.38
	Ø146x14	min	-331.504	63.52
		max	195.662	33.70
	Ø152x18	min	-455.503	66.17
		max	58.941	7.78

Tab. 7. 3. Eforturi și tensiuni în zăbrelele semiarcelor, din analiza TH pentru seismul din 1977

ANALIZA TIME HISTORY 1977 - ZĂBRELE SEMIARCE				
Element	Secțiunea	Efort	MAXIMAL	
			N [kN]	σ [N/mm ²]
Diagonale fețe laterale semiarce	Ø89x6	min	-64.423	62.75
		max	55.563	35.51
	Ø89x8	min	-26.290	21.13
		max	21.739	10.68
	Ø83x6	min	-30.266	34.44
		max	23.675	16.31
	Ø76x6	min	-34.853	61.45
		max	44.344	33.61
	Ø70x6	min	-27.726	60.31
		max	42.037	34.85
	Ø83x10	min	-66.122	63.60
		max	90.625	39.52
Montanti	Ø70x6	min	-12.674	15.50
		max	43.869	36.36
Diagonale superioare	Ø70x6	min	-115.234	264.45
		max	95.696	79.33

7.5 - Analiza dinamică neliniară în domeniu plastic – Time History, a cupolei de la ROMEXPO din București 173

Tab. 7. 4. Eforturi și tensiuni în contravântuiri, din analiza TH pentru seismul din 1977

ANALIZA TIME HISTORY 1977 - PANE				
Element	Secțiunea	Efort	MAXIMAL	
			N [kN]	σ [N/mm ²]
Pane	Ø127x12	min	-215.159	114.34
		max	201.752	46.54
	Ø127x10	min	-155.882	85.18
		max	136.121	37.03
	Ø127x9	min	-114.911	61.04
		max	91.084	27.30
	Ø108x11	min	-89.374	54.45
		max	59.180	17.65
	Ø108x10	min	-60.382	34.30
		max	28.433	9.24
	Ø108x8	min	-36.404	21.67
		max	6.333	2.52
	Ø89x10	min	-111.529	75.05
		max	36.597	14.75
	Ø89x6	min	-40.726	27.74
		max	11.269	5.54
	Ø86x6	min	-37.869	29.21
		max	10.753	6.87
	Ø70x7	min	-38.812	34.50
		max	9.938	7.17
Ø70x6	min	-48.297	43.89	
	max	7.574	6.28	

Tab. 7. 5. Eforturi și tensiuni în tălpile semiarcelor, din analiza TH pentru seismul din 1977

ANALIZA TIME HISTORY 1977 - INELE A și B				
Element	Sectiunea	Efort	MAXIMAL	
			N [kN]	σ [N/mm ²]
Inel A Talpi b-c	Ø121x12	min	-107.778	28.66
		max	96.166	23.40
Inel A Diagonale	Ø70x6	min	-34.906	67.32
		max	41.859	34.70
Inel B Talpi	Ø127x11	min	-216.096	58.64
		max	186.978	46.64
Inel B Diagonale	Ø70x6	min	-116.338	258.53
		max	119.715	99.24

Tab. 7. 6. Eforturi și tensiuni în inelul central și talpa a a inelului A, din analiza TH pentru seismul din 1977

Analiză		EFORTURI					σ [N/mm ²]	
		N	[kN]	M ₂	[kNm]	M ₃		[kNm]
Time History	Inel central	N _{max} =	-1409.51	M _{2,af} =	2.00	M _{3,af} =	-215.28	11.44
		N _{af} =	-977.15	M _{2,max} =	-121.43	M _{3,af} =	-197.89	11.74
		N _{af} =	-982.32	M _{2,af} =	84.99	M _{3,max} =	755.55	15.79
	Talpa A inel A	N _{max} =	-110.60	M _{2,af} =	-0.06	M _{3,af} =	0.71	5.93
		N _{af} =	54.37	M _{2,max} =	2.30	M _{3,af} =	20.19	13.39
		N _{af} =	95.71	M _{2,af} =	1.65	M _{3,max} =	22.58	14.88

Tab. 7. 7. Eforturi și tensiuni în contravânturi, din analiza TH pentru seismul din 1977

ANALIZA TIME HISTORY 1977 - DIAGONALE				
Element	Secțiunea	Efort	MAXIMAL	
			N [kN]	σ [N/mm ²]
Contravânturi	Ø60x6 luminator	max	175.991	172.90
	Ø60x6 curente	max	123.574	121.40

Din tablele 7.2 – 7.7 rezultă următoarele tensiuni maxime pe tipuri de elemente:

- tălpi semiarce: 66,17 N/mm²;
- diagonale fețe laterale semiarce: 63,60 N/mm²;
- montanți fața superioară a semiarcelor: 36,36 N/mm²;
- diagonale fața superioară a semiarcelor: 264,45 N/mm²;
- contravânturi: 172,90 N/mm²;
- pane: 114,34 N/mm²;
- tălpi, inelul A: 28,66 N/mm²;
- diagonale, inelul A: 67,32 N/mm²;
- tălpi, inelul B: 58,64 N/mm²;
- diagonale, inelul B: 258,53 N/mm²;
- inelul central, chesonat: 15,79 N/mm²;

Comparând aceste tensiuni, cu tensiunile maxime admise, observăm că, pentru inelul central, elementele inelului A, tălpile semiarcelor, zăbrelele fețelor laterale, montanții feței superioare a semiacelor, precum și în pane, tensiunile calculate sunt mult sub rezistența de calcul; în contravânturi se înregistrează tensiuni mai ridicate care ajung până la $\sigma = 172,90$ N/mm²;

În diagonalele inelului B, tensiunea în elemente depășește rezistența de calcul $\sigma = 258.53$ N/mm², $\sigma > R = 240$ N/mm², dar nu ajunge la limita de curgere minimă prevăzută în 10108/0-78 [79].

Pentru diagonalele feței superioare a semiarcelor, mai precis între nodurile 4-5 a tălpilor feței superioare a semiarcelor în zona de intersecție cu inelul B, s-a atins zona plastică, unde $\sigma = 264.45$ N/mm².

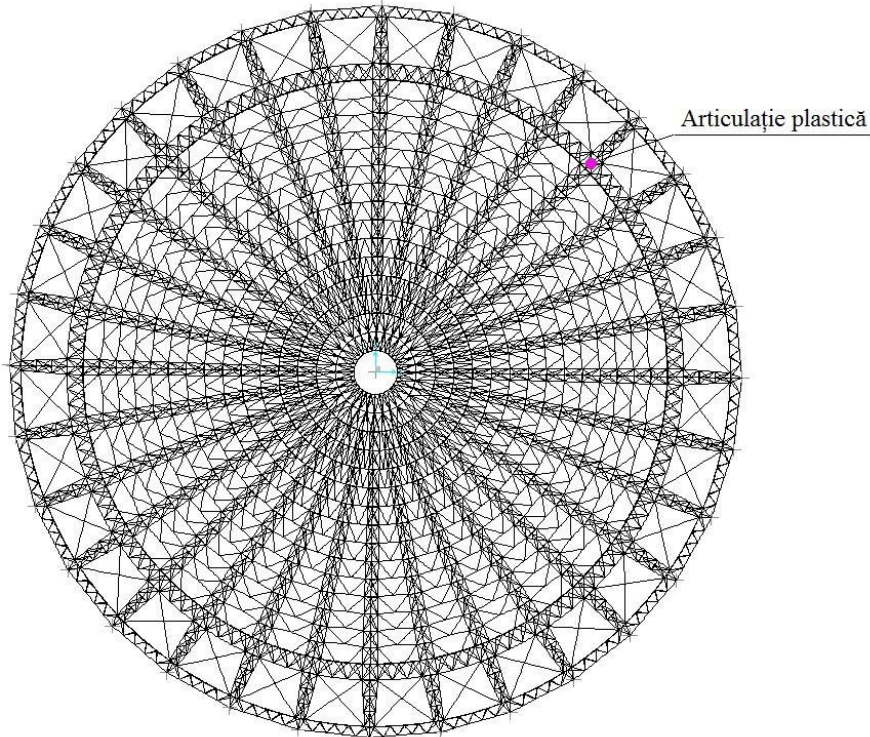


Fig. 7. 10. Poziția articulației plastice pe structură după seismul înregistrat din 1977.

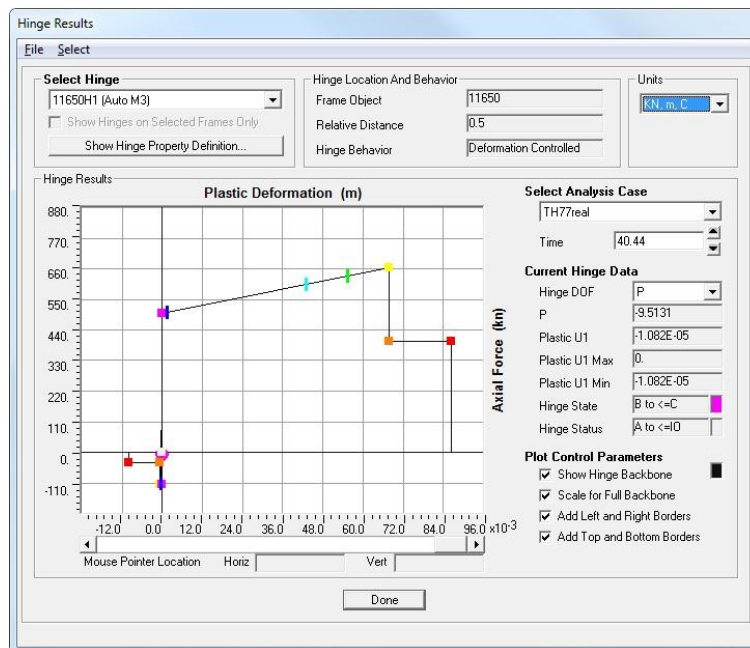


Fig. 7. 11. Articulație plastică pe diagonală superioară seismul înregistrat din 1977.

În calculul dinamic neliniar time-history, s-au definit direcțiile mișcării seismice în felul următor: pe direcția X – accelerograma N-S, pe direcția Y – accelerograma E-V, iar pe direcția Z, accelerograma verticală.

Din figura 7.10 se poate identifica, poziția articulației plastice în structura cupolei, care este pe poziționată pe direcția rezultantei mișcării seismice; tensiunea în această articulație este dată în tabelul 7.2. În figura 7.11 se observă că diagonala superioară a început să flambeze la compresiune, aceasta ajungând în zona B-C, în conformitate cu FEMA 356 [66], iar deformația plastică a elementului după terminarea mișcării seismice este de $1.802 \times 10^{-5} \text{ m} = 1.802 \times 10^{-2} \text{ mm}$; raportată la lungimea ei de 3,135 m, deformația plastică este de $1 / 173973$.

Limita de curgere a luată în calcul la valoarea minimă prevăzută în STAS 10108/0-78 [79] pentru oțel OLT45: 260 N/mm^2 , pentru $t \leq 16 \text{ mm}$. Deoarece tensiunea maximă în diagonalele feței superioare, $\sigma = 264,45 \text{ N/mm}^2$, depășește puțin limita de curge minimă standardizată, a oțelului OLT45, iar deformațiile sunt foarte mici, se pune întrebarea care este limita reală de curgere a materialului pus în operă ($\geq 260 \text{ N/mm}^2$). Pentru a stabili dacă structura a rămas sau nu deformată plastic în urma mișcării seismice din 1977, calculul ar trebui refăcut folosind limita de curgere a materialului pus în operă. Dar acest lucru este nu este posibil, deoarece nu se poate lua un specimen din cupola și nici alt element din același lot.

Deplasările maxime pe structură în timpul mișcării seismice calculate pentru cutremurul din 1977 sunt următoarele: $X_{\max}: 38.48 \text{ mm}$; $Y_{\max}: 33.37 \text{ mm}$, $Z_{\max}: -98.78 \text{ mm}$. Deplasările maxime sunt mai mici decât deplasarea admisă:

$$f_{\max} < \frac{l}{250} = 374 \text{ mm} \quad (7.51)$$

7.5.4. Eforturi și tensiuni din analiza Time-History

Tab. 7. 8. Eforturi și tensiuni în zăbrele semiarce, din analiza TH

CARACTERISTICI		ANALIZĂ DINAMICĂ ÎN PLASTIC - TIME HISTORY							
Element	Secțiunea	Efort	Time History 1977		Time History 1986		Time History 1990		
			N [kN]	σ [N/mm ²]	N [kN]	σ [N/mm ²]	N [kN]	σ [N/mm ²]	
Diagonale fete laterale semiarce	∅ 89 x 6	min	-93.678	91.24	-75.501	73.54	-72.889	70.99	
		max	88.408	56.51	75.976	48.56	87.484	55.92	
	∅ 89 x 8	min	-78.706	63.25	-40.405	32.47	-47.086	37.84	
		max	75.570	37.12	32.907	16.16	33.756	16.58	
	∅ 83 x 6	min	-41.436	47.16	-35.513	40.42	-33.260	37.85	
		max	37.085	25.55	28.325	19.52	26.810	18.47	
	∅ 76 x 6	min	-63.727	112.37	-54.059	95.32	-79.664	140.47	
		max	65.321	49.51	54.195	41.07	78.932	59.82	
	∅ 70 x 6	min	-53.490	116.36	-41.632	90.56	-60.884	132.44	
		max	59.019	48.92	52.296	43.35	76.206	63.17	
	∅ 83 x 10	min	-123.920	119.20	-91.506	88.02	-140.936	135.57	
		max	135.744	59.19	103.211	45.00	155.485	67.80	
	Montanti	∅ 70 x 6	min	-26.094	31.91	-15.584	19.06	-14.690	17.96
			max	63.106	52.31	59.609	49.41	60.664	50.29
Diagoane superioare	∅ 70 x 6	min	-119.570	274.40	-115.587	265.26	-111.275	255.36	
		max	138.978	115.20	96.933	80.35	83.718	69.40	

7.5 - Analiza dinamică neliniară în domeniu plastic – Time History, a cupolei de la ROMEXPO din București 177

Tab. 7. 9. Eforturi și tensiuni în tălpile semiarcelor, din analiza TH

CARACTERISTICI		ANALIZĂ DINAMICĂ ÎN PLASTIC - TIME HISTORY						
Element	Sectiunea	Efort	Time History 1977		Time History 1986		Time History 1990	
			N [kN]	σ [N/mm ²]	N [kN]	σ [N/mm ²]	N [kN]	σ [N/mm ²]
Tălpi semiarce	Ø 146 x 16	min	-439.008	76.72	-449.243	78.50	-491.731	85.93
		max	196.440	30.06	209.635	32.08	213.599	32.69
	Ø 146 x 14	min	-462.339	88.60	-423.248	81.10	-466.952	89.48
		max	244.927	42.19	242.689	41.80	209.089	36.01
	Ø 152 x 18	min	-651.187	94.59	-553.121	80.35	-699.350	101.59
		max	190.760	25.17	123.844	16.34	236.993	31.28

Tab. 7. 10. Eforturi și tensiuni în pane, din analiza TH

CARACTERISTICI		ANALIZĂ DINAMICĂ ÎN PLASTIC - TIME HISTORY						
Element	Sectiunea	Efort	Time History 1977		Time History 1986		Time History 1990	
			N [kN]	σ [N/mm ²]	N [kN]	σ [N/mm ²]	N [kN]	σ [N/mm ²]
Pane	Ø 127 x 12	min	-332.211	176.54	-245.254	130.33	-233.201	123.92
		max	272.996	62.97	179.349	41.37	179.628	41.43
	Ø 127 x 10	min	-239.641	130.95	-184.519	100.83	-111.275	60.81
		max	174.971	47.60	112.650	30.65	83.718	22.78
	Ø 127 x 9	min	-176.096	93.54	-142.003	75.43	-125.614	66.73
		max	108.378	32.48	65.829	19.73	63.060	18.90
	Ø 108 x 11	min	-135.989	82.86	-116.445	70.95	-98.803	60.20
		max	61.418	18.32	36.355	10.85	33.604	10.02
	Ø 108 x 10	min	-96.212	54.65	-86.731	49.27	-81.012	46.02
		max	18.112	5.88	10.661	3.46	23.443	7.61
	Ø 108 x 8	min	-63.757	37.95	-61.202	36.43	-68.072	40.51
		max	6.004	2.39	-0.725	-0.43	14.461	5.75
	Ø 89 x 10	min	-147.259	99.10	-130.014	87.49	-97.182	65.40
		max	56.996	22.97	42.627	17.18	10.551	4.25
	Ø 89 x 8	min	-71.713	48.85	-61.709	42.04	-74.284	50.61
		max	16.713	8.21	5.835	2.87	12.774	6.27
	Ø 89 x 6	min	-63.726	49.15	-53.423	41.20	-66.194	51.05
		max	18.312	11.70	9.353	5.98	15.619	9.98
	Ø 70 x 7	min	-62.568	55.62	-52.262	46.45	-65.296	58.04
		max	18.998	13.71	10.683	7.71	17.024	12.29
Ø 70 x 6	min	-67.811	61.63	-58.118	52.82	-71.433	64.92	
	max	16.778	13.91	9.749	8.08	15.742	13.05	

Tab. 7. 11. Eforturi și tensiuni în inelul A și B, din analiza TH

CARACTERISTICI		ANALIZĂ DINAMICĂ ÎN PLASTIC - TIME HISTORY						
Element	Secțiunea	Efort	Time History 1977		Time History 1986		Time History 1990	
			N [kN]	σ [N/mm ²]	N [kN]	σ [N/mm ²]	N [kN]	σ [N/mm ²]
Inel A Talpi b-c	∅ 121 x 12	min	-164.441	43.73	-124.341	33.06	-117.801	31.33
		max	138.906	33.80	108.509	26.41	108.159	26.32
Inel A Diagonale	∅ 70 x 6	min	-53.743	103.64	-41.126	79.31	-39.648	76.46
		max	58.284	48.31	44.377	36.79	41.518	34.42
Inel B Talpi	∅ 127 x 11	min	-382.523	103.81	-247.540	67.18	-247.445	67.15
		max	260.927	65.09	180.751	45.09	181.086	45.17
Inel B Diagonale	∅ 70 x 6	min	-121.537	270.10	-118.406	263.14	-108.755	241.69
		max	152.065	126.05	122.682	101.70	111.787	92.66

Tab. 7. 12. Eforturi și tensiuni în inelul central, din analiza TH

Analiză		EFORTURI INEL CENTRAL					σ [N/mm ²]	
		N	[kN]	M ₂	[kNm]	M ₃		[kNm]
Time History	1977	N _{max} =	-1950.09	M _{2,af} =	35.45	M _{3,af} =	-881.41	22.01
		N _{af} =	-1376.40	M _{2,max} =	-172.11	M _{3,af} =	-365.62	17.35
		N _{af} =	-1950.09	M _{2,af} =	35.19	M _{3,max} =	-1203.72	24.91
	1986	N _{max} =	-2035.48	M _{2,af} =	38.11	M _{3,af} =	-518.23	19.37
		N _{af} =	-1414.88	M _{2,max} =	-181.18	M _{3,af} =	-229.76	16.63
		N _{af} =	-2035.47	M _{2,af} =	50.06	M _{3,max} =	-1040.86	24.43
	1990	N _{max} =	-2031.46	M _{2,af} =	36.69	M _{3,af} =	-1056.99	24.17
		N _{af} =	-1400.39	M _{2,max} =	-173.10	M _{3,af} =	-104.68	15.18
		N _{af} =	-2029.02	M _{2,af} =	34.47	M _{3,max} =	-1443.57	27.59

Tab. 7. 13. Eforturi și tensiuni în talpa A a inelului A, din analiza TH

Analiză		EFORTURI INEL A - TALPA A					σ [N/mm ²]	
		N	[kN]	M ₂	[kNm]	M ₃		[kNm]
Time History	1977	N _{max} =	-159.39	M _{2,af} =	0.33	M _{3,af} =	-1.96	9.31
		N _{af} =	78.47	M _{2,max} =	3.49	M _{3,af} =	28.25	19.36
		N _{af} =	117.18	M _{2,af} =	3.39	M _{3,max} =	32.79	22.46
	1986	N _{max} =	-124.45	M _{2,af} =	0.00	M _{3,af} =	0.00	6.28
		N _{af} =	56.01	M _{2,max} =	2.93	M _{3,af} =	24.89	16.16
		N _{af} =	104.06	M _{2,af} =	2.53	M _{3,max} =	27.93	18.65
	1990	N _{max} =	-114.49	M _{2,af} =	0.16	M _{3,af} =	3.65	7.24
		N _{af} =	55.08	M _{2,max} =	3.19	M _{3,af} =	23.14	16.05
		N _{af} =	89.77	M _{2,af} =	2.32	M _{3,max} =	27.49	17.43

7.5 - Analiza dinamică neliniară în domeniu plastic – Time History, a cupolei de la ROMEXPO din București 179

Tab. 7. 14. Eforturi și tensiuni în contravântuiri, din analiza TH

CARACTERISTICI		ANALIZĂ DINAMICĂ ÎN PLASTIC - TIME HISTORY						
Element	Sectiunea	Efort	Time History 1977		Time History 1986		Time History 1990	
			N [kN]	σ [N/mm ²]	N [kN]	σ [N/mm ²]	N [kN]	σ [N/mm ²]
Contravântuiri	∅ 60 x 6	max	257.172	252.66	185.630	182.37	172.950	169.91
	∅ 60 x 6	max	158.838	156.05	122.012	119.87	110.487	108.55

Din tablele 7.8 – 7.14 rezultă următoarele tensiuni maxime pe tipuri de elemente:

- tălpi semiarce: 101,59 N/mm²;
- diagonale fețe laterale semiarce: 140,47 N/mm²;
- montanți fața superioară a semiarcelor: 52,31 N/mm²;
- diagonale fața superioară a semiarcelor: 274,40 N/mm²;
- contravântuiri: 252,66 N/mm²;
- pane: 176,54 N/mm²;
- tălpi inel A: 43,73 N/mm²;
- diagonale inel A: 103,64 N/mm²;
- tălpi inel B: 103,81 N/mm²;
- diagonale inel B: 270,10 N/mm²;
- inel central, chesonat: 22,46 N/mm²;

Comparând aceste tensiuni, cu rezistența de calcul, observăm că, pentru inelul central, elementele inelului A, tălpile semiarcelor, zăbrelele fețelor laterale, montanții feței superioare a semiarcelor, precum și în pane, tensiunile calculate sunt mult sub rezistența de calcul. Contravântuiri, în zona luminatoarelor, depășesc rezistența de calcul $\sigma = 252,66 \text{ N/mm}^2$, dar nu ajung în stadiu plastic: $R = 240 \text{ N/mm}^2 < \sigma < R_c = 260 \text{ N/mm}^2$.

Pentru diagonalele feței superioare a semiarcelor, mai precis între nodurile 4-5 a tălpilor feței superioare a semiarcelor în zona de intersecție cu inelul B, depășesc palierul de curgere și ajung să se plasticizeze, iar $\sigma = 274,40 \text{ N/mm}^2$. Același lucru se întâmplă și cu diagonalele inelului intermediar B, aici tensiunea maximă $\sigma = 270,10 \text{ N/mm}^2$.

7.5.5. Deplasări din analiza Time-History

Săgeata maximă a inelului central, deplasările maxime a inelului intermediar și generale a structurii, din analiza dinamică neliniară time-history sunt date în tabele 7.15, 7.16 și 7.17. Poziția nodului din deplasările globale, este dată pe semiarc, numerotat conform paragrafului 4.2.

Tab. 7. 15. Săgeata maximă a inelului central din analiza TH

SĂGEATA MAXIMĂ A INELULUI CENTRAL DIN CALCUL DINAMIC TIME HISTORY								
Deplasare [mm]		Combinatia	Deplasare [mm]		Combinatia	Deplasare [mm]	Combinatia	
min	-133.44	Time History 1977	min	-110.89	Time History 1986	min	-74.47	Time History 1990
max	109.05	Time History 1977	max	87.22	Time History 1986	max	49.20	Time History 1990

Tab. 7. 16. Deplasările maxime a inelului intermediar din analiza TH

DEPLASĂRILE MAXIME A INELULUI INTEREDIAR DIN CALCUL DINAMIC TIME HISTORY			
Analiză	Xmax [mm]	Ymax [mm]	Zmax [mm]
Time History 1977	-29.33	-24.75	-39.54
Time History 1986	-20.95	-21.66	-29.42
Time History 1990	-22.43	-21.78	-28.57

Tab. 7. 17. Deplasările maxime a structurii din analiza TH

DEPLASĂRI MAXIME A STRUCTURII ÎN CALCUL DINAMIC TIME HISTORY						
Analiză	Xmax [mm]	Pozitie nod	Ymax [mm]	Pozitie nod	Zmax [mm]	Pozitie nod
Time History 1977	-54.99	18'	-48.75	18	-133.44	20
Time History 1986	-37.16	18'	42.33	18	-110.89	20
Time History 1990	-37.24	17'	-28.60	17	-74.47	20

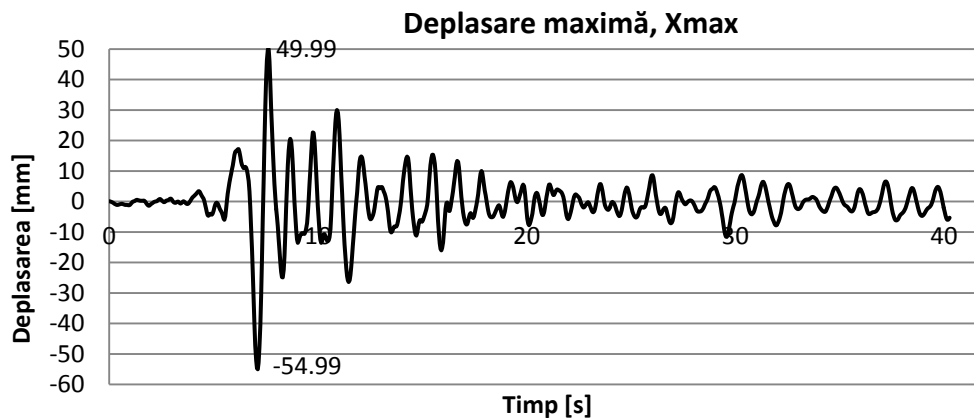


Fig. 7. 12. Deplasarea maximă pe direcția X în timpul mișcării seismice

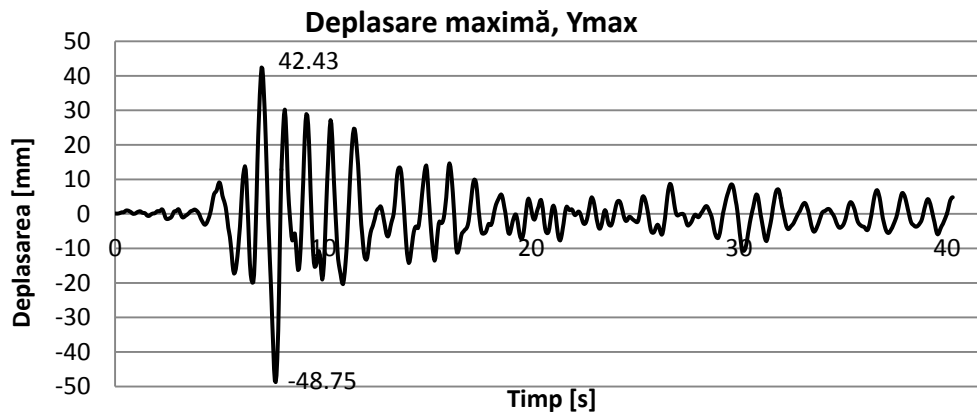


Fig. 7. 13. Deplasarea maximă pe direcția Y în timpul mișcării seismice

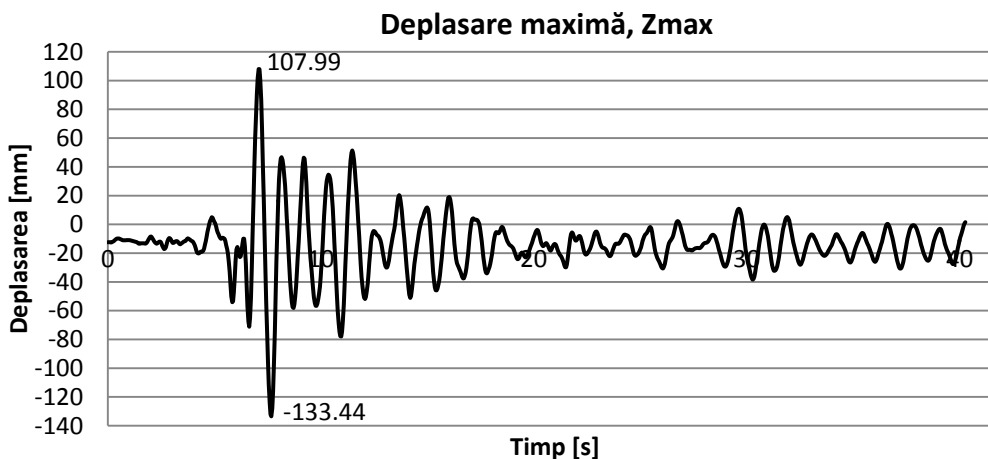


Fig. 7. 14. Deplasarea maximă pe direcția Z în timpul mișcării seismice

Din tabele 7.15-7.17, putem observa că săgețile maxime sunt la nivelul inelului central, iar deplasările maxime orizontale sunt în zona adiacentă inelului central (nodurile 17-18). Deplasările maxime, nu depășesc deplasările maxime admise, date în ecuația 7.51.

Pe figurile 7.12-7.14, sunt ilustrată deplasările maxime a structurii pe cele trei direcții ortogonale, unde deplasările maxime corespund vârfurilor de accelerații, de pe accelerograme, iar după terminarea mișcării seismice, structura își găsește echilibrul, pe o poziție deformată apropiată de cea poziția inițială.

7.5.3. Plasticizarea elementelor din analiza Time-History

În continuare, se prezentat formarea articulațiilor plastice pe cupolă, în urma analizei time history cu accelerogramele scalate de la paragraful 7.5.1. la $a_g=0,24g$, în conformitate cu FEMA 356.

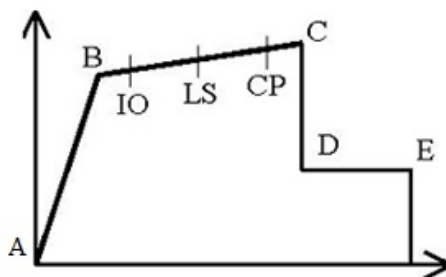


Fig. 7. 15. Relația încărcare-deplasare tipică pe nivele de performanță FEMA [80]

Punctul A corespunde structurii neîncărcate. Punctul B corespunde punctului de curgere a oțelului. Dreapta BC este cuprinsă între 0% și 10% din dreapta AB. Punctul C are rezistența egală cu rezistența nominală. Linia CD corespunde cedării inițiale a elementului. Linia DE reprezintă rezistența reziduală a elementului, care poate fi zero sau non-zero în unele cazuri. Punctul E corespunde limitei deformațiilor. Punctele A, B, C, D și E sunt folosite pentru definirea articulațiilor

plastice în conformitate cu FEMA. Pe dreapta BC mai avem trei puncte intermediare: ocupare imediată (IO), siguranța vieții (LS) și prevenirea colapsului CP, folosite pentru criteriile de acceptare a articulațiilor plastice [80].

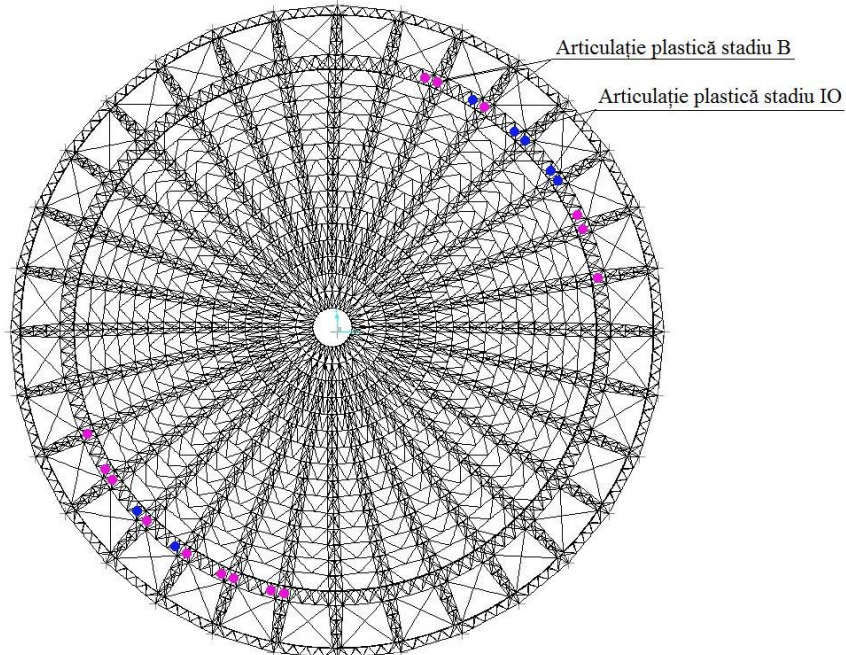


Fig. 7. 16. Articulații plastice, analiză TH accelerograma 77 scalată, $t=6.96\text{sec}$

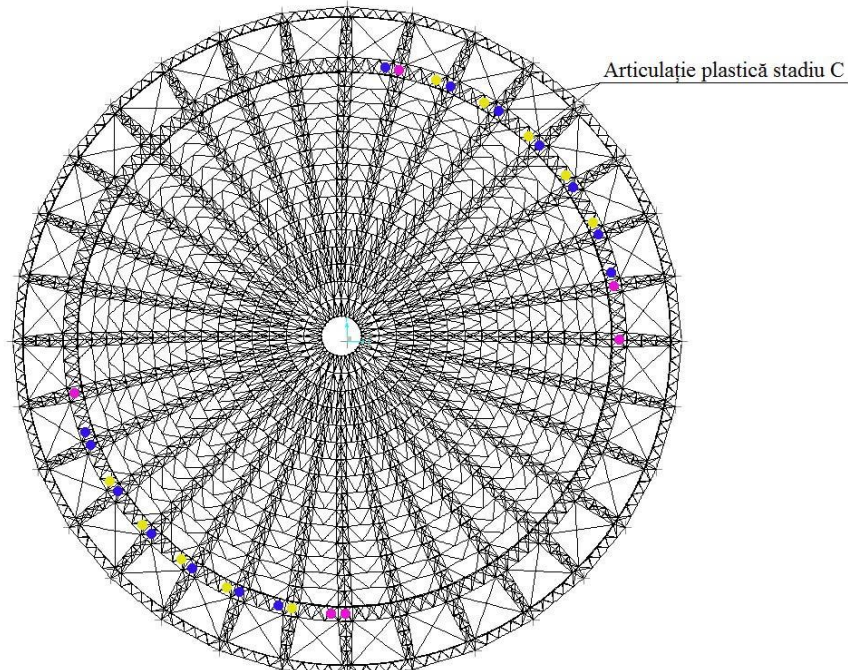


Fig. 7. 17. Articulații plastice, analiză TH accelerograma 77 scalată, $t=7\text{sec}$

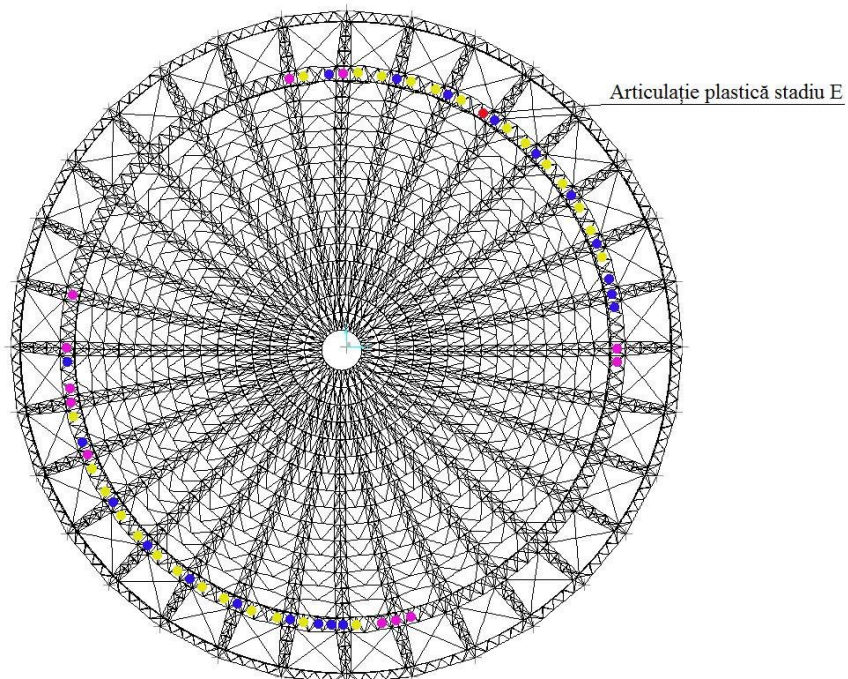


Fig. 7. 18. Articulații plastice, analiză TH accelerograma 77 scalată, $t=8.96\text{sec}$

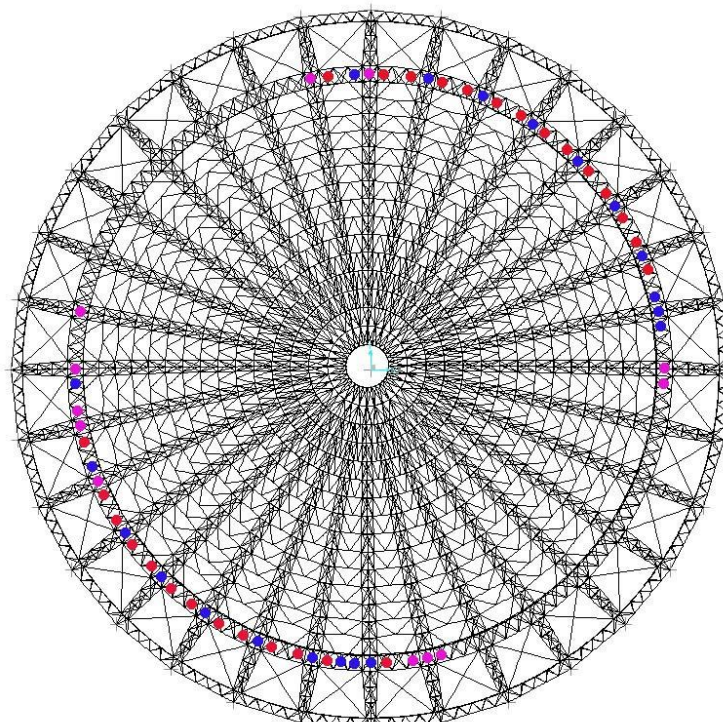


Fig. 7. 19. Articulații plastice, analiză TH accelerograma 1977 scalată, final

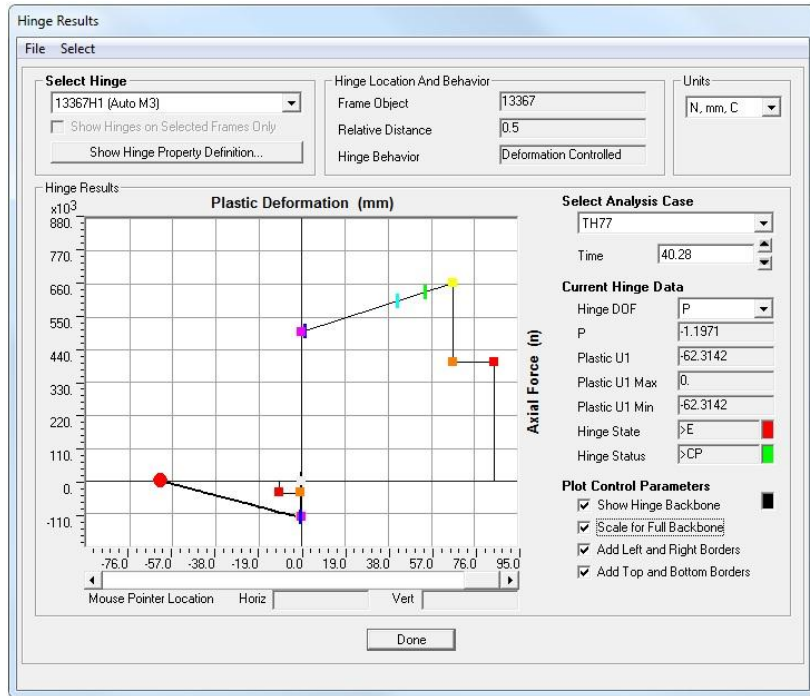


Fig. 7. 20. Articulație plastică în diagonalele inelului B ajunse la cedare

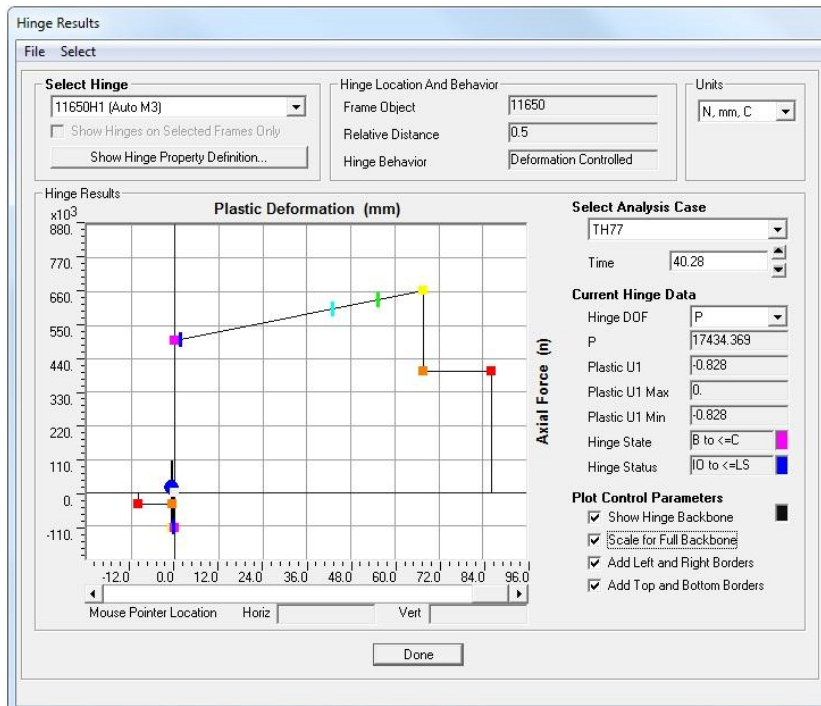


Fig. 7. 21. Articulație plastică în diagonalele feței superioare a semiarcelor

Tab. 7. 18. Formarea articulațiilor plastice în diferite stadii

Timpul când apare prima articulație plastică în diferite stadii [sec]							
Accelerograme	B	IO	LS	CP	C	D	E
1977 scalată	6.96	-	-	-	7	-	8.96
1986 scalată	20.12	-	-	-	-	-	-
1990 scalată	-	-	-	-	-	-	-

În urma analizei dinamice neliniare în domeniu plastic, s-a determinat că în structură pot să apară articulații plastice în diagonalele inelului B, care ajung să flambeze până la cedare și în diagonalele feței superioare a semiarcelor în dreptul nodurilor 4-5, care ajung până în zona de ocupare imediată. Acestea sunt dispuse pe direcția rezultantei mișcării seismice, iar articulațiile se propagă, de la direcția rezultantei spre lateral în diagonalele inelului B.

Diagonale inelului B ajung să se deformeze plastic până la 62.3142 mm, după care acestea cedează și ies din lucru. În cazul diagonalelor feței superioare a semiarcelor (noduri 4-5), ele sunt fixate mai rigid și nu sunt lăsate să se deformeze foarte tare, din acest caz ele nu ajung în colaps, dar rămân cu articulații plastice în zona IO după terminarea seismului; pentru acestea deformarea plastică este 0.828mm.

7.6 Concluzii

În urma studierii literaturii de specialitate pentru calculul dinamic neliniar, precum și analizei numerice, Time-history dinamic neliniar, rezultă următoarele concluzii:

- Ecuația de echilibru dinamic, funcție de timp, este dată în funcție de accelerații, viteză și deplasări și are ca parametri inițiali matricea maselor, matricea rigidității și matricea amortizării;
- Pentru rezolvarea ecuației de echilibru dinamic, se poate rezolva prin trei metode: soluția clasică, integrala Duhamel sau metode numerice;
- Analiza dinamică Time History implică evaluarea în timp, pas cu pas a răspunsului structurii, folosind ca date de intrare, înregistrări seismice discretizate ca bază de mișcare. Modelul matematic ia în considerare distribuția spațială a disipării energiei, atât distribuția plană cât și cea verticală;
- Deplasările din timpul mișcării seismice, sunt determinate direct prin analiza dinamică folosind accelerograme a mișcării terenului dată în funcție de timp;
- În analiza dinamică Time History, ecuațiile de echilibru a întregii structuri sunt rezolvate la fiecare pas de timp;
- Pentru o analiză dinamică time-history corectă, folosind accelerograme înregistrate, sunt necesare trei seturi de accelerograme;
- Pentru un model de alcătuire spațial, sunt necesare accelerograme cu 3 componente: 2 orizontale și una verticală;
- Articulațiile plastice, în conformitate cu FEMA 356, sunt definite pe nivele de performanță, începând de la atingerea limitei de curgere, până la colapsul elementului și limitarea deformațiilor acestuia;
- La cupola cu arce și inele de la Romexpo din București, în urma analizei numerice cu accelerograme înregistrate scalate la $a_g=0,24g$, s-au format articulații plastice, care au ajuns în colaps și la pragul de limitare a deformațiilor au ieșit din lucru la diagonalele inelului intermediar;

- Diagonalele feței superioare a semiarcelor, în dreptul inelului intermediar, pot ajunge deformate plastic, în stadiu de ocupare imediată, flambajul acestora fiind limitat la elementele adiacente;
- Contravântuirile în zona luminatoarelor, în analiza dinamică depășesc rezistența de calcul și sunt aproape de limita de curgere;
- Deplasările structurii în timpul mișcării seismice sunt în limitele deplasărilor admise;
- După terminarea mișcării seismice, structura își găsește echilibrul, pe o poziție deformată apropiată de cea poziția inițială;
- Pentru evitarea formării articulațiilor plastice, în timpul unui seism cu $a_g=0,24$, structura poate fi consolidată.

8. COMPARAREA TENSIUNILOR ȘI DEPLASĂRILOR OBȚINUTE DIN CACULUL STATIC ȘI DINAMIC

8.1 Compararea tensiunilor din analiza statică, spectral elastică și dinamică

Din eforturile din analiza statică liniară, neliniară, dinamic liniară folosind spectrul de accelerații elastic și din analiza dinamică neliniară în plastic, time history, obținute și prezentate anterior în capitolul 5 și 7, s-au calculat tensiunile maxime pe tipuri de elemente, pentru cele trei modele de alcătuire structurală.

Structura este formată din grinzi cu zăbrele și tensiunea se calculează predominant, la forța axială, dar sunt cazuri unde momentele încovoietoare sunt semnificative (la talpa "a" a inelului A și inelul central). Calculul tensiunilor s-a determinat cu următoarele formule, conform STAS 10108/0-78 [79]:

Tensiunea pentru elemente solicate la întindere:

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (8.1)$$

Tensiunea pentru elemente solicate la compresiune:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} \quad (8.2)$$

Tensiunea pentru elemente solicate la compresiune cu încovoiere pe două direcții:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} + \frac{c_y M_y}{\varphi_g \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_E}\right) W_y} + \frac{c_z M_z}{\left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_E}\right) W_z} \quad (8.3)$$

Unde:

σ - tensiunea normală;

N - forța axială;

A - Area secțiunii transversale;

φ - coeficient de flambaj;

M_y - momentul încovoietor după axa y-y;

M_z - momentul încovoietor după axa z-z;

W_y, W_z - modulele de rezistență ale secțiunii transversale brute, în raport cu axele y și z;

c_y, c_z - coeficienți care corectează valoarea factorilor $M_y / \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_E}\right)$ și $M_z / \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_E}\right)$ în funcție de modul de distribuție ale momentelor încovoietoare în bară;

$$\sigma = N/A; \quad (8.4)$$

σ_E – efort critic de flambaj;

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}; \quad (8.5)$$

φ_g – coeficient în funcție de λ_{tr} , unde:

$$\lambda_{tr} = \gamma \frac{\mu l}{i_y} \quad (8.6)$$

Tensiunile maxime din analiza statică liniar și neliniară, pentru încărcările inițiale de calcul sunt prezentate în anexa I, tabelele A.41 – A.47 (static liniar) și tabelele A.48-A.54 (static neliniar).

Tensiunile maxime din analiza dinamic liniară folosind spectru de răspuns elastic sunt prezentate în anexa I, tabelele A.55 – A.61

Tensiunile maxime din analiza dinamic neliniară time-history sunt prezentate în capitolul anterior în tabele 7.8-7.14.

Tensiunile maxime din analiza statică liniar, pentru încărcările după actualele normative, pe tipuri de elemente, sunt prezentate în tabelele 8.1-8.7:

Tab. 8. 1. Tensiuni în zăbrelele semiarcelor din calculul static liniar din încărcările actuale

CALCULUL LINIAR, ZĂBRELE SEMIARCE, ÎNCĂRCĂRI ACTUALE							
Secțiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]
Ø89x6	min	P+Za+U+4F+V1+T	144.3	P+Za+U+4F+T	141.4	P+Za+T	111.1
	max	P+Za+U+4F+T	150.6	P+Za+U+4F+T	152.8	P+Za+U+4F+T	151.3
Ø89x8	min	P+Za+T	129.0	P+Za+T	127.7	P+Za+T	114.8
	max	P+Za+V1+T	46.0	P+Za+T	45.6	P+Za+T	39.0
Ø83x6	min	P+Za	91.6	P+Za+4F+T	69.0	P+Za+4F+T	68.1
	max	P+Za	41.3	P+Za+T	33.9	P+Za+T	32.3
Ø76x6	min	P+Za+T	160.1	P+Za+T	151.9	P+Za+T	130.0
	max	P+Za+T	49.2	P+Za+U+4F	46.1	P+Za+U+4F+V2	40.2
Ø70x6	min	P+Za+T	194.1	P+Za+T	204.4	P+Za+T	180.3
diagonale	max	P+Za+T	54.6	P+Za+T	56.0	P+Za+T	48.4
Ø83x10	min	P+4F+Za	117.7	P+Za+4F+T	124.5	P+Za+4F+T	106.2
	max	P+Za+U+4F+V1	60.5	P+Za+U+4F+V2	53.1	P+Za+U+4F+V2	45.8
Ø70x6	min	P+Za+V1+T	354.8	P+Za+4F+T	428.6	P+Za+T	289.3
montanti	max	P+Za+U+4F+V1	113.4	P+Za+U+4F	130.1	P+Za+4F+V1	59.3
Ø70x6	min	P+T+Za	107.3	P+T+Za	101.8	P+T+Za	107.1
diag. sup.	max	P+Za+U+4F+T	74.0	P+Za+U+4F+T	73.2	P+Za+U+4F+T	73.6

8.1 - Compararea tensiunilor din analiza statică, spectral elastică și dinamică 189

Tab. 8. 2. Tensiuni în tălpile semiarcelor din calculul static liniar din încărcările actuale

CALCULUL LINIAR - TĂLPI SEMIARCE, ÎNCĂRCĂRI ACTUALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]
Ø146x16	min	P+Za+T	155.8	P+Za+T	168.1	P+Za+T	159.8
	max	P+V1+U+4F+Za	47.7	P+Za+U+4F+V1	39.8	P+Za+U+4F+V1	32.9
Ø146x14	min	P+Za+T	131.2	P+Za+4F+T	143.8	P+Za+4F+T	141.5
	max	P+Za+V1	64.2	P+Za+V1+T	50.9	P+Za+U+4F+V1	36.0
Ø152x18	min	P+Za+U+4F	129.1	P+Za+U+4F	128.2	P+Za+U+4F	116.8
	max	P+Za+V1+T	47.1	P+Za+V2+T	34.4	P+Za+V2+T	21.5

Tab. 8. 3. Tensiuni în inelele A și B din calculul static liniar din încărcările actuale

CALCULUL LINIAR, INELELE A ȘI B, ÎNCĂRCĂRI ACTUALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]
Ø121x12	min	P+T+V1+Za	159.2	P+T+Za	158.7	P+T+Za	149.0
	max	P+Za+U+4F+V2	37.0	P+Za+U+4F+V2	30.3	P+Za+U+4F+V2	19.4
Ø70x6	min	P+T+V1+Za	188.1	P+T+Za	188.7	P+T+Za	187.5
	max	P+T+V1+Za	90.7	P+T+Za	89.0	P+T+V1+Za	81.6
Ø127x11	min	P+Za	160.0	P+Za	104.5	P+Za	106.3
	max	P+Za+U+4F+V1+T	112.7	P+Za+U+4F+V2+T	59.6	P+T+U+4F+V2+Za	65.3
Ø70x6	min	P+Za+T	210.0	P+Za+T	240.2	P+Za+U+4F+T	228.5
	max	P+Za+V1+T	60.1	P+Za+4F+T	78.9	P+Za+U+4F+T	87.9

Tab. 8. 4. Tensiuni în inelul central din calculul static liniar din încărcările actuale

EFORTURI INEL CENTRAL - ÎNCĂRCĂRI ACTUALE									
Analiză					σ [N/mm ²]				
	N [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	Combinatia					
Analiză static liniară	Model I	N _{max} =	-7922.77	M _{2,af} =	1165.38	M _{3,af} =	43.86	P+T+U+4F+Zu	86.14
		N _{af} =	-898.74	M _{2,max} =	-1744.49	M _{3,af} =	394.21	P+Za+U+V1	58.56
		N _{af} =	-1663.70	M _{2,af} =	293.84	M _{3,max} =	-1040.08	P+Za+V1+T	28.78
	Model II	N _{max} =	-8811.31	M _{2,af} =	1171.96	M _{3,af} =	43.80	P+T+U+4F+Zu	92.27
		N _{af} =	-798.00	M _{2,max} =	-1730.92	M _{3,af} =	276.23	P+Za+U+V1	56.43
		N _{af} =	-2755.94	M _{2,af} =	-65.93	M _{3,max} =	-929.77	P+Za+4F+V2+T	28.69
	Model III	N _{max} =	-9079.52	M _{2,af} =	1041.19	M _{3,af} =	29.10	P+T+U+4F+Zu	90.26
		N _{af} =	-869.80	M _{2,max} =	-1632.43	M _{3,af} =	204.91	P+Za+U+V1	53.51
		N _{af} =	-1696.25	M _{2,af} =	415.91	M _{3,max} =	-756.76	P+Za+U+4F+V2	29.87

Tab. 8. 5. Tensiuni în contravântuiri din calculul static liniar din încărcările actuale

CALCULUL LINIAR - CONTRAVÂNTUIRI, ÎNCĂRCĂRI ACTUALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]
Ø60x6 luminator	max					P+Za+U+4F+T	170.2
Ø60x6 curente	max					P+Za+U+4F+V1+T	140.4

190 COMPARAREA TENSIUNILOR ȘI DEPLASĂRILOR OBTINUTE DIN CALCULUL STATIC ȘI DINAMIC - 8

Tab. 8. 6. Tensiuni în pane din calculul static liniar din încărcările actuale

CALCULUL LINIAR - PANE, ÎNCĂRCĂRI ACTUALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]
Ø127x12	min			P+Za	149.1	P+Za	160.4
	max			P+Za+U+4F+V2+T	52.1	P+Za+U+4F+V2+T	58.7
Ø127x10	min			P+Za	102.4	P+Za	115.7
	max			P+T+U+4F+V2+Zu	52.1	P+T+U+4F+V2+Za	59.2
Ø127x9	min			P+Za	72.7	P+Za	84.1
	max			P+T+U+4F+V2+Zu	53.1	P+T+U+4F+V2+Za	59.2
Ø108x11	min			P+Zu	72.2	P+Za	79.6
	max			P+T+U+4F+V2+Zu	55.0	P+T+U+4F+V2+Za	60.5
Ø108x10	min			P+Zu	63.7	P+Zu	64.4
	max			P+T+U+4F+V2	59.5	P+T+U+4F+V1+Za	63.1
Ø108x8	min			P+Zu	55.2	P+Zu	55.7
	max			P+T+U+4F+V1	66.6	P+T+U+4F+V1+Za	68.9
Ø89x10	min			P+Zu	61.4	P+Za+U+4F	51.8
	max			P+T+V2+Za	103.4	P+T+V1+Za	111.2
Ø89x6	min			P+Zu	49.8	P+Zu	50.2
	max			P+T+U+4F+V1	81.9	P+T+U+4F+V2	81.9
Ø86x6	min			P+Zu	41.7	P+Zu	42.1
	max			P+T+U+4F+V2+Zu	90.5	P+T+U+4F+V2	90.7
Ø70x7	min			P+Zu+U+4F	42.4	P+Zu+U+4F	42.9
	max			P+T+V2+Za	99.0	P+T+V1	95.4
Ø70x6	min			P+Zu+U+4F	50.4	P+Zu+U+4F	50.6
	max			P+T+V2+Za	110.6	P+T+V2+Za	107.9

Tab. 8. 7. Tensiuni în talpa a, inelul A din calculul static liniar din încărcările actuale

Analiză	EFORTURI TALPA A DIN CALCUL STATIC LINIAR - ÎNCĂRCĂRI ACTUALE							σ [N/mm ²]	
	N [kN]		M2 [kNm]		M3 [kNm]		Combinatia		
Analiză static liniară	Model I	N _{max} =	-2723.05	M _{2,af} =	4.21	M _{3,af} =	-0.63	P+T+V1+Za	146.43
		N _{af} =	-2499.06	M _{2,max} =	10.55	M _{3,af} =	37.75	P+T+U+4F+Za	160.78
		N _{af} =	21.38	M _{2,af} =	4.98	M _{3,max} =	65.84	P+Za	31.36
	Model II	N _{max} =	-2714.75	M _{2,af} =	6.16	M _{3,af} =	-0.54	P+T+Za	150.06
		N _{af} =	-2494.57	M _{2,max} =	10.71	M _{3,af} =	38.52	P+T+U+4F+Za	161.13
		N _{af} =	33.65	M _{2,af} =	5.16	M _{3,max} =	65.29	P+Za	32.13
	Model III	N _{max} =	-2704.87	M _{2,af} =	6.98	M _{3,af} =	2.35	P+T+Za	151.80
		N _{af} =	-2516.83	M _{2,max} =	10.22	M _{3,af} =	33.36	P+T+U+4F+Za	159.51
		N _{af} =	23.94	M _{2,af} =	5.02	M _{3,max} =	59.15	P+Za	29.45

Tensiunile maxime din analiza statică neliniară, pentru încărcările după actualele normative, pe tipuri de elemente, sunt prezentate în tabelele 8.8 - 8.14:

Tab. 8. 8. Tensiuni în tălpile semiarcelor din calculul static neliniar din încărcările actuale

CALCULUL NELINIAR - TĂLPİ SEMIARCE, ÎNCĂRCĂRI ACTUALE							
Secțiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]
Ø146x16	min	P+Za+T	150.0	P+Za+T	158.5	P+Za+T	160.6
	max	P+Za+U+4F+V1	51.1	P+Za+U+4F+V1	46.2	P+Za+U+4F+V1	36.8
Ø146x14	min	P+Za+T	126.4	P+Za+T	134.7	P+Za+T	137.6
	max	P+Za+V1	66.6	P+Za+V1+T	51.9	P+Za+U+4F+V1	40.5
Ø152x18	min	P+Za+U+4F	134.6	P+Za+U+4F	130.4	P+Za+U+4F	119.0
	max	P+Za+V1+T	44.8	P+Za+V2+T	33.6	P+Za+V2+T	19.8

Tab. 8. 9. Tensiuni în zăbrelele semiarcelor din calculul static neliniar din încărcările actuale

CALCULUL NELINIAR, ZĂBRELE SEMIARCE, ÎNCĂRCĂRI ACTUALE							
Secțiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]
Ø89x6	min	P+Za+U+4F+T	156.8	P+Za+U+4F+T	162.8	P+Za+U+4F	114.9
	max	P+Za+U+4F+T	153.2	P+Za+U+4F+T	158.4	P+Za+U+4F+T	153.2
Ø89x8	min	P+Za+T	131.0	P+Za+T	130.4	P+Za+T	116.0
	max	P+Za+T	46.6	P+Za+T	46.9	P+Za+T	38.9
Ø83x6	min	P+Za	98.1	P+Za+4F+T	70.9	P+Za+4F+T	64.0
	max	P+Za	44.7	P+Za+4F	37.2	P+Za	32.3
Ø76x6	min	P+Za+T	152.0	P+Za+T	140.9	P+Za+T	149.5
	max	P+Za+T	51.4	P+Za+U+4F+V2	49.2	P+Za+U+4F+V2	42.5
Ø70x6	min	P+Za+T	193.5	P+Za+T	198.2	P+Za+T	182.6
diagonale	max	P+Za+T	55.0	P+Za+T	53.6	P+Za+U+4F+V2	49.6
Ø83x10	min	P+Za+4F	117.5	P+Za+4F+T	114.1	P+4F+Za+T	103.3
	max	P+Za+U+4F+V1	62.2	P+Za+U+4F+V2	55.1	P+Za+U+4F+V2	47.0
Ø70x6	min	P+Za+U+4F+T	390.7	P+Za+U+4F	310.3	P+Za+U+4F	251.0
montanti	max	P+Za+U+4F+V1	124.5	P+Za+U+4F+T	184.1	P+Za+U+4F	65.9
Ø70x6	min	P+T+Za	112.4	P+T+Za	110.2	P+T+Za	107.3
diag. sup.	max	P+Za+U+4F+T	75.4	P+Za+U+4F+T	74.8	P+Za+U+4F+T	75.4

Tab. 8. 10. Tensiuni în inelele A și B din calculul static neliniar din încărcările actuale

CALCULUL NELINIAR, INELELE A ȘI B, ÎNCĂRCĂRI ACTUALE							
Secțiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]
Ø121x12	min	P+T+V1+Za	160.4	P+T+Za	161.9	P+T+Za	149.3
	max	P+Za+U+4F+V2	39.5	P+Za+U+4F+V2	33.1	P+Za+U+4F+V2	20.3
Ø70x6	min	P+T+V1+Za	198.1	P+T+Za	201.5	P+T+Za	196.6
	max	P+T+V1+Za	94.7	P+T+U+4F+Za	96.2	P+T+V1+Za	84.7
Ø127x11	min	P+Za	174.2	P+Za	113.7	P+Za	111.7
	max	P+Za+U+4F+V1+T	118.6	P+Za+U+4F+V2+T	66.2	P+T+U+4F+V2+Za	65.2
Ø70x6	min	P+Za+T	232.6	P+Za+U+T	247.1	P+Za+U+T	254.3
	max	P+Za+U+4F+T	65.3	P+Za+U+4F+T	86.3	P+Za+U+T	97.6

192 COMPARAREA TENSIUNILOR ȘI DEPLASĂRILOR OBTINUTE DIN CALCULUL STATIC ȘI DINAMIC - 8

Tab. 8. 11. Tensiuni în pane din calculul static neliniar din încărcările actuale

CALCULUL NELINIAR - PANE, ÎNCĂRCĂRI ACTUALE							
Secțiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		Comb.	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]
Ø127x12	min			P+Za	160.7	P+Za	168.8
	max			P+Za+U+4F+V2+T	55.2	P+Za+U+4F+V2+T	60.5
Ø127x10	min			P+Za	110.0	P+Za	121.6
	max			P+T+U+4F+V2+Za	53.5	P+T+U+4F+V2+Za	56.1
Ø127x9	min			P+Za	77.6	P+Za	88.9
	max			P+T+U+4F+V2+Za	53.9	P+T+U+4F+V2+Za	57.3
Ø108x11	min			P+Zu	72.6	P+Za	84.0
	max			P+T+U+4F+V2+Za	55.2	P+T+U+4F+V2+Za	59.1
Ø108x10	min			P+Zu	64.1	P+Zu	64.8
	max			P+T+U+4F+V2	59.4	P+T+U+4F+V1+Za	62.1
Ø108x8	min			P+Zu	55.4	P+Zu	56.2
	max			P+T+U+4F+V1	66.5	P+T+U+4F+V1+Za	66.7
Ø89x10	min			P+Za+U+4F	82.6	P+Za+U+4F	67.2
	max			P+T+V2+Za	102.1	P+T+V1+Za	111.8
Ø89x6	min			P+Zu	49.9	P+Zu	50.7
	max			P+T+U+4F+V1	81.7	P+T+U+4F+V2	80.6
Ø86x6	min			P+Zu	41.8	P+Zu	42.5
	max			P+T+U+4F+V1	88.5	P+T+U+4F+V2	87.0
Ø70x7	min			P+Zu+U+4F	42.5	P+Zu+U+4F	43.3
	max			P+T+V2+Za	95.9	P+T+V1	93.5
Ø70x6	min			P+Zu+U+4F	50.4	P+Zu+U+4F	51.1
	max			P+T+V2+Za	116.6	P+T+V2+Za	107.6

Tab. 8. 12. Tensiuni în contravânturiri din calculul static neliniar din încărcările actuale

CALCULUL NELINIAR - CONTRAVÂNTURI, ÎNCĂRCĂRI ACTUALE							
Secțiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]
Ø60x6 luminator	max					P+Za+U+4F+T	186.0
Ø60x6 curente	max					P+Za+U+4F+V1+T	133.6

Tab. 8. 13. Tensiuni în inelul central din calculul static neliniar din încărcările actuale

EFORTURI INEL CENTRAL DIN CALCUL STATIC NELINIAR, ÎNCĂRCĂRI ACTUALE									
Analiză		N [kN]		M2 [kNm]		M3 [kNm]		Combinatia	σ [N/mm ²]
		N _{max}	N _{af}	M _{2,af}	M _{2,max}	M _{3,af}	M _{3,max}		
Analiză static neliniară	Model I	N _{max} =	-7888.99	M _{2,af} =	1278.45	M _{3,af} =	54.09	P+T+U+4F+Zu	89.18
		N _{af} =	-879.15	M _{2,max} =	-1774.90	M _{3,af} =	474.29	P+Za+U+V1	60.00
		N _{af} =	-1816.06	M _{2,af} =	366.49	M _{3,max} =	-1148.83	P+Za+U+V1+T	32.82
	Model II	N _{max} =	-8775.22	M _{2,af} =	1175.11	M _{3,af} =	44.37	P+T+U+4F+Zu	92.12
		N _{af} =	-389.23	M _{2,max} =	-1343.22	M _{3,af} =	187.46	P+V1+Za	42.01
		N _{af} =	-2872.95	M _{2,af} =	-8.67	M _{3,max} =	-1034.62	P+Za+U+4F+V2+T	28.82
	Model III	N _{max} =	-9025.94	M _{2,af} =	1129.23	M _{3,af} =	35.73	P+T+U+4F+Zu	92.43
		N _{af} =	-966.61	M _{2,max} =	-1642.11	M _{3,af} =	248.46	P+Za+U+4F+V1	54.82
		N _{af} =	-1681.79	M _{2,af} =	446.83	M _{3,max} =	-805.41	P+Za+U+4F+V2	31.08

Tab. 8. 14. Tensiuni în talpa A a inelului A din calculul static neliniar din încărcările actuale

Analiză	EFORTURI TALPA A DIN CALCUL STATIC NELINIAR ÎNCĂRCĂRI ACTUALE				σ [N/mm ²]				
	N [kN]		M2 [kNm]			M3 [kNm]		Combinatia	
Analiză static neliniară	Model I	N _{max} =	-2731.92	M _{2,af} =	5.82	M _{3,af} =	-2.96	P+T+U+4F+V1+Za	150.94
		N _{af} =	-2489.50	M _{2,max} =	11.04	M _{3,af} =	40.22	P+T+U+4F+Za	162.13
		N _{af} =	-1731.98	M _{2,af} =	-1.23	M _{3,max} =	70.53	P+Za+T	113.24
	Model II	N _{max} =	-2732.06	M _{2,af} =	6.21	M _{3,af} =	-2.91	P+T+U+4F+Za	151.75
		N _{af} =	-2482.58	M _{2,max} =	11.33	M _{3,af} =	42.10	P+T+U+4F+Za	163.02
		N _{af} =	-1727.80	M _{2,af} =	-1.16	M _{3,max} =	70.42	P+Za+T	112.84
	Model III	N _{max} =	-2712.21	M _{2,af} =	7.22	M _{3,af} =	1.32	P+T+U+4F+Za	152.37
		N _{af} =	-2508.55	M _{2,max} =	10.6362	M _{3,af} =	35.6383	P+T+U+4F+Za	160.73
		N _{af} =	30.67	M _{2,af} =	5.13	M _{3,max} =	60.70	P+Za	30.48

În continuare, în figurile 8.1 – 8. 12, se prezintă grafice comparative pentru fiecare tip de elemente structurale, prezentate anterior, tensiunile maxime care pot apărea din analizele efectuate pe cele trei modele de alcătuire și combinația aferentă acestor tensiuni maxime.

Pe grafic este evidențiat cu $R_c = 240 \text{ N/mm}^2$, rezistența de calcul, pentru materialul folosit în structura OLT45. Tensiunile maxime, care se situează sub această limită, verifică calculul de rezistență, iar cele peste limita de 240 N/mm^2 , nu verifică calculul de rezistență.

Modelul I și II, corespund unor modele de alcătuire teoretice, pentru determinarea influenței conlucrării cu panee și contravântuirile, iar modelul III corespunde modelului real a cupolei de la Romexpo din București.

Tensiuni în tălpile semiarcelor

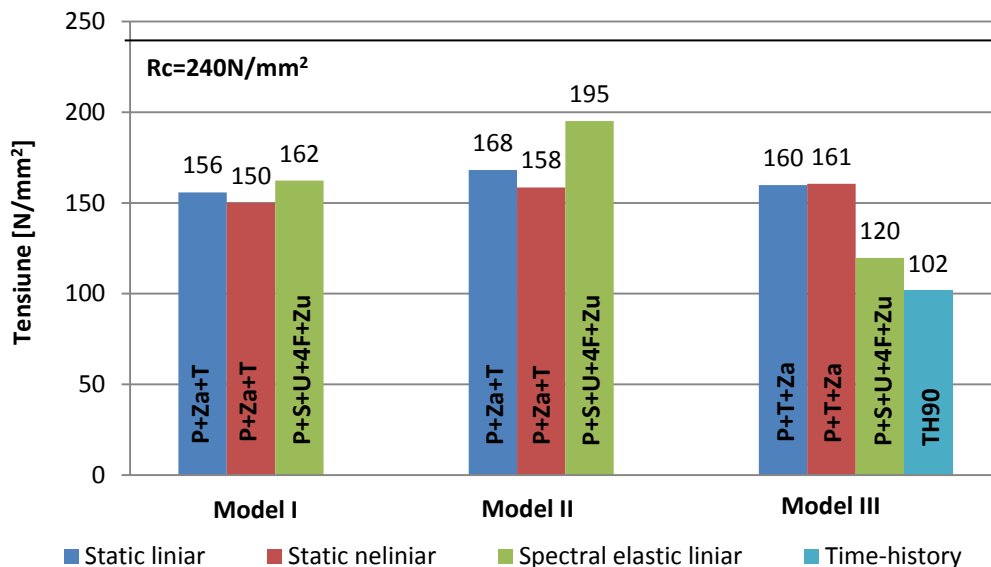


Fig. 8. 1. Tensiuni maxime în tălpile semiarcelor

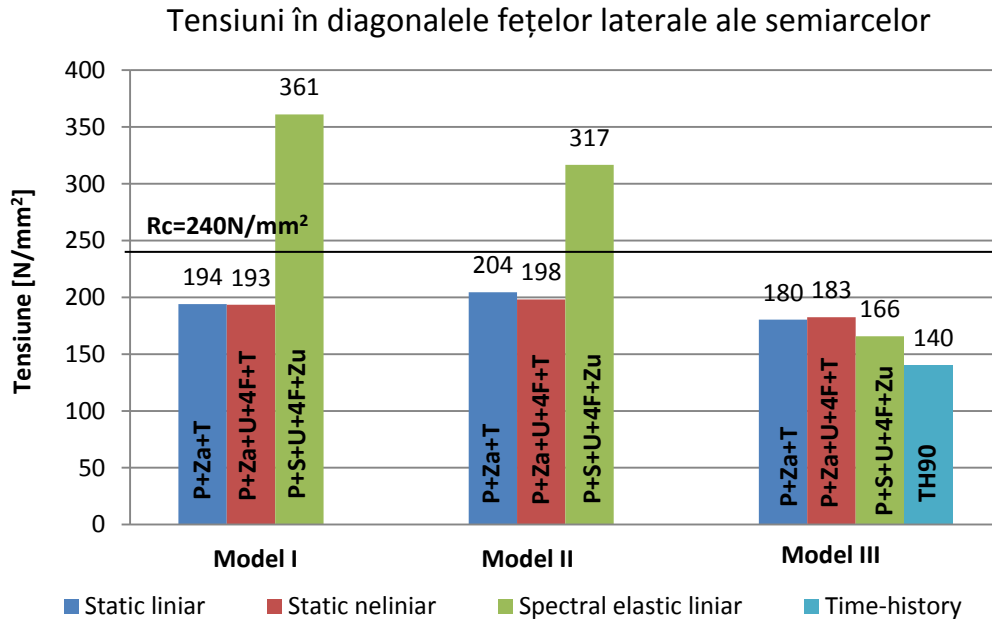


Fig. 8. 2. Tensiuni maxime în diagonalele fețelor laterale ale semiarcilor

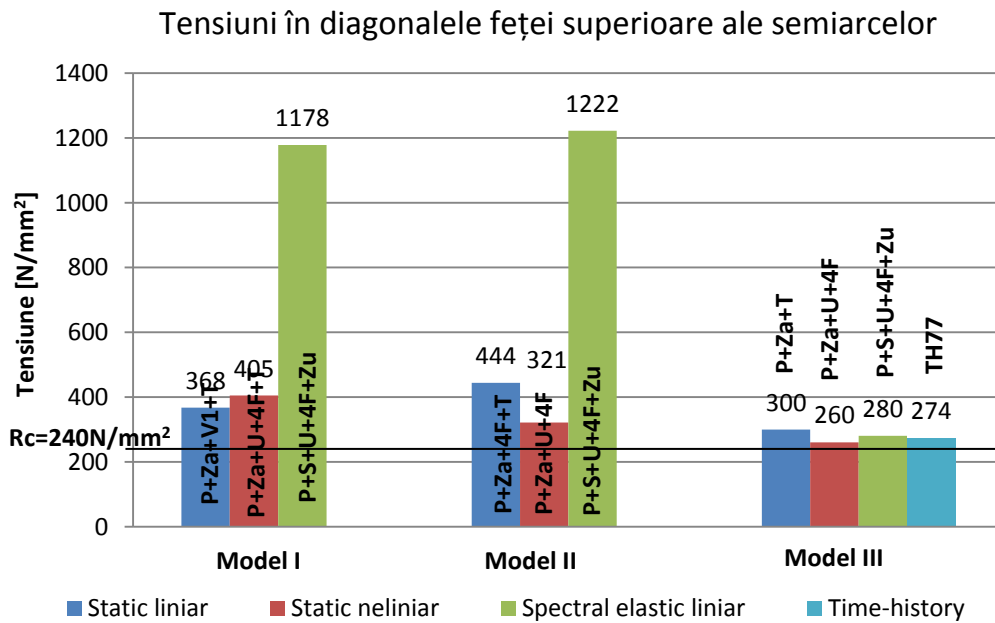


Fig. 8. 3. Tensiuni maxime în diagonalele feței superioare ale semiarcilor

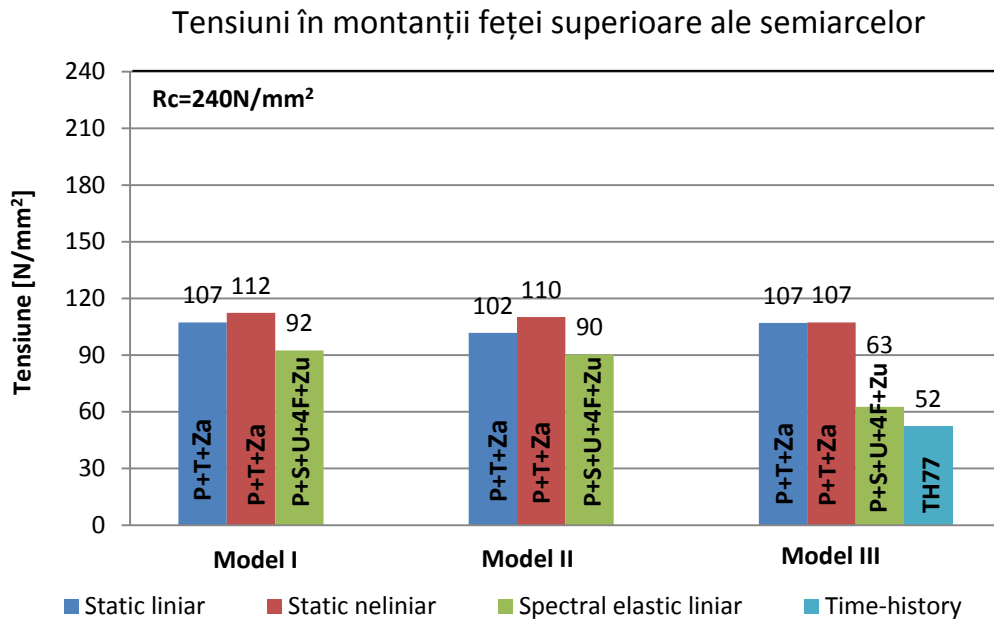


Fig. 8. 4. Tensiuni maxime în montanții feței superioare ale semiarcilor

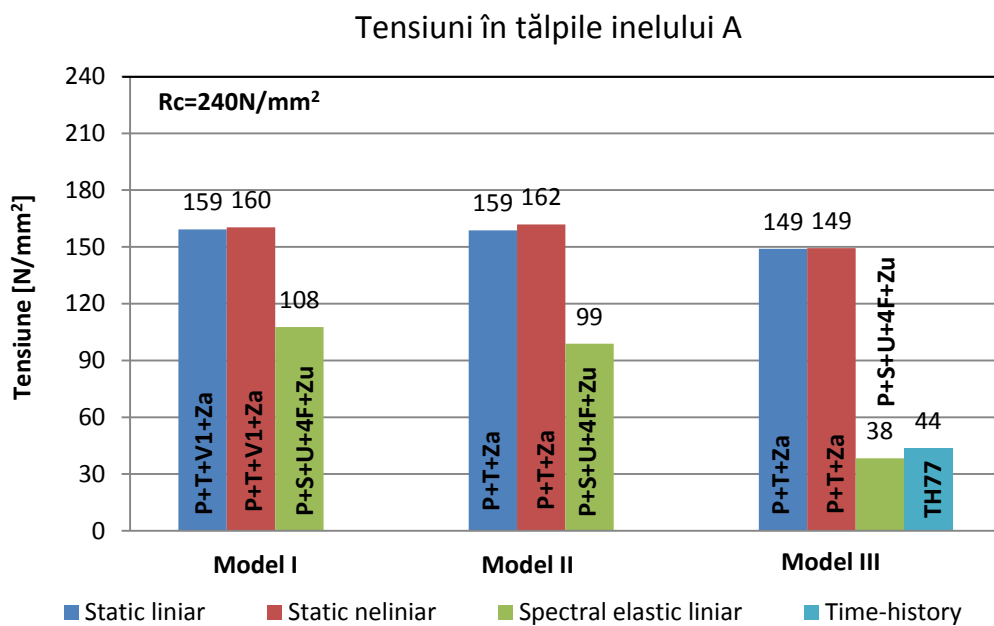


Fig. 8. 5. Tensiuni maxime în tălpileinelului A

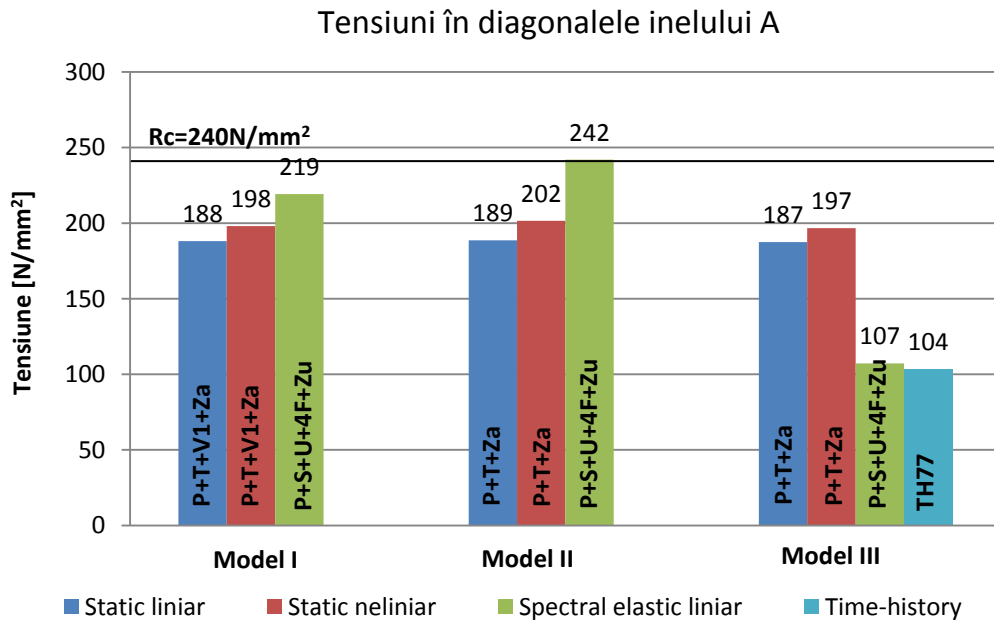


Fig. 8. 6. Tensiuni maxime în diagonalele inelului A

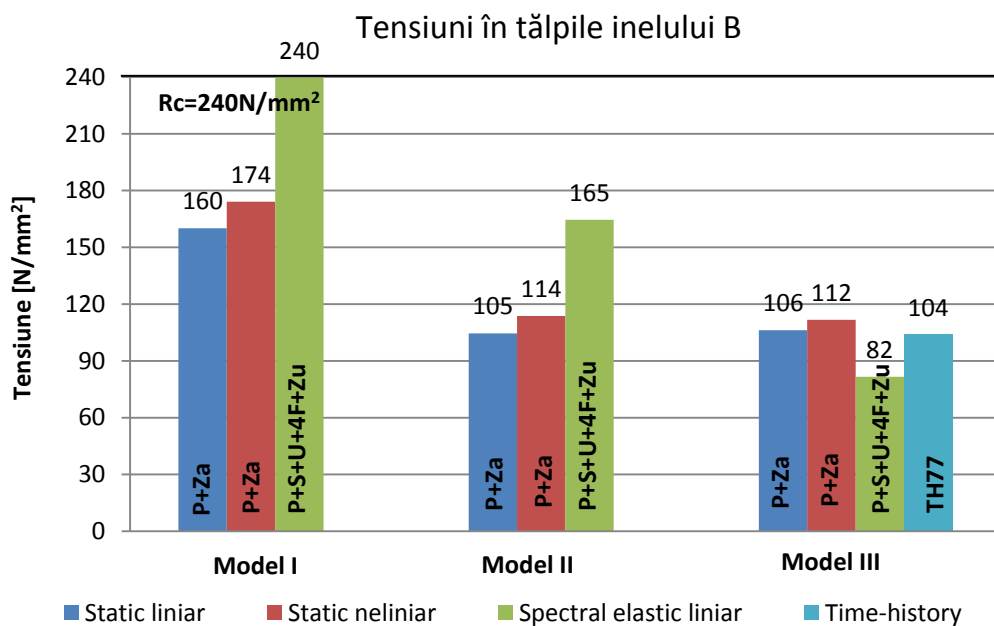


Fig. 8. 7. Tensiuni maxime în tăpile inelul B

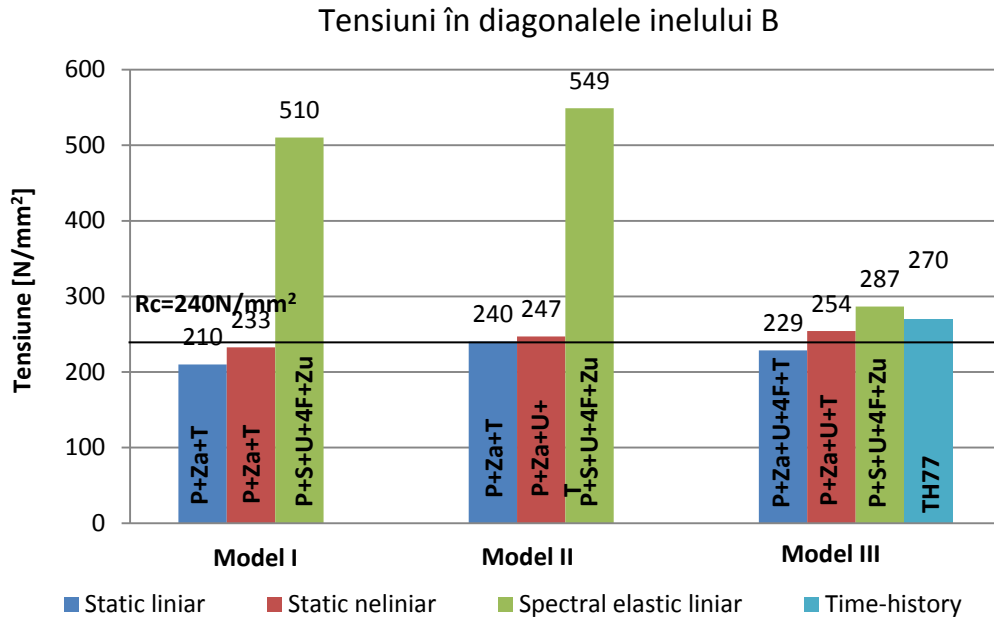


Fig. 8. 8. Tensiuni maxime în diagonalele inelului B

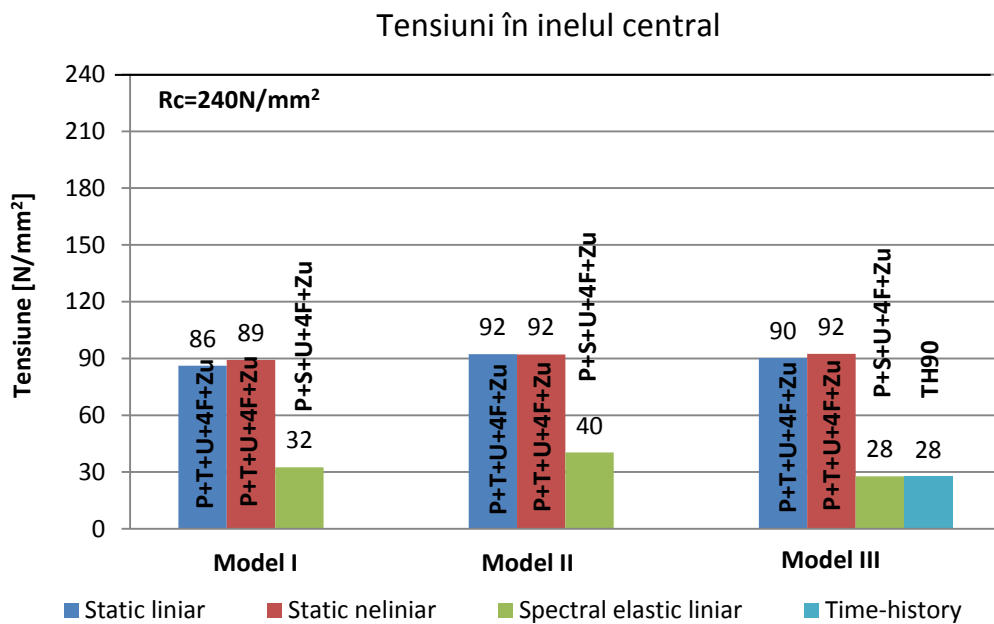


Fig. 8. 9. Tensiuni maxime în secțiunea inelului central

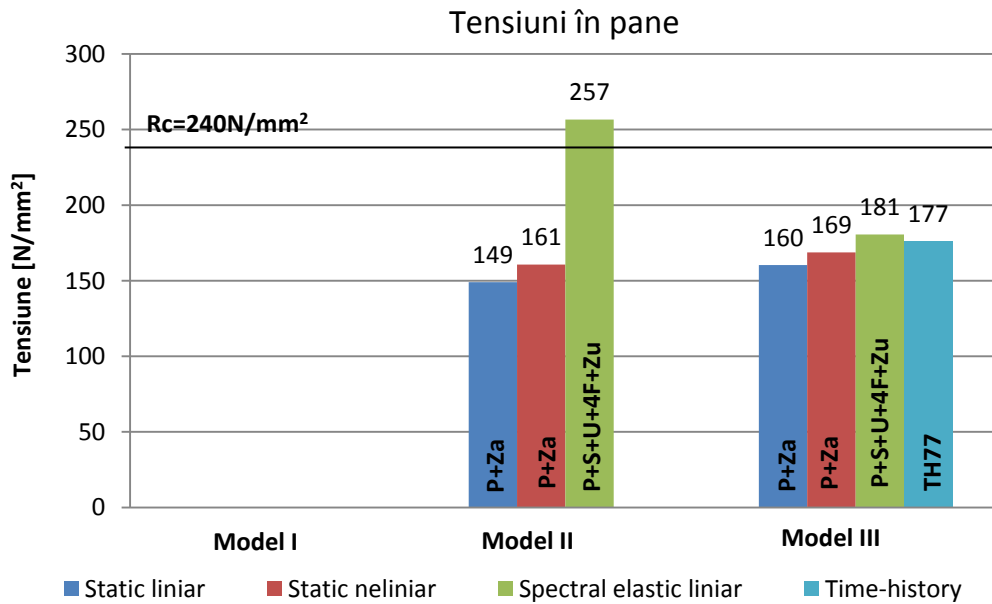


Fig. 8. 10. Tensiuni maxime în pane

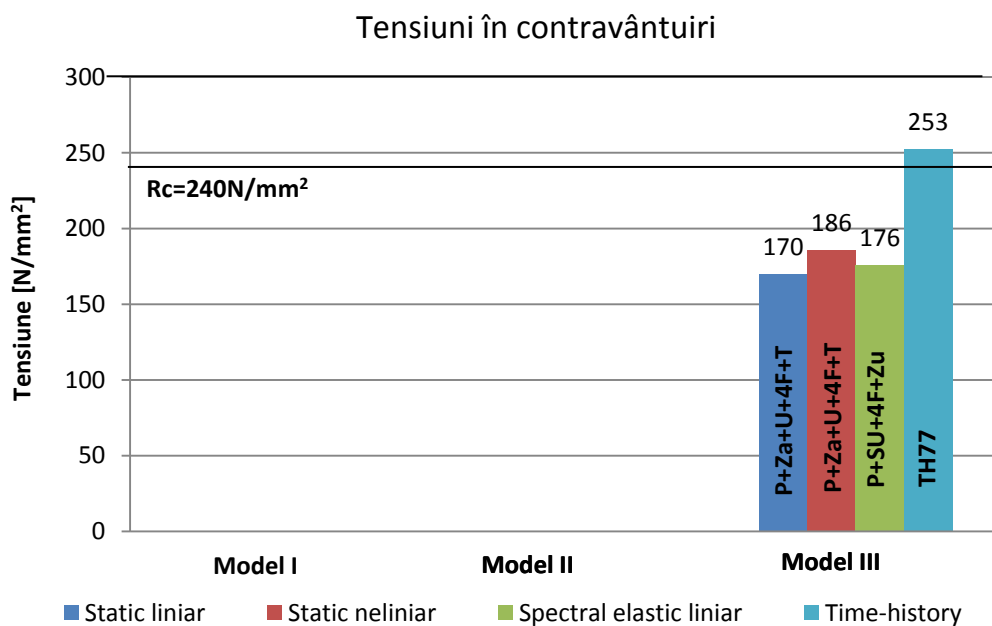


Fig. 8. 11. Tensiuni maxime în contravântuiri

Din analiza datelor prezentate în figurile 8.1 – 8. 11, se pot trage următoarele observații:

- Tensiunile în tălpile semiarcelor, montajii feței superioare ale semiarcelor, tălpile inelului A, tălpile inelului B și în inelul central chesonat, nu depășesc rezistența de calcul pentru nici unul din cele trei modele analizate sub nici unul din tipurile de analize statice sau dinamice;
- Tensiunile în pane, diagonalele inelului A, depășesc rezistența de calcul, dar sub limita de curgere, în cazul calculului seismic spectral elastic în modelul II de alcătuire. Pentru modelul complet (model III), tensiunile în aceste elemente scad sub rezistența de calcul;
- Conlucrarea cu panele are efect pozitiv în cazul tensiunilor din tălpile inelului B. Panele preiau o parte din eforturile preluate în modelul I de alcătuire de tălpile inelului B și implicit tensiunile din tălpi scad pentru toate cele trei tipuri de analize statice liniare/nelinare și dinamic spectral elastic;
- Conlucrarea cu panele și contravântuirile are efect pozitiv, prin reducerea tensiunilor de la valori ce depășesc rezistența de calcul și chiar limita de curgere la valori mai mici decât rezistența. În cazul panelor din analiza spectral elastică, de la 257 N/mm² la 181 N/mm², în cazul diagonalelor fețelor laterale a semiarcelor de la 317 N/mm² la 166 N/mm²; în diagonalele grinzii inelare A de la 242 N/mm² la 107 N/mm²;
- Un efect similar prin reducerea tensiunilor se înregistrează și în cazul diagonalelor feței superioare și diagonalele inelului B, dar nu suficient, acestea rămân în zona plastică. În acest caz tensiunile scad de la 1222 N/mm² la 280 N/mm² (diagonalele feței superioare) și de la 549 la 287 N/mm² (diagonalele inelului B) în analiza spectral elastică;
- Din analiza dinamică liniară, pentru modelul I și II de alcătuire, tensiunile în diagonalele fețelor laterale, a feței superioare și inelului intermediar B depășesc cu mult valorile tensiunilor din calculul static;
- Potrivit calculului tensiunilor din analiza statică neliniară pe modelul complet de alcătuire, tensiunile în majoritatea secțiunilor sunt mai mici decât rezistența de calcul, dar există depășiri a rezistenței de calcul în diagonalele feței superioare a semiarcelor și diagonalele inelului intermediar;
- Pentru modelul complet de alcătuire tensiunile în tălpile, diagonalele fețelor laterale, montajii a semiarcelor, tălpile inelului A, diagonalele inelului A, tălpile inelului B și în inelul central nu ajung să depășească rezistența de calcul după nici unul din tipurile de analize efectuate;
- Depășiri ale rezistenței de calcul în modelul III, fără a ajunge în zona plastică s-au înregistrat în contravântuirile luminatoarelor din analiza Time History;
- În cazul diagonalelor feței superioare a semiarcelor, s-au înregistrat depășiri a rezistenței de calcul pentru modelul III, din toate cele patru tipuri de analize efectuate;
- În cazul diagonalelor inelului intermediar, s-au înregistrat depășiri a rezistenței de calcul pentru modelul III, din analiza static neliniară, dinamică liniară și neliniară;

8.2 Compararea deplasărilor din time-history, cu cele obținute din analiza statică și spectral elastică.

O comparație a deplasărilor din analiza statică liniară, neliniară și dinamic spectral elastică a fost efectuată în capitolul 5, din teza de doctorat. În continuare s-au prezentat grafice comparative pentru modelul III de alcătuire geometrică, unde s-a adăugat suplimentar, analizelor efectuate anterior, deplasările maxime din analiza dinamică neliniară time-history. Aceste deplasări se compară cu cele obținute din analiza statică liniar/neliniar și cele din analiza dinamică liniară folosind spectru de accelerații elastic.

Sageată inel C - model III - încărcări actuale

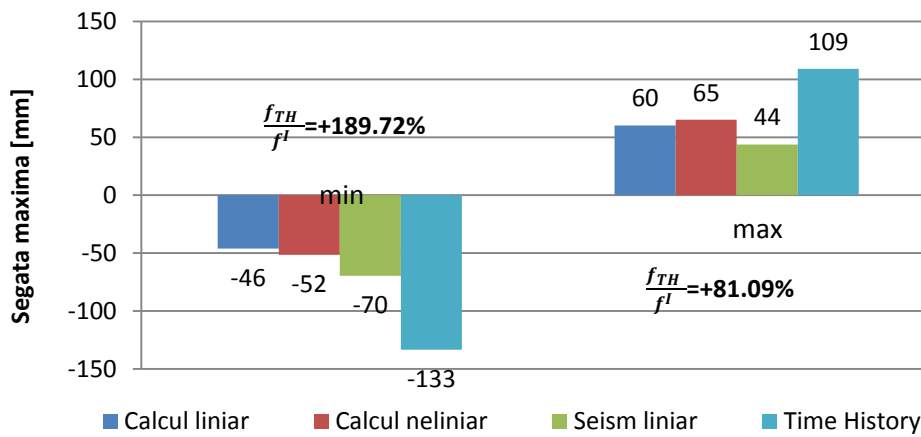


Fig. 8. 12. Săgeata maximă a inelului central pentru model III cu încărcări actuale

Deplasări inel B - model III - încărcări actuale

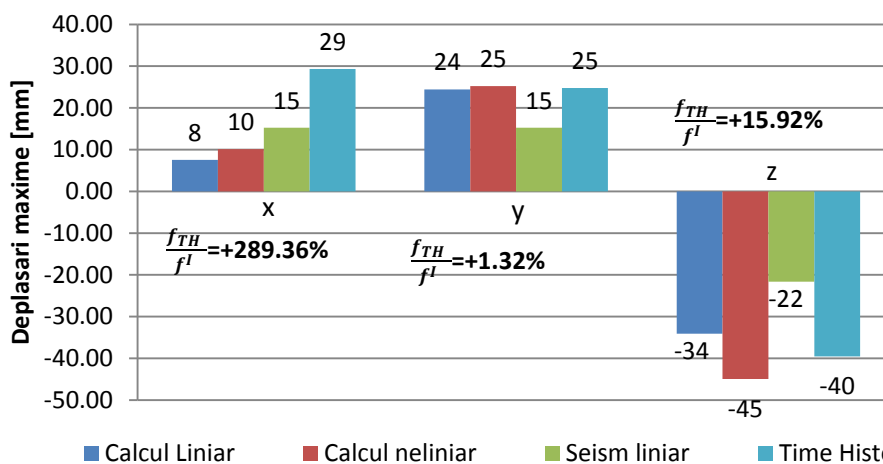


Fig. 8. 13. Deplasările maxime a inelului intermediar pentru model III cu încărcări actuale

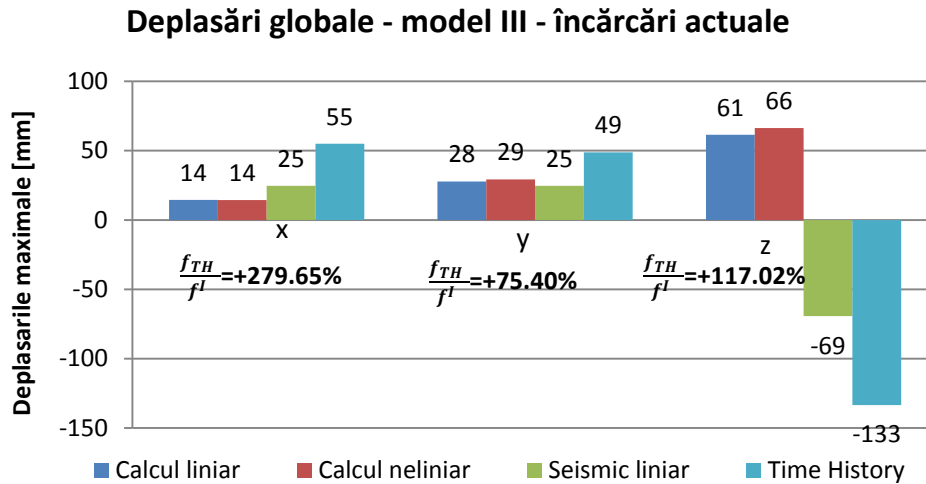


Fig. 8. 14. Deplasările maxime a inelului central pentru model III cu încărcări actuale

Deplasările din analiza time-history sunt mai mari decât cele din analiza statică liniară și rezultă următoarele creșteri:

- Pentru inelul central, creșterea săgeții cu 81,09%..189,72%;
- Pentru inelul intermediar, creșterea deplasărilor cu 1.32%..289.36% pe direcție orizontală și +15,92% pe verticală;
- Din punct de vedere a deplasărilor globale, deplasările cresc cu 75.4%..279.65% pe direcție orizontală și +117,02% pe verticală;

În calculul dinamic seismic spectral elastic deplasările orizontale pe direcția X și Y sunt egale, deoarece structura este simetrică, încărcările din analiza dinamică sunt simetrice și spectrele folosite pe x și y sunt egale;

În calculul dinamic neliniar time-history, spre deosebire de analiza spectrală pe direcția x corespunde o accelerogramă (N-S), iar pe direcția y o altă accelerogramă (E-V); prima din aceste accelerograme are valori mai mari decât a doua și acest lucru se reflectă și asupra stării deplasărilor, unde deplasarea pe direcția X este mai mare decât pe Y.

Deplasările din analiza static neliniară cresc ușor față de cele din analiza static liniară, iar în analiza dinamic neliniară time history aceste sunt aproape duble decât deplasările din analiza spectral elastică.

Toate aceste deplasări sunt mai mici decât cele prevăzute în STAS L/250 = 374 mm.

8.3 Determinarea lungimii cordonului de sudură pe suprafața cilindrică

Întrucât în literatură, nu am găsit lungimea de contact pe suprafața de îmbinare sudată a două țevi rotunde, calculul lungimii intersecției a doi cilindri cu diametre diferite D și d, a căror centre de greutate se află în planul YZ, intersectate între ele la un unghi α (fig.8.15), s-a folosit formula propusă de Cristescu [81]. Cu această formulă s-a determinat în paragraful 8.4. lungimea cordonului de sudură și ulterior tensiunea în cordonul de sudură.

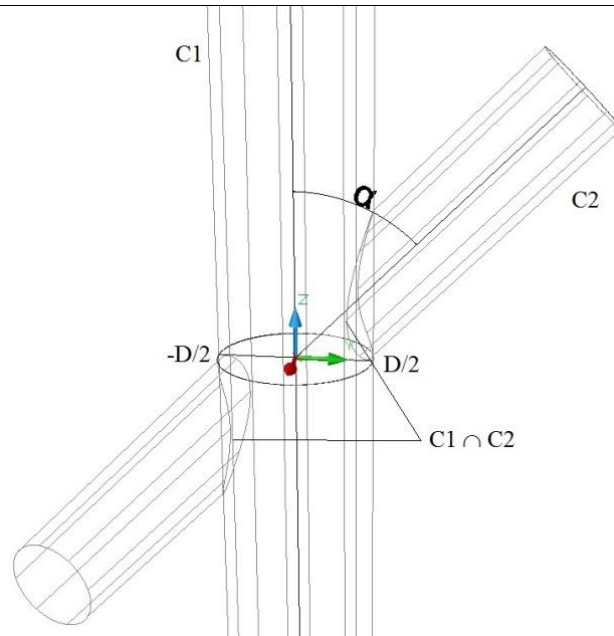


Fig. 8. 15. Intersecția a doi cilindri, la un unghi oarecare α

Cilindrul C_1 , cu diametrul D

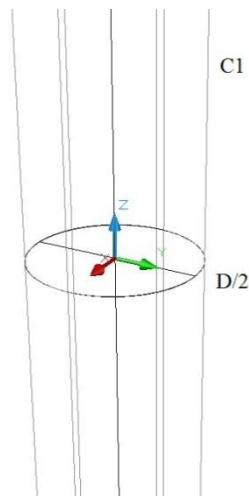


Fig. 8. 16. Cilindrul C_1 , cu diametrul D

Formula cercului de baza:

$$x^2 + y^2 = \frac{D^2}{4} \quad (8. 7)$$

Generarea cu directia data de axa oz:
$$\begin{cases} x = 0 \\ y = 0; \\ z = R \end{cases} \quad (8. 8)$$

Ecuatia generatoarei este:
$$\begin{cases} x = \lambda \\ y = \mu \end{cases}, \lambda, \mu \in R ; \quad (8. 9)$$

Conditia sa se sprijine pe cerc:
$$\begin{cases} x^2 + y^2 = \frac{D^2}{4} \\ x = \lambda \\ y = \mu \\ z = z \end{cases}; \quad (8. 10)$$

Conditia de compatibilitate $\lambda^2 + \mu^2 = \frac{D^2}{4}; \quad (8. 11)$

Ecuatia cilindrului C_1 este : $x^2 + y^2 = \frac{D^2}{4}; \quad (8. 12)$

Cilindrul C_2 cu diametrul d

Cilindrul C_2 – generat de drepte paralele cu dreapta d , ce trece prin origine, in planul y_{oz} , inclinata cu unghiul $\alpha \neq \frac{\pi}{2}$, fata de $oz \Rightarrow$ unghiul de panta este $90^\circ - \alpha$

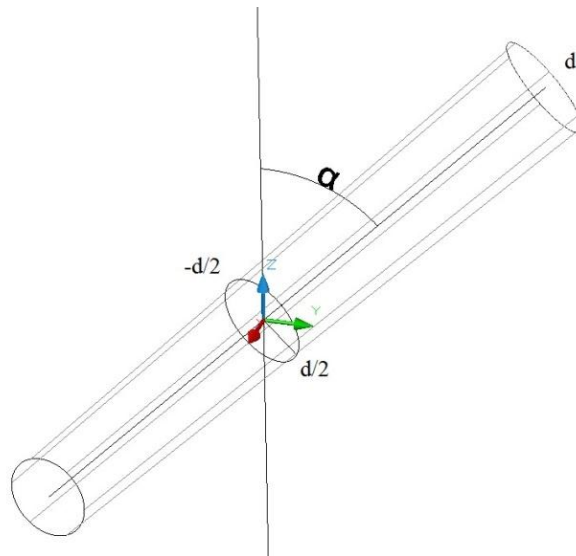


Fig. 3.Cilindrul C_2 , cu diametrul d

Directia dreptei:
$$\begin{cases} x = 0 \\ z = tg(90^\circ - \alpha); \\ y = yctg\alpha \end{cases} \quad (8. 13)$$

$$\begin{cases} x = 0 \\ y \cos \alpha - z \sin \alpha = 0 \end{cases}; \quad (8.14)$$

Ecuatiile generatoarelor:
$$\begin{cases} x = \lambda \\ y \cos \alpha - z \sin \alpha = \mu; \\ \lambda, \mu \in R \end{cases} \quad (8.15)$$

Generatoarele sunt tangente la sfera:

$$x^2 + y^2 + z^2 = \frac{d^2}{4}, \quad d \leq D; \quad (8.16)$$

Intersecția dintre generatoare și sfera:

$$\begin{cases} x = \lambda \\ y \cos \alpha - z \sin \alpha = \mu \Rightarrow \\ x^2 + y^2 + z^2 = \frac{d^2}{4} \end{cases} \quad (8.17)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = \lambda \\ y = z \operatorname{tg} \alpha + \frac{\mu}{\cos \alpha} \\ \lambda^2 + \left(z \operatorname{tg} \alpha + \frac{\mu}{\cos \alpha} \right)^2 + z^2 = \frac{d^2}{4} \end{cases}; \quad (8.18)$$

Trebuie ca intersecția dintre generatoare și sferă, să fie un punct (generatoarea tangenta la sfera) \Rightarrow ecuația de gradul 2 în z trebuie să aibă soluție unică, deci $\Delta = 0$:

$$\lambda^2 + \left(z \operatorname{tg} \alpha + \frac{\mu}{\cos \alpha} \right)^2 + z^2 = \frac{d^2}{4}; \quad (8.19)$$

$$\lambda^2 + z^2 \tan^2 \alpha + 2 \frac{\mu}{\cos \alpha} \operatorname{tg} \alpha \times z + \frac{\mu^2}{\cos^2 \alpha} + z^2 = \frac{d^2}{4}; \quad (8.20)$$

$$\lambda^2 + z^2 (1 + \tan^2 \alpha) + 2z \frac{\mu \sin \alpha}{\cos^2 \alpha} + \frac{\mu^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{d^2}{4} = 0; \quad (8.21)$$

unde: $1 + \tan^2 \alpha = \frac{1}{\cos^2 \alpha}$ (8.22)

Ecuatia 8.21 o împărțim la $4 \cos^2 \alpha$ și obținem:

$$4z^2 + 8\mu \sin \alpha \times z + \left(4\mu^2 + 4\lambda^2 \cos^2 \alpha - \frac{d^2}{4 \cos^2 \alpha} \right) = 0 \quad (8.23)$$

$$\Delta = 0 \Rightarrow \Delta = b^2 - 4ac = 64\mu^2 \sin^2 \alpha - 16 \left(4\mu^2 + 4\lambda^2 \cos^2 \alpha - \frac{d^2}{4\cos^2 \alpha} \right) = 0 \quad (8.24)$$

$$64\mu^2 \sin^2 \alpha - 64\mu^2 - 64\lambda^2 \cos^2 \alpha + 16d^2 \cos^2 \alpha = 0 ; \quad (8.25)$$

Ecuția 8.25 se împarte la 16

$$4\mu^2 (\sin^2 \alpha - 1) - 4\lambda^2 \cos^2 \alpha + d^2 \cos^2 \alpha = 0; \quad (8.26)$$

$$-4\cos^2 \alpha \times \mu^2 - 4\lambda^2 \cos^2 \alpha + d^2 \cos^2 \alpha = 0; \quad (8.27)$$

Ecuția 8.27, se împarte la $\cos \alpha$ (-1)

$$4\mu^2 + 4\lambda^2 - d^2 = 0; \quad (8.28)$$

Condiția de compatibilitate (tangenta)

Ecuția cilindrului C_2 se obține eliminând λ și μ din:

$$\begin{cases} x = \lambda \\ y \cos \alpha - z \sin \alpha = \mu \Rightarrow \\ 4\mu^2 + 4\lambda^2 - d^2 = 0 \end{cases} \quad (8.29)$$

$$(C_2): \quad 4x^2 + 4(y \cos \alpha - z \sin \alpha)^2 - d^2 = 0; \quad (8.30)$$

Intersecția dintre cilindrul (C_1) și (C_2) , este curba ecuației:

$$(C_1 \cap C_2): \begin{cases} x^2 + y^2 = \frac{D^2}{4} \\ 4x^2 + 4(y \cos \alpha - z \sin \alpha)^2 - d^2 = 0 \end{cases}; \quad (8.31)$$

Dezvoltând a doua ecuație, rezulta:

$$4x^2 + 4y^2 \cos^2 \alpha - 8yz \cos \alpha \sin \alpha + 4z^2 \sin^2 \alpha - d^2 = 0; \quad (8.32)$$

Deci avem:

$$(C_1 \cap C_2): \begin{cases} x^2 + y^2 = \frac{D^2}{4} \\ 4x^2 + 4y^2 \cos^2 \alpha - 8yz \cos \alpha \sin \alpha + 4z^2 \sin^2 \alpha - d^2 = 0 \end{cases}; \quad (8.33)$$

Parametrizăm curba, luând $y=t$. Atunci obținem din prima ecuația din 8.33:

$$x^2 + t^2 = \frac{D^2}{4} \Rightarrow x^2 = \frac{D^2}{4} - t^2 \Rightarrow x_{1,2} = \pm \sqrt{\frac{D^2}{4} - t^2} \quad (8.34)$$

$$\text{Trebuie ca: } \frac{D^2}{4} - t^2 \geq 0, \text{ deci } t \in \left[-\frac{D}{2}, \frac{D}{2}\right]. \quad (8.35)$$

Din a doua ecuație din 8.33, înlocuind pe y și pe x obținem:

$$4\left(\frac{D^2}{4} - t^2\right) + 4t^2 \cos^2 \alpha - 8tz \cos \alpha \sin \alpha + 4z^2 \sin^2 \alpha - d^2 = 0 \quad (8.36)$$

$$D^2 - 4t^2 + 4t^2 \cos^2 \alpha - 8tz \cos \alpha \sin \alpha + 4z^2 \sin^2 \alpha - d^2 = 0 \quad (8.37)$$

$$4t^2(\cos^2 \alpha - 1) - 8tz \cos \alpha \sin \alpha + 4z^2 \sin^2 \alpha - d^2 + D^2 = 0 \quad (8.38)$$

$$4z^2 \sin^2 \alpha - 8tz \cos \alpha \sin \alpha + 4t^2 \cos^2 \alpha - 4t^2 + D^2 - d^2 = 0 \quad (8.39)$$

$$(2z \sin \alpha - 2t \cos \alpha)^2 - 4t^2 + D^2 - d^2 = 0 \quad (8.40)$$

$$(2z \sin \alpha - 2t \cos \alpha)^2 = 4t^2 - D^2 + d^2 \quad (8.41)$$

$$2z \sin \alpha - 2t \cos \alpha = \pm \sqrt{4t^2 - D^2 + d^2} \quad (8.42)$$

$$2z \sin \alpha = 2t \cos \alpha \pm \sqrt{4t^2 - D^2 + d^2} \quad (8.43)$$

$$z = t \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} \pm \frac{1}{2 \sin \alpha} \sqrt{4t^2 - D^2 + d^2} \quad (8.44)$$

$$z = t \cot \alpha \pm \frac{1}{2 \sin \alpha} \sqrt{4t^2 - D^2 + d^2} \quad (8.45)$$

$$\text{Trebuie, ca: } 4t^2 - D^2 + d^2 \geq 0 \Rightarrow \quad (8.46)$$

$$t \in \left[-\frac{D}{2}, -\frac{1}{2}\sqrt{D^2 - d^2}\right] \cup \left[\frac{1}{2}\sqrt{D^2 - d^2}, \frac{D}{2}\right] \quad (8.47)$$

Atunci, ecuațiile parametrice ale curbei de intersecție, a celor doi cilindri sunt:

$$C_1 \cap C_2 : \begin{cases} x(t) = \pm \sqrt{\frac{D^2}{4} - t^2} \\ y(t) = t, \quad t \in \left[-\frac{D}{2}, -\frac{1}{2}\sqrt{D^2 - d^2}\right] \cup \left[\frac{1}{2}\sqrt{D^2 - d^2}, \frac{D}{2}\right] \\ z(t) = t \operatorname{ctg} \alpha \pm \frac{1}{2 \sin \alpha} \sqrt{4t^2 - D^2 + d^2} \end{cases} \quad (8.48)$$

Pentru a calcula lungimea unei porțiuni a acestei curbe, cuprinsa între valorile t_1 și t_2 , se calculează:

$$l(t_1, t_2) = \int_{t_1}^{t_2} \sqrt{x'^2(t) + y'^2(t) + z'^2(t)} dt; \quad (8.49)$$

Unde, derivatele sunt:

$$\begin{cases} x'(t) = \pm \frac{-2t}{2\sqrt{\frac{D^2}{4}-t^2}} = \pm \frac{-t}{\sqrt{\frac{D^2}{4}-t^2}} \\ y'(t) = 1 \\ z'(t) = \operatorname{ctg} \alpha \pm \frac{1}{2\sin \alpha} \times \frac{8t}{2\sqrt{4t^2-D^2+d^2}} = \operatorname{ctg} \alpha \pm \frac{2t}{\sin \alpha \sqrt{4t^2-D^2+d^2}} \end{cases}; \quad (8.50)$$

Prin calculul, se găsește pe zona $\frac{1}{2}\sqrt{D^2-d^2}$, $D/2$, pentru +, +, adică în primul octant $\Rightarrow \frac{l}{2}$

$$\begin{aligned} x'^2(t) + y'^2(t) + z'^2(t) &= \frac{t^2}{\frac{D^2}{4}-t^2} + 1 + \left(\operatorname{ctg} \alpha + \frac{2t}{\sin \alpha \sqrt{4t^2-D^2+d^2}}\right)^2 = \\ &= \frac{4t^2}{D^2-4t^2} + 1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha + \frac{4t \operatorname{ctg} \alpha}{\sin \alpha \sqrt{4t^2-D^2+d^2}} + \frac{4t^2}{\sin^2 \alpha (4t^2-D^2+d^2)}; \\ &= \frac{D^2}{D^2-4t^2} + \frac{\cos^2 \alpha}{\sin^2 \alpha} + \frac{4t \cos \alpha}{\sin^2 \alpha \sqrt{4t^2-D^2+d^2}} + \frac{4t^2}{\sin^2 \alpha (4t^2-D^2+d^2)}; \\ &= \frac{D^2}{D^2-4t^2} + \frac{(4t^2-D^2+d^2)\cos^2 \alpha + 4t \cos \alpha \sqrt{4t^2-D^2+d^2} + 4t^2}{\sin^2 \alpha (4t^2-D^2+d^2)}; \end{aligned} \quad (8.51)$$

$$\text{Eventual: } 4t^2 - D^2 = u; \quad (8.52)$$

$$t = \frac{1}{2}\sqrt{u - D^2}; \quad (8.53)$$

$$x'^2(t) + y'^2(t) + z'^2(t) = \frac{-D^2(u+D^2)\sin^2 \alpha + u(u+d^2)\cos^2 \alpha + 2u\sqrt{(u-D^2)(u+D^2)}\cos \alpha + u^2 + D^2u}{u(u+d^2)\sin^2 \alpha} \quad (8.54)$$

Se găsește că:

$$x'^2 + y'^2 + z'^2 = \frac{D^2}{D^2-4t^2} + \frac{(4t^2-D^2+d^2)\cos^2 \alpha + 4t \cos \alpha \sqrt{4t^2-D^2+d^2} + 4t^2}{\sin^2 \alpha (\sqrt{4t^2-D^2+d^2})} \quad (8.55)$$

Atunci lungimea porțiunii cuprinse în primul octant, este obținută luând peste tot "+" unde este "±":

$$l = \int_{\frac{1}{2}\sqrt{D^2-d^2}}^{\frac{D}{2}} \sqrt{\frac{D^2}{D^2-4t^2} + \frac{(4t^2-D^2+d^2)\cos^2 \alpha + 4t \cos \alpha \sqrt{4t^2-D^2+d^2} + 4t^2}{\sin^2 \alpha (\sqrt{4t^2-D^2+d^2})}} dt \quad (8.56)$$

Iar lungimea perimetrului căutat este :

$$l = 4 \int_{\frac{1}{2}\sqrt{D^2-d^2}}^{\frac{D}{2}} \sqrt{\frac{D^2}{D^2-4t^2} + \frac{(4t^2-D^2+d^2)\cos^2\alpha + 4t\cos\alpha\sqrt{4t^2-D^2+d^2} + 4t^2}{\sin^2\alpha(\sqrt{4t^2-D^2+d^2})}} dt \quad (8.57)$$

8.4 Verificarea tensiunilor în sudura nodurilor

În tabelele 8.15 – 8.23, sunt prezentate tensiunile maxime în coordonul de sudură, pentru câte o secțiune a fiecărui tip de element structural, din analiza static liniară (tab. 8.15-8.17.), analiza static neliniară (tab. 8.18-8.20.), dinamică liniară, spectral elastică și dinamică neliniară în domeniu plastic time history (tab. 8.21-8.23.). Lungimea coordonului de sudură a fost determinată cu formula 8.57, prezentată în subcapitolul 8.3. Similar sunt prezentate în anexa I, tab. A. 65. – A.66, tensiunile în coordonalele de sudură din analiza static liniară și neliniară a cupolei cu încărcările inițiale de proiectare.

Rezistența de calcul pentru suduri, marca OLT45, pentru profile cu grosimea $t \leq 16$ mm: 0.7×240 N/mm² = 168 N/mm², rezistența valabilă pentru toate elementele, mai puțin tăpile semiarcelor Ø152x18mm, unde rezistența de calcul a sudurii este 0.7×230 N/mm² = 161 N/mm².

Tab. 8. 15. Tensiuni în cordonul de sudură în zăbrelele semiarcelor, din calculul static liniar cu încărcări actuale

Element	CARACTERISTICI			TENSIUNI IN SUDURĂ DIN CALCULUL LINIAR		
	Secțiunea	Lungime sudura [mm]	Efort	Model I	Model II	Model III
				σ_s [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]
Diagonale fețe laterale semiarce	Ø89x6	302.2	min	81.7	80.1	62.9
			max	129.9	131.9	130.5
	Ø89x8	311.3	min	64.4	63.8	57.4
			max	37.6	37.3	31.9
	Ø83x6	299.3	min	44.8	33.7	33.3
			max	33.4	27.4	26.1
	Ø76x6	246.5	min	61.4	58.3	49.9
			max	43.9	41.2	35.8
	Ø70x6	228.7	min	65.0	68.5	60.4
			max	48.0	49.2	42.6
	Ø83x10	267.0	min	45.8	48.5	41.3
			max	52.0	45.6	39.3
Diagonale superioare	Ø70x6	318.1	min	83.9	101.4	68.4
			max	71.7	82.2	37.5
Montanti superiori	Ø70x6	223.1	min	65.5	62.2	65.4
			max	66.7	66.0	66.3

Tab. 8. 16. Tensiuni în cordonul de sudură a continuității tălpilor semiarcelor, din calculul static liniar cu încărcări actuale

CARACTERISTICI				TENSIUNI IN SUDURĂ DIN CALCULUL LINIAR		
Element	Sectiunea	Lungime sudura [mm]	Efort	Model I	Model II	Model III
				σ_s [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]
Talpi semiarce	Ø146x16	458.7	min	121.5	131.1	124.6
			max	42.5	35.4	29.3
	Ø146x14	458.7	min	106.6	116.9	115.0
			max	58.0	46.1	32.6
	Ø152x18	477.5	min	103.4	102.7	93.5
			max	41.5	30.4	19.0

Tab. 8. 17. Tensiuni în cordonul de sudură în inelele A și B, din calculul static liniar cu încărcări actuale

CARACTERISTICI				TENSIUNI IN SUDURĂ DIN CALCULUL LINIAR		
Element	Sectiunea	Lungime sudura [mm]	Efort	Model I	Model II	Model III
				σ_s [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]
Inel A Talpi b-c	Ø121x12	380.1	min	131.3	130.8	122.8
			max	33.3	27.3	17.5
Inel A Diagonale	Ø70x6	238.8	min	68.1	68.3	67.9
			max	76.4	74.9	68.7
Inel B Talpi	Ø127x11	399.0	min	134.4	87.8	89.2
			max	102.9	54.5	59.7
Inel B Diagonale	Ø70x6	240.6	min	64.8	74.1	70.5
			max	50.3	65.9	73.4

Tab. 8. 18. Tensiuni în cordonul de sudură în zăbrelele semiarcelor, din calculul static neliniar cu încărcări actuale

CARACTERISTICI				TENSIUNI IN SUDURĂ DIN CALCULUL NELINIAR		
Element	Sectiunea	Lungime sudura [mm]	Efort	Model I	Model II	Model III
				σ_s [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]
Diagonale fețe laterale semiarce	Ø89x6	302.2	min	88.7	92.2	65.0
			max	132.2	136.7	132.2
	Ø89x8	311.3	min	65.5	65.1	58.0
			max	38.1	38.3	31.8
	Ø83x6	299.3	min	48.0	34.7	31.3
			max	36.1	30.0	26.1
	Ø76x6	246.5	min	58.3	54.0	57.3
			max	45.9	43.9	38.0
	Ø70x6	228.7	min	64.8	66.4	61.2
			max	48.3	47.1	43.7
	Ø83x10	267.0	min	45.8	44.4	40.2
			max	53.4	47.4	40.4
Diagonale superioare	Ø70x6	318.1	min	92.4	73.4	59.4
			max	78.7	116.4	41.7
Montanti superiori	Ø70x6	223.1	min	68.7	67.3	65.6
			max	67.9	67.4	67.9

210 COMPARAREA TENSIUNILOR ȘI DEPLASĂRILOR OBTINUTE DIN CALCULUL STATIC ȘI DINAMIC - 8

Tab. 8. 19. Tensiuni în cordonul de sudură a continuității tălpilor semiarcelor, din calculul static nelinier cu încărcări actuale

CARACTERISTICI				TENSIUNI IN SUDURĂ DIN CALCULUL NELINIAR		
Element	Secțiunea	Lungime sudura [mm]	Efort	Model I	Model II	Model III
				σ_s [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]
Talpi semiarce	Ø146x16	458.7	min	117.0	123.6	125.2
			max	45.5	41.1	32.7
	Ø146x14	458.7	min	102.7	109.5	111.9
			max	60.2	46.9	36.6
	Ø152x18	477.5	min	107.8	104.5	95.3
			max	39.5	29.6	17.5

Tab. 8. 20. Tensiuni în cordonul de sudură în inelele A și B, din calculul static nelinier cu încărcări actuale

CARACTERISTICI				TENSIUNI IN SUDURĂ DIN CALCULUL NELINIAR		
Element	Secțiunea	Lungime sudura [mm]	Efort	Model I	Model II	Model III
				σ_s [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]
Inel A Talpi b-c	Ø121x12	380.1	min	132.2	133.5	123.1
			max	35.5	29.8	18.3
Inel A Diagonale	Ø70x6	238.8	min	71.7	73.0	71.2
			max	79.7	81.0	71.3
Inel B Talpi	Ø127x11	399.0	min	146.2	95.5	93.8
			max	108.4	60.4	59.6
Inel B Diagonale	Ø70x6	240.6	min	71.8	76.2	78.5
			max	54.6	72.2	81.6

Tab. 8. 21. Tensiuni în cordonul de sudură a continuității tălpilor semiarcelor, din calculul dinamic

TENSIUNI ÎN SUDURĂ DIN CALCUL DINAMIC									
CARACTERISTICI				SPECTRAL ELASTIC			TIME HISTORY		
Element	Secțiunea	Lungime sudura [mm]	Efort	Model I	Model II	Model III	Model III		
				σ_s [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	N [kN]	Analiza	σ_s [N/mm ²]
Diagonale fețe laterale semiarce	Ø89x6	302.2	min	142.7	154.0	44.5	-93.7	TH 77	51.7
			max	134.4	145.1	47.6	88.4	TH 77	48.8
	Ø89x8	311.3	min	38.5	38.9	28.2	-78.7	TH 77	31.6
			max	35.6	36.2	22.7	75.6	TH 77	30.3
	Ø83x6	299.3	min	48.7	43.6	21.3	-41.4	TH 77	23.1
			max	46.2	42.1	20.4	37.1	TH 77	20.7
	Ø76x6	246.5	min	138.4	112.7	63.5	-79.7	TH 90	53.9
			max	117.6	112.7	63.8	78.9	TH 90	53.4
	Ø70x6	228.7	min	76.9	103.3	55.3	-60.9	TH 90	44.4
			max	68.6	108.3	59.9	76.2	TH 90	55.5
	Ø83x10	267.0	min	74.6	123.3	41.4	-140.9	TH 90	52.8
			max	76.8	128.8	46.9	155.5	TH 90	58.2
Diagonale superioare	Ø70x6	318.1	min	269.0	279.1	64.0	-26.1	TH 77	13.7
			max	253.3	264.4	52.1	63.1	TH 77	33.1
Montanti superiori	Ø70x6	223.1	min	55.5	46.5	24.4	-119.6	TH 77	89.3
			max	83.3	81.3	56.4	139.0	TH 77	103.8

Tab. 8. 22. Tensiuni în cordonul de sudură în zăbrelele semiarcelor, din calculul dinamic

TENSIUNI ÎN SUDURĂ DIN CALCUL DINAMIC									
CARACTERISTICI			SPECTRAL ELASTIC				TIME HISTORY		
Element	Sectiunea	Lungime sudura [mm]	Efort	Model I	Model II	Model III	Model III		
				σ_s [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	N [kN]	Analiza	σ_s [N/mm ²]
Tălpi semiarce	Ø146x16	458.7	min	90.9	126.6	66.7	-491.7	TH 90	67.0
			max	61.6	98.1	42.7	213.6	TH 90	29.1
	Ø146x14	458.7	min	131.9	144.1	78.9	-467.0	TH 90	72.7
			max	96.7	110.2	44.5	244.9	TH 77	38.1
	Ø152x18	477.5	min	128.5	156.3	95.9	-699.4	TH 90	81.4
			max	88.7	104.3	44.3	237.0	TH 90	27.6

Tab. 8. 23. Tensiuni în cordonul de sudură în inelele A și B, din calculul dinamic

TENSIUNI ÎN SUDURĂ DIN CALCUL DINAMIC									
CARACTERISTICI			SPECTRAL ELASTIC				TIME HISTORY		
Element	Sectiunea	Lungime sudura [mm]	Efort	Model I	Model II	Model III	Model III		
				σ_s [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	N [kN]	Analiza	σ_s [N/mm ²]
Inel A Tălpi b-c	Ø121x12	380.1	min	88.7	81.5	31.6	-164.4	TH 77	36.0
			max	85.5	80.5	31.9	138.9	TH 77	30.5
Inel A Diagonale	Ø70x6	238.8	min	79.4	87.6	38.8	-53.7	TH 77	37.5
			max	81.3	88.9	40.0	58.3	TH 77	40.7
Inel B Tălpi	Ø127x11	399.0	min	201.2	138.2	68.5	-382.5	TH 77	87.2
			max	177.3	123.4	50.6	260.9	TH 77	59.5
Inel B Diagonale	Ø70x6	240.6	min	157.4	169.4	88.4	-121.5	TH 77	84.2
			max	142.1	168.5	89.0	152.1	TH 77	105.3

Din analiza tabelor 8.15. – 8.23. rezultă pentru modelul real de alcătuire (modelul III) următoarele:

Tensiuni maxime pentru analiza static liniară:

- Modelul I: 134,4 N/mm² din combinația P+Za în sudura de continuitate a tălpilor inelului B;
- Modelul II: 131,9 N/mm² din combinația P+Za+U+4F+T în sudura de îmbinare a diagonalor fețelor laterale Ø89x6 cu tăpile semiarcelor;
- Modelul II: 130,5 N/mm² din combinația P+Za+U+4F+T în sudura de îmbinare a diagonalor fețelor laterale Ø89x6 cu tăpile semiarcelor;

Tensiuni maxime pentru analiza static neliniară:

- Modelul I: 146,2 N/mm² din combinația P+Za în sudura de continuitate a tălpilor inelului B;
- Modelul II: 136,7 N/mm² din combinația P+Za+U+4F+T în sudura de îmbinare a diagonalor fețelor laterale Ø89x6 cu tăpile semiarcelor;
- Modelul II: 132,2 N/mm² din combinația P+Za+U+4F+T în sudura de îmbinare a diagonalor fețelor laterale Ø89x6 cu tăpile semiarcelor;

Tensiuni maxime pentru analiza dinamică liniară spectral elastică:

- Modelul I: 269 N/mm² în sudura de îmbinare a diagonalele superioare Ø70x6 de tăpile superioare a semiarcelor; 201,2 N/mm² în sudura de continuitate a tălpilor inelului B, Ø127x11, tensiuni mai mari decât cele

212 COMPARAREA TENSIUNILOR ȘI DEPLASĂRILOR OBȚINUTE DIN CALCULUL STATIC ȘI DINAMIC - 8

de calcul. Pentru celelalte tipuri de elemente avem tensiuni maxime până la $157,4 \text{ N/mm}^2$ în sudura de îmbinare a diagonalelor de tălpile inelului B;

- Modelul II: $279,1 \text{ N/mm}^2$ în sudura de îmbinare a diagonalele superioare $\text{Ø}70 \times 6$ de tălpile superioare a semiarcilor; $169,4 \text{ N/mm}^2$ în sudura de îmbinare a diagonalelor $\text{Ø}70 \times 6$ de tălpile inelului B, tensiuni mai mari decât cele de calcul. Pentru celelalte tipuri de elemente avem tensiuni maxime până la $156,3 \text{ N/mm}^2$ în sudura continuitate a tălpilor semiarcilor cu secțiunea $\text{Ø}152 \times 18$;
- Modelul III: $95,9 \text{ N/mm}^2$ în sudura continuitate a tălpilor semiarcilor cu secțiunea $\text{Ø}152 \times 18$;

Din analiza dinamică neliniară în plastic, time-history, tensiunea maximă care rezultă în cordonul de sudură este de $105,3 \text{ N/mm}^2$ în sudura de îmbinare a diagonalelor $\text{Ø}70 \times 6$ cu tălpile inelului B.

Pentru modelul I de alcătuire avem depășirea rezistenței de calcul în coordonul de sudură din analiza dinamică spectrală în sudura de îmbinare a diagonalelor tălpii superioare $\text{Ø}70 \times 6$ de tălpile superioare a semiarcilor și în sudura de continuitate a tălpilor inelului B, $\text{Ø}127 \times 11$ din calculul seismic spectral elastic, iar tensiunea în sudură a îmbinărilor sudate de elemente și analize pentru acest model, tensiunile sunt mai mici decât tensiunile de calcul.

Pentru modelul II de alcătuire avem depășirea rezistenței de calcul în coordonul de sudură din analiza dinamică spectrală în sudura de îmbinare a diagonalelor tălpii superioare $\text{Ø}70 \times 6$ de tălpile superioare ale semiarcilor și în sudura de îmbinare a diagonalelor $\text{Ø}70 \times 6$ de tălpile inelului B din calculul seismic spectral elastic. Tensiunea în îmbinările sudate ale celorlalte tipuri de elemente și analize pentru acest model, tensiunile sunt mai mici decât cele de calcul.

Observații similare se pot face și din analiza cu încărcările inițiale de proiectare, dar aici calculul seismic s-a realizat prin introducerea unor forțe concentrate în nodurile structurii, pe direcția seismului, ceea ce este tot, o analiză statică.

Fără a intra în detalii pentru tensiunile în sudură cu încărcările inițiale, valorile maxime în analiza static liniară sunt : $99,59 \text{ N/mm}^2$ pentru modelul I, $94,95 \text{ N/mm}^2$ pentru modelul II și $95,48 \text{ N/mm}^2$ pentru modelul III. Tensiunile maxime în sudură pentru analiza static neliniară sunt: $103,21 \text{ N/mm}^2$ pentru modelul I, $95,56 \text{ N/mm}^2$ pentru modelul II și $95,36 \text{ N/mm}^2$ pentru modelul III. Valori sub rezistența de calcul și mai mici decât cele rezultate din analiza structurii după actualele normative.

Tensiunile maxime în coordoanele de sudură pentru modelul III de alcătuire (cel real), sunt mai mici decât rezistența de calcul admisă pentru toate cele 4 tipuri de analize : static liniar, static neliniar, dinamic spectral elastic și dinamic neliniar time-history.

8.5 Concluzii

În urma comparațiilor tensiunilor și verificării tensiunilor coordoanelor de sudură rezultă următoarele concluzii:

- Deși tensiunile obținute pentru cupola reală, din analiza structurii cu încărcările inițiale de proiectare sunt mai mici decât cele de calcul; după aplicarea încărcărilor conform actualelor normative, avem depășiri ale rezistenței de calcul în contravântuirile luminatoarelor și chiar a limitei

de curgere în diagonalele feței superioare a semiarcelor precum și în cazul diagonalele inelului B;

- Pentru modelul complet de alcătuire tensiunile în sudură nu depășesc rezistența de calcul. Depășiri ale rezistenței de calcul, se înregistrează doar din analiza dinamică la îmbinarea diagonalor superioare de tălpile semiarcelor (în modelul I și II), la îmbinrea sudată de continuitate a tălpilor inelului intermediar (în modelul I) și a îmbinării diagonalelor de tălpile inelului intermediar (în modelul II);
- Deplasările după analiza time-history, reflectă pe direcția orizontală accelerația reală a terenului în timpul mișcării seismice, spre deosebire de analiza spectrală elastică, unde se folosește același spectru de accelerații, pe direcțiile orizontale X,Y și deplasările sunt egale pe aceste direcții;
- Deplasările din analiza time history sunt mai mari decât cele din analiza statică liniară/nelinară și spectral elastică și reflectă deplasările reale în timpul mișcării seismice, bazate pe accelerograme înregistrate;
- Deplasările pentru toate cele trei modele de alcătuire geometrică sunt mai mici decât cele admise, atât din analiza statică, cât și din cea dinamică.

9. CONCLUZII FINALE ȘI CONTRIBUȚII PERSONALE

În acest capitol sunt prezentate principalele concluzii care se desprind din această teză de doctorat, contribuțiile personale ale autorului, valorificarea rezultatelor prin lucrări comunicate la manifestări științifice și publicate precum și preocupări viitoare ale autorului.

9.1. Concluzii finale

Capitolul 1, este introductiv, aici s-a prezentat un scurt istoric a cupolelor folosite de-a lungul timpului și materialele utilizate pentru construcția lor. În continuare s-au analizat cupolele metalice și cu datele din literatura de specialitate, se prezintă sistemele spațiale folosite pentru deschideri mari, cupole reticulate simplu strat, dublu strat și cupole cu arce și inele; clasificarea funcție de formă și modurile de îmbinare și clasificarea cupolelor în funcție de modul de împărțire a suprafeței.

În **capitolul 2**, intitulat: „Colapsul cupolei reticulate de la București”, s-a prezentat structura cupolei reticulate simplu care s-a prăbușit în anul 1963; studii privind colapsul cupolei și problemele de stabilitate la care cupolele reticulate au o sensibilitate mare: saltul de echilibru și bifurcarea echilibrului. Concluziile care se desprind din acest capitol sunt următoarele:

- Cupolele reticulate pot să-și piardă stabilitatea, printr-un salt de echilibru dinamic, la încărcări mai mici decât rezistența de calcul;
- Influența imperfecțiunilor geometrice, în ipoteza flambajului prin saltul de echilibru, are un rol important pentru că pot să scadă capacitatea de preluare a eforturilor și să inițieze propagarea colapsului;
- Structura reticulată își pierde echilibrul, la încărcări nesimetrice la valori mai mici decât la cele din încărcări simetrice;
- Necesitatea studierii stabilității cu programe de calcul performante, pentru analiza dinamică neliniară a întregii structuri;
- Îmbinările cu rigiditate mică (articulate), fac ca structura să își piardă stabilitatea la valori mai scăzute decât în cazul unor îmbinări cu rigiditate mare (încastrate);
- Încărcarea aglomerată cu zăpadă, la cupola rediculată de la Romexpo din București, a fost evaluată în faza de proiectare incorect, 200 kg/m^2 în zona luminatoarelor, ajungând la 0 la baza cupolei; încărcare care a fost mult depășită în momentul producerii colapsului și conform rezultatelor experimentale pe model în tunelul de vânt;
- Panta torului exterior, înclinată spre interior, a favorizat acumarea de zăpadă aglomerată la baza cupolei;
- Funcționarea instalației de topire a zăpezii în mod intermitent a dus la ineficiență și formarea gheții;
- Rigiditate scăzută a nodurilor (îmbinare cu bride metalice), a condus la un punct de pierdere a stabilității redus.

- Având în vedere că la 26 august 1964 trebuia să se organizeze expoziția economiei naționale, cu ocazia împlinirii a 20 de ani, de la 23 august 1944, au fost trasate sarcini pentru îndeplinirea acestui obiectiv. Refacerea cupolei a revenit catedrei de construcții metalice din cadrul Facultății de construcții din Timișoara, sub conducerea regretatului academician Dan Mateescu.

Capitolul 3, este intitulat: „Calculul neliniar al structurilor și metode numerice utilizate”. În acest capitol sunt prezentate modelarea matematică a calculului liniar și neliniar al structurilor. Calculul detaliat se bazează pe ecuația fundamentală a metodei elementului finit în calculul static și neliniar. Compartarea neliniară a cupolelor metalice se poate studia scriind ecuațiile de echilibru static pe structura deformată. Ecuațiile de echilibru static sunt neliniare iar rezolvarea lor se va efectua folosind metode numerice iterative și incrementale care să asigure exactitatea dorită. Concluziile desprinse în urma studierii literaturii de specialitate sunt următoarele:

- Comportarea neliniară a structurilor se poate studia prin scrierea ecuațiilor de echilibru static pe structura deformată;
- Deplasările elementelor structurale, ale structurii și deformațiile specifice sunt finite și trebuie exprimate prin ecuații diferențiale neliniare;
- Ecuația constitutivă este neliniară;
- Ecuația de echilibru static este neliniară în cazul structurilor cu deschideri mari și poate fi rezolvată utilizând metoda elementului finit;
- La rezolvarea ecuației neliniare de echilibru static, se vor alege metode iterative care să asigure convergența și exactitatea rezultatelor;
- Criteriul de convergență ales, trebuie să verifice simultan convergența deplasărilor și încărcărilor;
- Pentru determinarea răspunsului neliniar al structurii este necesară trasarea curbei forță-deplasare;
- În domeniul precritic și domeniul postcritic, în literatura de specialitate sunt definite metode numerice diferite;
- Stabilirea soluției sistemelor neliniare cu metoda elementelor finite se realizează prin tehnica de control, metoda numerică folosită și criteriul de oprire;
- Calculul neliniar se bazează pe metode iterative, incrementale sau combinate pentru obținerea echilibrului;
- Gradul de exactitate depinde de metoda numerică aleasă, mărimea pașilor și toleranța convergenței alese;
- Metoda Newton-Raphson cu strategie iterativă a parametrului de încărcare, poate fi aplicată doar până la punctul limită;
- Strategia iterativă cu deplasările controlate a lui Powell și Simons [50] este o metodă stabilă dar nu poate fi aplicată dincolo de punctul unde deplasarea de control, devine staționară;
- Iterarea cu arce de lungimi constante, iterarea cu parametrul de control minimul normei deplasării neechilibrate și iterarea cu răspunsul ponderat constant arată performanțe identice și sunt cele mai indicate tehnici. Niciuna dintre aceste metode nu pare să necesite eliminarea iterațiilor pentru echilibrul în vecinătatea punctelor limită de încărcare sau deplasare;
- Expresia $\Delta \lambda_i^1$ în metoda iterativă cu răspuns ponderat constant, are rezultate aproape identice cu metoda mult mai complexe de rezolvare a ecuației parametrice, cu excepția zonelor cu curbura mare ale curbei de

încărcare-deplasare, unde metoda ultimă are o probabilitate mai mare de a converge spre soluția corectă;

- Metodele de incrementare bazate pe raportul (J_d/J_{i-1}) sunt mai eficiente decât alte scheme bazate pe parametrul curent al rigidității sau pe aproximarea parabolică a răspunsului încărcare-deplasare. Acestea dau performanțe superioare în sensul menținerii unui număr de iterații necesare pentru convergență aproximativ constant;
- Este recomandată strategia de monitorizare a semnelor determinantului matricei rigidității tangente, pentru a stabili când incrementul inițial al încărcării ar trebui să își schimbe semnul.

În **capitolul 4**, intitulat „Structura cupolei metalice cu arce și inele de la Romexpo din București”, s-a prezentat alcătuirea structurii cupolei metalice cu arce și inele, de la Romexpo din București: caracteristicile geometrice, secțiunile arcelor, inelelor, panelor și a contravântuirilor. În continuare s-a prezentat încărcările și combinațiile care au stat la baza proiectării cupolei și încărcările și combinațiile după actualele normative. Modelarea cupolei pentru analiza răspunsului cupolei se analizează în trei modele de alcătuire constructivă: modelul I cupola alcătuită din 32 de semiarce curbe cu zăbrele, inelul central cu secțiunea chesonată, inelul intermediar curb cu zăbrele și inelul de la reazăm curb cu zăbrele; modelul II, identic cu primul model la care se adaugă conlucrarea panelor de acoperiș; modelul III identic cu modelul II la care se adaugă conlucrarea contravântuirilor.

Capitolul 5, este intitulat „Analiza numerică a comportării neliniare a cupolei metalice cu arce și inele de la Romexpo din București”. Aici s-a prezentat analiza statică liniară și neliniară pentru cele trei modele de alcătuire din încărcările inițiale de proiectare și după actualele normative. După efectuarea calculului s-au comparat eforturile și deplasările din calculul neliniar cu cele obținute din analiza liniară. Rezultatele arată influența calculului neliniar, exprimat procentual pe tipuri de elemente; efectul conlucrării cu paneele și contravântuirile. În continuare s-au determinat eforturile și deplasările din calculul seismic folosind spectrul de accelerații în domeniu elastic ($q=1$) și compararea acestora cu cele obținute din calculul static. Concluziile rezultate în urma analizei numerice sunt următoarele:

- Eforturile și deplasările se determină corect folosind o analiză neliniară, prin rescrierea ecuațiilor pe forma deformată a structurii;
- Conlucrarea cu paneele are efect pozitiv asupra structurii, prin reducerea eforturilor din diagonalele feței superioare și în tălpile grinzii inelare intermediare precum și diminuarea deplasărilor;
- Conlucrarea cu paneele și contravântuirile are efect pozitiv asupra structurii, prin reducerea eforturilor din diagonalele feței superioare și în tălpile inelului de la reazeme, precum și diminuarea deplasărilor;
- Conlucrarea cu paneele și contravântuirile reduce considerabil deformarea structurii;
- În calculul static neliniar rezultă eforturi în general mai mari decât cele din analiza statică liniară, dar și cazuri unde eforturile scad. Efectul neliniarității, se situează între -27,60% .. +41,50%;
- Pentru inelul central efectul neliniarității are efect de scădere a eforturilor în modelul I (-7,52%) și II (-2,28%) de calcul și o creștere nesemnificativă în modelul III (+0,07%);
- Eforturile obținute din calculul seismic spectral elastic diferă semnificativ de cele obținute din analiza statică liniară, unde avem creșteri foarte mari în unele elemente, precum și descreșteri foarte mari în alte

elemente, acestea fiind între -93,53%..+253,26% față de cele static liniare;

- Deplasările din analiza spectral elastică, sunt mult mai mari decât cele din analiza statică, ajungând să fie cu până 480,90% mai mari pentru modelul I și cu până 285,99% pentru modelul II. În cazul modelului III cu conlucrarea panelor și contravântuirilor, aceste creșteri scad la limite mai rezonabile ajungând să la valori mai mici decât cele obținute din analiza statică în unele cazuri, acestea fiind între -37,53%..+112,81%;
- Redistribuția eforturilor obținute în urma analizei cu încărcările după actualele normative, compartiv cu încărcările inițiale de proiectare;
- Deplasările obținute din calculul static neliniar sunt în general mai mari decât cel obținute din calculul static liniar, acestea crescând cu până la 56,36%, dar sunt și situații unde deplasările scad, dar nesemnificativ: -0,98%;
- Eforturile cupolei încărcate după normaivele actuale sunt mai mari decât cele obținute din încărcările inițiale de proiectare.

Capitolul 6, este intitulat „Analiza stabilității echilibrului pentru cupola cu arce și inele de la Romexpo din București” și tratează problema stabilității începând de la ecuația de echilibru fundamentală, ecuația de echilibru în metoda elementului finit și o metodă numerică, pentru rezolvarea ecuației de echilbru. Pentru cupola de la Romexpo din București din cele trei modele de alcătuire constructivă, s-a determinat cu ajutorul programului de calcul SAP2000 v11, modurile de pierdere a stabilității și factori critici de flambaj. Concluziile în urma analizei de stabilităitate pentru cupola analizată sunt următoarele:

- Conlucrarea cu paneele are efect pozitiv asupra structurii, făcând ca structura să își piardă stabilitatea sub incarcari mai mari;
- Conlucrarea cu paneele si contravântuiri, are efect pozitiv asupra semiarcelor, dar in unele cazuri si flambajul nodului dintre pane si contravantuiri, la valori mai mici decât fără contrantravântuiri;
- Factorii de flambaj sunt mai mici pentru încărcările după actuale norme, decât cei pentru după încărcările de proiectare inițiale;
- Structura nu își pierde stabilitatea în ipoteza încărcărilor normate și a combinațiilor acestor, pentru nici unul din cele trei modele de calcul, atât pentru încărcările inițiale de proiectare cât și pentru cele după actualele normative;
- Încărcările la care structura își pierde stabilitate, pentru modelul complet (modelul III) sunt cu 153% mai mari, pentru încărcările inițiale de proiectare și 99,6% mai mari pentru încărcările după actualele normative;
- Importanța calculării factorilor de flambaj pentru cupole metalice, pentru a putea determina dacă structura își pierde stabilitatea sub încărcările de proiectare și astfel avem posibilitatea să redimensionăm elementele structurale pentru evitarea flambajului;
- Ipoteza critică de încărcare este cea aglomerată cu zăpadă pe 1/8 din suprafața cupolei.

Capitolul 7, este intitulat „Analiza dinamică neliniară a cupolelor cu arce și inele” și tratează problema calcului dinamic a cupolelor metalice. Studiul începe de la ecuația de mișcare, parametrii inițiali și metode numerice pentru rezolvarea ecuației de mișcare. În continuare, s-a efectuat analiza dinamică neliniară în domeniu plastic pentru cupola de la Romexpo din București pentru modelul complet de alcătuire, folosind trei seturi de accelerograme înregistrate, cu trei componente,

scalate la $a_g=0,24g$. Astfel s-a determinat apariția articulațiilor plastice în structură, gradul de plasticizare a elementelor, eforturile și deplasările rezultate în urma mișcării seismice. Tot în acest capitol s-a efectuat analiza dinamică time-history pentru cupola de la Romexpo cu accelerogramele înregistrate la seismul din 1977 în București necorectate pentru determinarea efectul acestui seism asupra structurii. Concluziile desprinse în urma analizei dinamice, sunt următoarele:

- Ecuația de echilibru dinamic, funcție de timp, este dată în funcție de accelerații, viteză și deplasări și are ca parametri inițiali matricea maselor, matricea rigidității și matricea amortizării;
- Pentru rezolvarea ecuației de echilibru dinamic, se poate rezolva prin trei metode: soluția clasică, integrala Duhamel sau metode numerice;
- Analiza dinamică Time History implică evaluarea în timp, pas cu pas a răspunsului structurii, folosind ca date de intrare, înregistrări seismice discretizate ca bază de mișcare. Modelul matematic ia în considerare distribuția spațială a disipării energiei, atât distribuția plană cât și cea verticală;
- Deplasările din timpul mișcării seismice, sunt determinate direct prin analiza dinamică folosind accelerograme a mișcării terenului dată în funcție de timp;
- În analiza dinamică Time History, ecuațiile de echilibru a întregii structuri sunt rezolvate la fiecare pas de timp;
- Pentru o analiză dinamică time-history corectă, folosind accelerograme înregistrate, sunt necesare trei seturi de accelerograme;
- Pentru un model de alcătuire spațial, sunt necesare accelerograme cu 3 componente: 2 orizontale și una verticală;
- Articulațiile plastice, în conformitate cu FEMA 356, sunt definite pe nivele de performanță, începând de la atingerea limitei de curgere, până la colapsul elementului și limitarea deformațiilor acestuia;
- La cupola cu arce și inele de la Romexpo din București, în urma analizei numerice cu accelerograme înregistrate scalate la $a_g=0,24g$, s-au format articulații plastice, care au ajuns în colaps și la pragul de limitare a deformațiilor au ieșit din lucru la diagonalele inelului intermediar;
- Diagonalele feței superioare a semiarcelor, în dreptul inelului intermediar, pot ajunge deformate plastic, în stadiu de ocupare imediată, flambajul acestora fiind limitat la elementele adiacente;
- Contravântuirile în zona luminatoarelor, în analiza dinamică depășesc rezistența de calcul și sunt aproape de limita de curgere;
- Deplasările structurii în timpul mișcării seismice sunt în limitele deplasărilor admise;
- După terminarea mișcării seismice, structura își găsește echilibrul, pe o poziție deformată apropiată de cea poziția inițială;
- Pentru evitarea formării articulațiilor plastice, în timpul unui seism cu $a_g=0,24$, structura poate fi consolidată.

Capitolul 8, este intitulat „Compararea tensiunilor și deplasărilor obținute din calculul static și dinamic”, aici s-au calculat, tensiunile pentru eforturile din analiza statică liniar / neliniară, seismic spectrală și dinamică time-history, precum și deplasările acestora. Aceste tensiuni au fost comparate cu tensiunile maxime admise și evidențiat din elementele care depășesc această limită și din ce tip de analiză. Pentru verificarea îmbinărilor sudate s-a calculat lungimea coordonului de sudură, după lungimea de contact a doi cilindri intersecțai la un unghi α și s-au

verificat tensiunile îmbinărilor sudate. Concluziile acestor comparații a tensiunilor sunt următoarele:

- Deși tensiunile obținute pentru cupola reală, din analiza structurii cu încărcările inițiale de proiectare sunt mai mici decât cele de calcul; după aplicarea încărcărilor conform actualelor normative, avem depășiri ale rezistenței de calcul în contravântuirile luminatoarelor și chiar a limitei de curgere în diagonalele feței superioare a semiarcelor precum și în cazul diagonalele inelului B;
- Pentru modelul complet de alcătuire tensiunile în sudură nu depășesc rezistența de calcul. Depășiri ale rezistenței de calcul, se înregistrează doar din analiza dinamică la îmbinarea diagonalor superioare de tălpile semiarcelor (în modelul I și II), la îmbinarea sudată de continuitate a tălpilor inelului intermediar (în modelul I) și a îmbinării diagonalelor de tălpile inelului intermediar (în modelul II);
- Deplasările după analiza time-history, reflectă pe direcția orizontală accelerația reală a terenului în timpul mișcării seismice, spre deosebire de analiza spectrală elastică, unde se folosește același spectru de accelerații, pe direcțiile orizontale X,Y și deplasările sunt egale pe aceste direcții;
- Deplasările din analiza time history sunt mai mari decât cele din analiza statică liniară/nelinară și spectral elastică și reflectă deplasările reale în timpul mișcării seismice, bazate pe accelerograme înregistrate;
- Deplasările pentru toate cele trei modele de alcătuire geometrică sunt mai mici decât cele admise, atât din analiza statică, cât și din cea dinamică.

Capitolul 9, este capitolul actual, în care s-a prezentat un rezumat a tezei, principalele concluzii, contribuțiile personale, valorificarea rezultatelor și preocupările viitoare.

În continuare este **anexa I** a tezei de doctorat, unde sunt prezentate tabele cu rezultate în urma calcului structurii cu eforturi, deplasări și tensiuni, care au fost introduse în anexe, pentru a nu aglomera teza cu prea multe date.

9.2. Contribuții personale

Contribuții personale:

- Studierea literaturii de specialitate, analiza acesteia și prezentarea concluziilor practice în mod clar;
- Analiza cauzelor care au condus la prăbușirea vechii structuri reticulate simplu strat de la Romexpo din Bucuști;
- Formularea matematică a calculului neliniar pentru cupolele metalice alcătuite din bare;
- Studierea și prezentarea în detaliu a încărcărilor din normativele în vigoare, referitoare la cupolele metalice cu arce și inele și a combinațiilor acestora;
- Modelarea structurii cupolei metalice cu arce și inele de la Romexpo din București;
- Stabilirea modelului de calcul pentru structura cupolei cu arce și inele în vederea analizei liniare și neliniare din încărcări statice și dinamice;
- Calculul liniar și geometric neliniar în stadiul elastic din încărcările și combinațiile considerate la proiectarea structurii și din încărcările actualizate conform normativelor în vigoare pentru trei modele de alcătuire (modelul I – arce și

inele, modelul II - modelul I și conlucrarea panelor, modelul III – modelul II și conlucrarea contravânturilor);

- Compararea eforturilor și deplasărilor din calculul liniar cu eforturile și deplasările din calculul neliniar pentru elementele structurale ale cupolei și precizarea creșterilor corespunzătoare din calculul neliniar;

- Analiza comportării liniare cu spectre de accelerații elastice pe cele trei modele de alcătuire;

- Compararea tensiunilor și deplasărilor din calculul liniar considerând și influența calcului dinamic linear / neliniar, pentru elementele structurale ale cupolei și precizarea creșterilor corespunzătoare;

- Verificarea tensiunilor în elementele structurale ale cupolei, din calculul static și dinamic și compararea cu rezistența de calcul și precizarea elementelor elementelor structurale care depășesc această limită și în care analize;

- Verificarea tensiunilor în coordonul de sudură, în îmbinările sudate și compararea cu rezistența în sudură;

- Verificarea structurii cupolei metalice, sub acțiunea mișcării seismice înregistrate în București la cutremurul din 4 martie 1977. Analizarea răspunsului structurii, prezentarea eforturilor, tensiunilor și deplasărilor din timpul mișcării seismice;

- Identificarea modurilor de pierdere a stabilității cupolei, pentru cele trei modele de alcătuire;

- Determinarea factorilor critici de flambaj, pentru cele trei modele de alcătuire, la care cupola ajunge să își piardă stabilitate;

- Stabilirea influenței conlucrării cu paneele, respectiv cu pane și contravântuirile, asupra structurii cupolei;

- Identificarea articulațiilor plastice de pe cupolă, care pot apărea în cazul unui seism, ordinea apariției și gradul de plasticizare al acestora.

- Prin analizele efectuate cu încărcările inițiale de proiectare, se confirmă corectitudinea analizelor efectuate de proiectanții cupolei.

- Deși cupola a fost dimensionată corect standardelor anului 1964, în urma analizelor după cerințele actualelor normative, avem depășiri a rezistenței de calcul în unele elemente. Pentru determinarea unui răspuns în domeniu elastic din calculul static și dinamic a structurii, aceasta are nevoie de unele intervenții.

9.3. Valorificarea rezultatelor

Pe parcursul elaborării tezei de doctorat au fost comunicate la conferințe și publicate următoarele articole:

Lucrări comunicate:

- M.IVAN, A.IVAN, **V. PRECUPAȘ**, "Comportarea neliniară a cupolei sferice cu arce și inele de la sala de expoziție Romexpo din București", Simpozionul "Probleme actuale și de perspectivă în stabilitatea structurilor", din cadrul celei de-a X-a ediții a Zilelor Academice Timișene, 24-25 mai 2007

- M.IVAN, A.IVAN, **V. PRECUPAȘ**, "Tipuri de instabilități ale cupolei sferice cu arce și inele a cupolei pavilionului expozițional Romexpo din București", Simpozionul "Probleme actuale și de perspectivă în stabilitatea structurilor", din cadrul celei de-a X-a ediții a Zilelor Academice Timișene, 24-25 mai 2007

- M.IVAN, A.IVAN, **V. PRECUPAȘ**, "Analiza stabilității structurii metalice a cupolei pavilionului Romexpo din București", Simpoziomul "Comportarea Structurilor Metalice La Acțiuni Extreme", din cadrul celei de-a XI-a ediții a Zilelor Academice Timișene, 29 mai 2009

- A. IVAN, M. IVAN, **V. PRECUPAȘ**, "Tipuri de instabilități ale cupolei sferice, cu arce și inele, de la sala expoziției, Romexpo din București", Conferința Internațională de Construcții Civile și Arhitectură (EPKO 2012), ed. A XVI-a, Miercurea Ciuc, 7-10 iunie 2012,

- **V. PRECUPAȘ**, A. IVAN, M. IVAN, "Dynamic Analysis of the dome with arches and rings from Romexpo Bucharest", Conferința WASET "ICMHCL 2012: International Conference on Material Handling, Constructions and Logistics", pag 1029-1034, pISSN 2010-376X, eISSN 2010-3778, Issue 69 september 2012, Berlin, Germania

- M. IVAN, A. IVAN, **V. PRECUPAȘ**, "The nonlinear analysis of a dome with arches and rings", PhIDAC 2012: IV INTERNATIONAL SYMPOSIUM for students of doctoral studies in the field of civil engineering, architecture and environmental protection, ISBN 978-86-88601-05-4, pag. 305-318, 27-28 septembrie 2012, Nis, Serbia

Lucrări publicate:

- A. IVAN, M. IVAN, **V. PRECUPAȘ**, "The stability analysis of a spherical dome with arches and rings", revista Metalurgia International nr. 12/2012, pag. 65-72, ISSN 1582-2214, București

- **V. PRECUPAȘ**, A. IVAN, M. IVAN, "Dynamic Analysis of the dome with arches and rings from Romexpo Bucharest", Conferința WASET "ICMHCL 2012: International Conference on Material Handling, Constructions and Logistics", pag 1029-1034, pISSN 2010-376X, eISSN 2010-3778, Issue 69 september 2012, Berlin, Germania

- M. IVAN, A. IVAN, **V. PRECUPAȘ**, "The nonlinear analysis of a dome with arches and rings", PhIDAC 2012: IV INTERNATIONAL SYMPOSIUM for students of doctoral studies in the field of civil engineering, architecture and environmental protection, ISBN 978-86-88601-05-4, pag. 305-318, 27-28 septembrie 2012, Nis, Serbia

9.4. Preocupări viitoare

Preocupări viitoare:

- Studiarea efectului semirigidității nodurilor;
- Determinarea efectului imperfecțiunilor geometrice și de material asupra rezistenței și stabilității cupolei;
- Studiarea efectului consolidării unor elemente structurale, pentru obținerea unui răspuns seismic în domeniu elastic și evitarea formării articulațiilor plastice.

ANEXA I

1. Calculul static liniar al structurii

Eforturile rezultate în urma analizei numerice static liniare și combinațiile din care rezultă aceste, sunt prezentate în subparagrafele următoare, separat pentru eforturile obținute din încărcările inițiale și încărcările actuale de calcul.

Eforturi din calculul static liniar din încărcările inițiale

Din analiza structurii pe forma nedeformată, încărcată cu acțiunea încărcărilor inițiale de proiectare și a combinațiilor acestora, au rezultate următoarele eforturi în structură, date pe tipuri de elemente, în tabelele A.1...A.7

Tab A. 1. Eforturi în zăbrelele semiarcelor din încărcările inițiale – calcul static liniar

CALCULUL LINIAR, ZĂBRELE SEMIARCE, ÎNCĂRCĂRI INIȚIALE							
Secțiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia
Ø89x6	min	-93.7	P+Vps+T+Za	-95.0	P+Vs+T+Za	-73.5	P+Vps+T+Za
	max	168.0	P+Vps+T+Za	167.6	P+Vps+T+Za	164.0	P+Vps+T+Za
Ø89x8	min	-119.2	P+Vps+T+Za	-105.2	P+Vps+T+Za	-95.7	P+Vps+T+Za
	max	71.0	P+Vps+T+Za	62.0	P+Vps+T+Za	92.3	P+Vps+T+Za
Ø83x6	min	-44.4	P+Vps+T+Za	-40.3	P+Vps+T+Za	-36.7	P+Vps+T+Za
	max	41.9	P+Z100/2+4F+Vs+T	31.4	P+Vs+T+Za	25.7	P+Vps+T+Za
Ø76x6	min	-69.1	P+Vps+T+Za	-57.0	P+Z100/2+4F+Vps+T	-60.5	P+Vps+T+Za
	max	47.6	P+Vps+T+Za	39.5	P+Z100/2+4F+Vps+T	38.4	P+Vps+T+Za
Ø70x6	min	-66.7	P+Vps+T+Za	-62.4	P+Vps+T+Za	-57.0	P+Vps+T+Za
diagonale	max	49.6	P+Vs+T+Za	45.1	P+Vps+T+Za	40.1	P+Vps+T+Za
Ø83x10	min	-92.4	P+Vps+T+Za	-86.2	P+Z100/2+4F+Vps+T	-78.1	P+Z100/2+4F+Vps+T
	max	98.6	P+Vs+T+Za	60.3	P+Z100/2+4F+Vs+T	50.8	P+Z100/2+4F+Vps+T
Ø70x6	min	-136.9	P+Vps+T+Z200-100	-123.0	P+Vs+T+Za	-79.7	P+Vps+T+Za
diag. sup	max	86.1	P+Z100/2+4F+Vs+T	101.8	P+Vs+T+Za	39.0	P+Vs+T+Za
Ø70x6	min	-70.8	P+Vps+T+Z200-100	-55.6	P+Vps+T+Za	-57.4	P+Vps+T+Za
montanti	max	63.8	P+Vps+T+Za	60.2	P+Vps+T+Za	60.7	P+Vps+T+Za

Tab A. 2. Eforturi în tălpile semiarcelor din încărcările inițiale – calcul static liniar

CALCULUL LINIAR - TĂLPI SEMIARCE, ÎNCĂRCĂRI INIȚIALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia
Ø146x16	min	-730.9	P+Vps+T+Za	-696.8	P+Vps+T+Za	-700.7	P+Vps+T+Za
	max	167.6	P+Vs+T+Za	120.3	P+Vs+T+Za	36.4	P+Vs+T+Za
Ø146x14	min	-566.7	P+Vps+T+Za	-566.3	P+Vps+T+Za	-565.4	P+Vps+T+Za
	max	251.4	P+Vps+T+Za	181.9	P+Vs+T+Za	94.1	P+Vs+T+Za
Ø152x18	min	-605.4	P+Vps+T+Za	-568.4	P+Vps+T+Za	-520.2	P+Vps+T+Za
	max	226.6	P+Vps+T+Za	197.8	P+Vs+T+Za	59.0	P+Vs+T+Za

Tab A. 3. Eforturi în inelele A și B din încărcările inițiale – calcul static liniar

CALCULUL LINIAR, INELELE A ȘI B, ÎNCĂRCĂRI INIȚIALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia
Ø121x12	min	-443.2	P+Vps+T+Za	-426.2	P+Vps+T+Za	-394.0	P+Vps+T+Za
	max	1.3	P+Z100	3.5	P+Z100	3.2	P+Z100
Ø70x6	min	-72.5	P+Vps+T+Za	-71.3	P+Vs+T+Za	-70.2	P+Vps+T+Za
	max	79.0	P+Z100/2+4F+Vps+T	83.8	P+Vs+T+Za	74.4	P+Vs+T+Za
Ø127x11	min	-272.3	P+Vps+T+Z200-100	-187.5	P+Vps+T+Za	-196.5	P+Vps+T+Za
	max	430.1	P+Z100/2+4F+Vs+T	218.8	P+Vs+T+Za	221.9	P+Vs+T+Za
Ø70x6	min	-68.5	P+Vps+T+Z200-100	-66.7	P+Vps+T+Za	-70.7	P+Vs+T+Za
	max	61.3	P+Vps+T+Z200-100	62.5	P+Vs+T+Za	71.8	P+Vs+T+Za

Tab A. 4. Eforturi în contravânturi din încărcările inițiale – calcul static liniar

CALCULUL LINIAR - CONTRAVÂNTURI, ÎNCĂRCĂRI INIȚIALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia
Ø60x6 luminator	max					125.3	P+Vs+T+Za
Ø60x6 curente	max					106.9	P+Vs+T+Za

Tab A. 5. Eforturi în pane din încărcările inițiale – calcul static liniar

CALCULUL LINIAR - PANE, ÎNCĂRCĂRI INIȚIALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia
Ø127x12	min			-86.2	P+Vps+T+Za	-103.8	P+Vps+T+Za
	max			221.7	P+Vs+T+Za	240.1	P+Vs+T+Za
Ø127x10	min			-43.0	P+Z100	-51.5	P+Vps+T+Z200-100
	max			184.3	P+Vs+T+Za	197.5	P+Vs+T+Za
Ø127x9	min			-42.6	P+Z100	-63.5	P+Z100
	max			165.7	P+Z100/2+4F+Vs+T	175.7	P+Z100/2+4F+Vs+T
Ø108x11	min			-46.4	P+Z100	-50.5	P+Z100
	max			166.2	P+Z100/2+4F+Vs+T	176.4	P+Z100/2+4F+Vs+T
Ø108x10	min			-45.3	P+Z100	-48.4	P+Z100
	max			154.3	P+Z100/2+4F+Vs+T	163.2	P+Z100/2+4F+Vs+T
Ø108x8	min			-38.9	P+Z100	-41.0	P+Z100
	max			129.2	P+Z100/2+4F+Vs+T	138.6	P+Z100/2+4F+Vs+T
Ø89x10	min			-51.9	P+Z100	-51.7	P+Z100
	max			165.0	P+Vs+T+Za	187.1	P+Vs+T+Za
Ø89x6	min			-34.8	P+Z100	-35.7	P+Z100
	max			124.9	P+Vs+T+Za	116.6	P+Z100/2+4F+Vs+T
Ø86x6	min			-28.0	P+Z100	-28.5	P+Z100
	max			104.5	P+Vs+T+Za	98.4	P+Vs+T+Za
Ø70x7	min			-26.1	P+Z100	-26.4	P+Z100
	max			98.0	P+Vs+T+Za	92.9	P+Vs+T+Za
Ø70x6	min			-34.4	P+Z100	-34.3	P+Z100
	max			88.2	P+Vs+T+Za	86.2	P+Vs+T+Za

Tab A. 6. Eforturi în talpa A a inelului A din încărcările inițiale – calcul static liniar

Analiză		EFORTURI TALPA A DIN CALCUL STATIC LINIAR - ÎNCĂRCĂRI INIȚIALE						
		N [kN]		M2 [kNm]		M3 [kNm]		Combinatia
Analiză static liniară	Model I	N _{max} =	-1834.58	M _{2,af} =	3.58	M _{3,af} =	-0.05	
		N _{af} =	-1650.21	M _{2,max} =	8.01	M _{3,af} =	19.87	P+Vps+T+Z200-100+U
		N _{af} =	-1658.27	M _{2,af} =	-0.43	M _{3,max} =	45.07	P+Vps+T+Za+U
	Model II	N _{max} =	-1832.52	M _{2,af} =	0.00	M _{3,af} =	0.00	P+Vs+T+Za+U
		N _{af} =	-1654.94	M _{2,max} =	8.03	M _{3,af} =	34.50	P+Vps+T+Za+U
		N _{af} =	-1659.50	M _{2,af} =	-0.42	M _{3,max} =	42.18	P+Vps+T+Za+U
	Model III	N _{max} =	-1822.58	M _{2,af} =	2.89	M _{3,af} =	2.86	P+Vs+T+Za+U
		N _{af} =	-1673.07	M _{2,max} =	7.67	M _{3,af} =	31.47	P+Vps+T+Za+U
		N _{af} =	-1662.49	M _{2,af} =	-0.49	M _{3,max} =	37.31	P+Vps+T+Za+U

Tab A. 7. Eforturi în inelul central din încărcările inițiale – calcul static liniar

Analiză		EFORTURI INEL CENTRAL - ÎNCĂRCĂRI INITIALE						
		N [kN]		M2 [kNm]		M3 [kNm]		Combinatia
Analiză static liniară	Model I	N _{max} =	-6259.89	M _{2,af} =	735.90	M _{3,af} =	57.25	P+Z100+T+U+S
		N _{af} =	-3044.41	M _{2,max} =	1303.27	M _{3,af} =	136.25	P+Vs+T+Za+U
		N _{af} =	-1886.86	M _{2,af} =	137.50	M _{3,max} =	914.56	P+Vps+T+Za+u
	Model II	N _{max} =	-6353.12	M _{2,af} =	660.27	M _{3,af} =	-13.94	P+Z200+T+U
		N _{af} =	-1686.08	M _{2,max} =	-1012.44	M _{3,af} =	321.41	P+Vs+T+Za+U
		N _{af} =	-2107.78	M _{2,af} =	-412.86	M _{3,max} =	-581.19	P+Vps+T+Za
	Model III	N _{max} =	-6352.60	M _{2,af} =	660.54	M _{3,af} =	-13.79	P+Z200+T+U
		N _{af} =	-1630.45	M _{2,max} =	-901.33	M _{3,af} =	275.39	P+Z100/2+4F+Vs+T+U
		N _{af} =	-2081.92	M _{2,af} =	-410.80	M _{3,max} =	-457.84	P+Z100/2+4F+Vs+T+U

Eforturi din calculul static liniar cu încărcările actuale

Din analiza structurii pe forma nedeformată, încărcată cu acțiunea încărcărilor de proiectare după actualele normative și a combinațiilor acestora, au rezultate următoarele eforturi în structură, date pe tipuri de elemente, în Tab.A.8 .. Tab.A.14:

Tab A. 8. Eforturi în tălpile semiarcelor din încărcările actuale – calcul static liniar

CALCULUL LINIAR - TĂLPI SEMIARCE, ÎNCĂRCĂRI ACTUALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia
Ø146x16	min	-891.6	P+Za+T	-962.1	P+Za+T	-914.6	P+Za+T
	max	311.6	P+V1+U+4F+Za	259.8	P+Za+U+4F+V1	215.0	P+Za+U+4F+V1
Ø146x14	min	-684.6	P+Za+T	-750.6	P+Za+4F+T	-738.2	P+Za+4F+T
	max	372.6	P+Za+V1	295.7	P+Za+V1+T	209.3	P+Za+U+4F+V1
Ø152x18	min	-888.7	P+Za+U+4F	-882.5	P+Za+U+4F	-804.0	P+Za+U+4F
	max	356.7	P+Za+V1+T	261.0	P+Za+V2+T	163.1	P+Za+V2+T

Tab A. 9. Eforturi în zăbrele semiarce din încărcările actuale – calcul static liniar

CALCULUL LINIAR, ZĂBRELE SEMIARCE, ÎNCĂRCĂRI ACTUALE							
Secțiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia
Ø89x6	min	-148.2	P+Za+U+4F+V1+T	-145.2	P+Za+U+4F+T	-114.1	P+Za+T
	max	235.6	P+Za+U+4F+T	239.1	P+Za+U+4F+T	236.7	P+Za+U+4F+T
Ø89x8	min	-160.5	P+Za+T	-159.0	P+Za+T	-142.9	P+Za+T
	max	93.6	P+Za+V1+T	92.8	P+Za+T	79.4	P+Za+T
Ø83x6	min	-80.5	P+Za	-60.6	P+Za+4F+T	-59.8	P+Za+4F+T
	max	59.9	P+Za	49.1	P+Za+T	46.9	P+Za+T
Ø76x6	min	-90.8	P+Za+T	-86.2	P+Za+T	-73.7	P+Za+T
	max	64.9	P+Za+T	60.9	P+Za+U+4F	53.0	P+Za+U+4F+V2
Ø70x6	min	-89.2	P+Za+T	-94.0	P+Za+T	-82.9	P+Za+T
diagonale	max	65.9	P+Za+T	67.6	P+Za+T	58.4	P+Za+T
Ø83x10	min	-122.3	P+4F+Za	-129.4	P+Za+4F+T	-110.4	P+Za+4F+T
	max	138.8	P+Za+U+4F+V1	121.9	P+Za+U+4F+V2	105.1	P+Za+U+4F+V2
Ø70x6	min	-160.2	P+Za+V1+T	-193.5	P+Za+4F+T	-130.6	P+Za+T
diag. sup	max	136.8	P+Za+U+4F+V1	156.9	P+Za+U+4F	71.5	P+Za+4F+V1
Ø70x6	min	-87.7	P+T+Za	-83.2	P+T+Za	-87.5	P+T+Za
montanti	max	89.3	P+Za+U+4F+T	88.3	P+Za+U+4F+T	88.8	P+Za+U+4F+T

Tab A. 10. Eforturi în inelele A și B din încărcările actuale – calcul static liniar

CALCULUL LINIAR, INELELE A ȘI B, ÎNCĂRCĂRI ACTUALE							
Secțiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia
Ø121x12	min	-598.7	P+T+V1+Za	-596.8	P+T+Za	-560.4	P+T+Za
	max	152.0	P+Za+U+4F+V2	124.7	P+Za+U+4F+V2	79.9	P+Za+U+4F+V2
Ø70x6	min	-97.5	P+T+V1+Za	-97.8	P+T+Za	-97.2	P+T+Za
	max	109.4	P+T+V1+Za	107.4	P+T+Za	98.5	P+T+V1+Za
Ø127x11	min	-589.7	P+Za	-385.1	P+Za	-391.5	P+Za
	max	451.8	P+Za+U+4F+V1+T	239.0	P+Za+U+4F+V2+T	261.9	P+T+U+4F+V2+Za
Ø70x6	min	-93.5	P+Za+T	-107.0	P+Za+T	-101.8	P+Za+U+4F+T
	max	72.5	P+Za+V1+T	95.2	P+Za+4F+T	106.0	P+Za+U+4F+T

Tab A. 11. Eforturi în pane din încărcările actuale – calcul static liniar

CALCULUL LINIAR - PANE, ÎNCĂRCĂRI ACTUALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia
Ø127x12	min			-280.5	P+Za	-301.8	P+Za
	max			226.1	P+Za+U+4F+V2+T	254.5	P+Za+U+4F+V2+T
Ø127x10	min			-187.4	P+Za	-211.7	P+Za
	max			191.6	P+T+U+4F+V2+Zu	217.6	P+T+U+4F+V2+Za
Ø127x9	min			-136.9	P+Za	-158.4	P+Za
	max			177.2	P+T+U+4F+V2+Zu	197.5	P+T+U+4F+V2+Za
Ø108x11	min			-118.5	P+Zu	-130.6	P+Za
	max			184.2	P+T+U+4F+V2+Zu	202.8	P+T+U+4F+V2+Za
Ø108x10	min			-112.2	P+Zu	-113.3	P+Zu
	max			183.1	P+T+U+4F+V2	194.3	P+T+U+4F+V1+Za
Ø108x8	min			-92.7	P+Zu	-93.6	P+Zu
	max			167.3	P+T+U+4F+V1	173.0	P+T+U+4F+V1+Za
Ø89x10	min			-91.3	P+Zu	-76.9	P+Za+U+4F
	max			256.6	P+T+V2+Za	275.9	P+T+V1+Za
Ø89x6	min			-73.0	P+Zu	-73.8	P+Zu
	max			166.6	P+T+U+4F+V1	166.8	P+T+U+4F+V2
Ø86x6	min			-54.1	P+Zu	-54.6	P+Zu
	max			141.6	P+T+U+4F+V2+Zu	141.9	P+T+U+4F+V2
Ø70x7	min			-47.7	P+Zu+U+4F	-48.3	P+Zu+U+4F
	max			137.2	P+T+V2+Za	132.2	P+T+V1
Ø70x6	min			-55.5	P+Zu+U+4F	-55.6	P+Zu+U+4F
	max			133.5	P+T+V2+Za	130.2	P+T+V2+Za

Tab A. 12. Eforturi în contravântuiri din încărcările actuale – calcul static liniar

CALCULUL LINIAR - CONTRAVÂNTUIRI, ÎNCĂRCĂRI ACTUALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia
Ø60x6 luminator	max					173.3	P+Za+U+4F+T
Ø60x6 curente	max					142.9	P+Za+U+4F+V1+T

Tab A. 13. Eforturi în inelul central din încărcările actuale – calcul static liniar

Analiză		EFORTURI INEL CENTRAL - ÎNCĂRCĂRI ACTUALE						
		N [kN]		M2 [kNm]		M3 [kNm]		Combinatia
Analiză static liniară	Model I	$N_{max} =$	-7922.77	$M_{2,af} =$	1165.38	$M_{3,af} =$	43.86	P+T+U+4F+Zu
		$N_{af} =$	-898.74	$M_{2,max} =$	-1744.49	$M_{3,af} =$	394.21	P+Za+U+V1
		$N_{af} =$	-1663.70	$M_{2,af} =$	293.84	$M_{3,max} =$	-1040.08	P+Za+V1+T
	Model II	$N_{max} =$	-8811.31	$M_{2,af} =$	1171.96	$M_{3,af} =$	43.80	P+T+U+4F+Zu
		$N_{af} =$	-798.00	$M_{2,max} =$	-1730.92	$M_{3,af} =$	276.23	P+Za+U+V1
		$N_{af} =$	-2755.94	$M_{2,af} =$	-65.93	$M_{3,max} =$	-929.77	P+Za+4F+V2+T
	Model III	$N_{max} =$	-9079.52	$M_{2,af} =$	1041.19	$M_{3,af} =$	29.10	P+T+U+4F+Zu
		$N_{af} =$	-869.80	$M_{2,max} =$	-1632.43	$M_{3,af} =$	204.91	P+Za+U+V1
		$N_{af} =$	-1696.25	$M_{2,af} =$	415.91	$M_{3,max} =$	-756.76	P+Za+U+4F+V2

Tab A. 14. Eforturi în talpa A a inelului A din încărcările actuale – calcul static liniar

Analiză		EFORTURI TALPA A DIN CALCUL STATIC LINIAR ÎNCĂRCĂRI ACTUALE						
		N [kN]		M2 [kNm]		M3 [kNm]		Combinatia
Analiză static liniară	Model I	$N_{max} =$	-2723.05	$M_{2,af} =$	4.21	$M_{3,af} =$	-0.63	P+T+V1+Za
		$N_{af} =$	-2499.06	$M_{2,max} =$	10.55	$M_{3,af} =$	37.75	P+T+U+4F+Za
		$N_{af} =$	21.38	$M_{2,af} =$	4.98	$M_{3,max} =$	65.84	P+Za
	Model II	$N_{max} =$	-2714.75	$M_{2,af} =$	6.16	$M_{3,af} =$	-0.54	P+T+Za
		$N_{af} =$	-2494.57	$M_{2,max} =$	10.71	$M_{3,af} =$	38.52	P+T+U+4F+Za
		$N_{af} =$	33.65	$M_{2,af} =$	5.16	$M_{3,max} =$	65.29	P+Za
	Model III	$N_{max} =$	-2704.87	$M_{2,af} =$	6.98	$M_{3,af} =$	2.35	P+T+Za
		$N_{af} =$	-2516.83	$M_{2,max} =$	10.22	$M_{3,af} =$	33.36	P+T+U+4F+Za
		$N_{af} =$	23.94	$M_{2,af} =$	5.02	$M_{3,max} =$	59.15	P+Za

Deplasări din calculul static liniar, încărcări inițiale

Săgeata maximă pentru inelul central, deplasările în plan și vertical pentru inelul intermediar și deplasările generale ale întregii structuri, obținute din analiza numerică, static liniară, a cupolei cu încărcările inițiale de proiectare, sunt date în tabelele A.15 .. A.17:

Tab A. 15. Săgeata maximă a inelului central din calcul static liniar, încărcări inițiale

SĂGEATA MAXIMĂ A INELULUI CENTRAL CALCUL STATIC ÎNCĂRCĂRI STATICE ÎNIȚIALE								
MODEL I			MODEL II			MODEL III		
Deplasare [mm]		Combinatia	Deplasare [mm]		Combinatia	Deplasare [mm]		Combinatia
min	-44.74	P+Z100/2+4F+Vs+T	min	-14.95	P+Z100	min	-14.66	P+Z100
max	108.61	P+Vps+T+Z200-100	max	84.41	P+Vs+T+Za	max	66.16	P+Vs+T+Za

Tab A. 16. Deplasările maxime a inelului intermediar din calcul static liniar, încărcări inițiale

DEPLASĂRI MAXIME A INELULUI INTEREDIAR CALCUL STATIC LINIAR, ÎNCĂRCĂRI ÎNIȚIALE						
Model	Xmax [mm]	Combinatia	Ymax [mm]	Combinatia	Zmax [mm]	Combinatia
I	26.77	P+Z100/2+4F+Vs+T	27.07	P+Z100/2+4F+Vs+T	44.58	P+Z100/2+4F+Vs+T
II	13.54	P+Vs+T+Za+U	24.41	P+Vs+T+Za+U	32.07	P+Vs+T+Za+U
III	9.20	P+Vs+T+Za+U	16.13	P+Vs+T+Za+U	21.91	P+Vs+T+Za+U

Tab A. 17. Deplasările maxime a cupolei, din calcul static liniar, încărcări inițiale

DEPLASĂRI MAXIME A STRUCTURII – CALCUL STATIC LINIAR, ÎNCĂRCĂRI ÎNIȚIALE									
Model	Xmax [mm]	Nod	Combinatia	Ymax [mm]	Nod	Combinatia	Zmax [mm]	Nod	Combinatia
I	38.51	11	P+Z100/2+4F+Vs+T	39.60	13	P+Z100/2+4F+Vps+T	110.15	19	P+Vps+T+Z200-100
II	20.06	13	P+Vs+T+Za+U	29.57	14	P+Vs+T+Za+U	86.35	18	P+Vs+T+Za+U
III	13.47	13	P+Vs+T+Za+U	19.62	18	P+Vps+T+Za+U	68.01	18	P+Vs+T+Za+U

Poziția nodului din deplasările globale, este dată pe semiarc, numerotat conform paragrafului 4.2.

Deplasări din calculul static liniar, încărcări actuale

Săgeata maximă pentru inelul central, deplasările în plan și vertical pentru inelul intermediar și deplasările generale ale întregii structuri, obținute din analiza numerică, static neliniară, a cupolei cu încărcările actuale de proiectare, în starea limită de serviciu, sunt date în tabelele A.18 .. A.20:

Tab A. 18. Săgeata maximă a inelului central din calcul static liniar, încărcări actuale

SĂGEATA MAXIMĂ A INELULUI CENTRAL DIN CALCUL STATIC LINIAR ÎNCĂRCĂRI ACTUALE								
MODEL I			MODEL II			MODEL III		
Deplasare [mm]		Combinatia	Deplasare [mm]		Combinatia	Deplasare [mm]		Combinatia
min	-66.65	P+Za+U+4F+V1	min	-58.57	P+Za+U+4F	min	-46.06	P+Za+U+4F
max	78.46	P+Za+V1+T	max	74.21	P+T+Za	max	60.22	P+T+Za

Tab A. 19. Deplasările maxime a inelului intermediar din calcul static liniar, încărcări actuale

DEPLASĂRILE MAXIME A INELULUI INTEREDIAR DIN CALCUL STATIC ÎNCĂRCĂRI ACTUALE						
Model	Xmax [mm]	Combinatia	Ymax [mm]	Combinatia	Zmax [mm]	Combinatia
I	15.77	P+Za+U+4F+V1+T	34.03	P+Za+V1	-44.95	P+Za+V1
II	11.14	P+Za+U+4F+V1+T	30.28	P+Za	-40.78	P+Za
III	7.53	P+Za+U+4F+V1+T	24.43	P+Za	-34.11	P+Za

Tab A. 20. Deplasările maxime a cupolei, din calcul static liniar, încărcări actuale

DEPLASĂRI MAXIME A STRUCTURII ÎN CALCUL LINIAR - ÎNCĂRCĂRI ACTUALE									
Model	Xmax [mm]	Nod	Combinatia	Ymax [mm]	Nod	Combinatia	Zmax [mm]	Nod	Combinatia
I	23.70	12	P+Za+U+4F+V2+T	40.84	9	P+Za+V1	80.76	17	P+Za+V1+T
II	19.18	14'	P+Za+U+4F+T	34.87	9	P+Za	75.42	19	P+T+Za
III	14.49	14'	P+Za+U+4F+V1+T	27.79	9	P+Za	61.49	19	P+T+Za

Poziția nodului din deplasările globale, este dată pe semiarc, numerotat conform paragrafului 4.2.

2. Calculul static neliniar al structurilor

Similiar, cu subcapitolul 5.2., s-a analizat structura sub acțiunea încărcărilor actuale și inițiale de proiectare, dar ținând cont de calculul static de ordinul II liniar elastic, geometric neliniar, unde ecuația de echilibru este scrisă pe forma deformată a structurii. Eforturile maxime obținute pe tipuri de elemente sunt prezentate sub formă tabelară în continuare:

Eforturi din calculul static neliniar cu încărcările inițiale

Din analiza structurii pe forma deformată, încărcată sub acțiunea încărcărilor inițiale de proiectare și a combinațiilor acestora. Conform calculului static de ordinul II liniar elastic, geometric neliniar, au rezultate următoarele eforturi în structură, date pe tipuri de elemente, în tabelele A.21..A.27:

Tab A. 21. Eforturi în zăbrele semiarce din încărcările inițiale – calcul static neliniar

CALCULUL NELINIAR – ZĂBRELE SEMIARCE, ÎNCĂRCĂRI INIȚIALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia
Ø89x6	min	-105.3	P+Vps+T+Z200-100	-98.8	P+Vs+T+Za	-76.4	P+Vps+T+Za
	max	167.4	P+Vps+T+Za	168.0	P+Vps+T+Za	164.0	P+Vps+T+Za
Ø89x8	min	-122.8	P+Vps+T+Za	-107.4	P+Vps+T+Za	-97.1	P+Vps+T+Za
	max	73.5	P+Vps+T+Za	63.1	P+Vps+T+Za	54.2	P+Vps+T+Za
Ø83x6	min	-49.2	P+Vps+T+Za	-40.9	P+Vps+T+Za	-37.7	P+Vps+T+Za
	max	40.4	P+Z100/2+4F+Vs+T	32.0	P+Vps+T+Za	27.6	P+Vs+T+Za
Ø76x6	min	-71.4	P+Vps+T+Za	-56.6	P+Vps+T+Za	-61.1	P+Vps+T+Za
	max	50.8	P+Vps+T+Za	38.0	P+Z100/2+4F+Vps+T	38.6	P+Vps+T+Za
Ø70x6	min	-72.5	P+Vps+T+Za	-64.1	P+Vps+T+Za	-59.8	P+Vps+T+Za
diagonale	max	53.2	P+Vps+T+Za	45.6	P+Vps+T+Za	41.5	P+Vps+T+Za
Ø83x10	min	-100.3	P+Vps+T+Za	-85.1	P+Z100/2+4F+Vps+T	-79.3	P+Z100/2+4F+Vps+T
	max	91.1	P+Vs+T+Za	55.1	P+Z100/2+4F+Vps+T	51.2	P+Z100/2+4F+Vps+T
Ø70x6	min	-163.2	P+Vps+T+Z200-100	-110.1	P+Vs+T+Za	-84.7	P+Vps+T+Za
diag sup.	max	93.5	P+Z100/2+4F+Vps+T	117.2	P+Vs+T+Za	40.6	P+Vs+T+Za
Ø70x6	min	-81.8	P+Vps+T+Z200-100	-58.9	P+Vps+T+Za	-58.2	P+Vps+T+Za
montanti	max	64.5	P+Vps+T+Za	60.5	P+Vps+T+Za	61.4	P+Vps+T+Za

Tab A. 22. Eforturi în tălpi semiarce din încărcările inițiale – calcul static neliniar

CALCULUL NELINIAR – TĂLPI SEMIARCE, ÎNCĂRCĂRI INIȚIALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia
Ø146x16	min	-757.4	P+Vps+T+Za	-692.4	P+Vps+T+Za	-699.8	P+Vps+T+Za
	max	146.5	P+Vs+T+Za	137.2	P+Vs+T+Za	36.4	P+Vs+T+Za
Ø146x14	min	-582.9	P+Vps+T+Za	-557.5	P+Vps+T+Za	-557.4	P+Vps+T+Za
	max	292.4	P+Vps+T+Za	203.8	P+Vs+T+Za	113.4	P+Vs+T+Za
Ø152x18	min	-613.9	P+Vps+T+Za	-574.2	P+Vps+T+Za	-522.6	P+Vps+T+Za
	max	298.3	P+Vps+T+Za	207.3	P+Vs+T+Za	92.0	P+Vs+T+Za

Tab A. 23. Eforturi în inelele A și B, din încărcările inițiale – calcul static neliniar

CALCULUL NELINIAR – INELELE A ȘI B, ÎNCĂRCĂRI INIȚIALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia
Ø121x12	min	-450.2	P+Vps+T+Za	-435.9	P+Vps+T+Za	-398.9	P+Vps+T+Za
	max	-0.5	P+Z100	2.2	P+Z100	2.4	P+Z100
Ø70x6	min	-75.7	P+Vps+T+Za	-74.4	P+Vps+T+Za	-73.5	P+Vps+T+Za
	max	83.9	P+Vps+T+Z200-100	86.9	P+Vs+T+Za	76.8	P+Vs+T+Za
Ø127x11	min	-366.6	P+Vps+T+Z200-100	-208.7	P+Vps+T+Za	-217.1	P+Vps+T+Za
	max	418.4	P+Z100/2+4F+Vs+T	215.6	P+Vs+T+Za	213.6	P+Vs+T+Za
Ø70x6	min	-81.2	P+Vps+T+Z200-100	-72.0	P+Vps+T+Za	-73.6	P+Vs+T+Za
	max	71.5	P+Vps+T+Z200-100	65.1	P+Vs+T+Za	75.0	P+Vs+T+Za

Tab A. 24. Eforturi în talpa A a inelului A din încărcările inițiale – calcul static neliniar

EFORTURI TALPA A DIN CALCUL STATIC NELINIAR ÎNCĂRCĂRI INIȚIALE									
Analiză		N [kN]		M2 [kNm]		M3 [kNm]		Combinatia	
Analiză static neliniară	Model I	N _{max} =	-1834.58	M _{2,af} =	3.58	M _{3,af} =	-0.05	P+Vps+T+Za+U	
		N _{af} =	-1650.21	M _{2,max} =	8.01	M _{3,af} =	19.87	P+Vps+T+Z200-100+U	
		N _{af} =	-1658.27	M _{2,af} =	-0.43	M _{3,max} =	45.07	P+Vps+T+Za+U	
	Model II	N _{max} =	-1832.52	M _{2,af} =	0.00	M _{3,af} =	0.00	P+Vs+T+Za+U	
		N _{af} =	-1654.94	M _{2,max} =	8.03	M _{3,af} =	34.50	P+Vps+T+Za+U	
		N _{af} =	-1659.50	M _{2,af} =	-0.42	M _{3,max} =	42.18	P+Vps+T+Za+U	
	Model III	N _{max} =	-1822.58	M _{2,af} =	2.89	M _{3,af} =	2.86	P+Vs+T+Za+U	
		N _{af} =	-1673.07	M _{2,max} =	7.67	M _{3,af} =	31.47	P+Vps+T+Za+U	
		N _{af} =	-1662.49	M _{2,af} =	-0.49	M _{3,max} =	37.31	P+Vps+T+Za+U	

Tab A. 25. Eforturi în contravântuiri din încărcările inițiale – calcul static neliniar

CALCULUL NELINIAR - CONTRAVÂNTUIRI, ÎNCĂRCĂRI INIȚIALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia
Ø60x6 luminator	max					130.0	P+Vs+T+Za
Ø60x6 curente	max					108.0	P+Vs+T+Za

Tab A. 26. Eforturi în pane din încărcările inițiale – calcul static neliniar

CALCULUL NELINIAR – PANE, ÎNCĂRCĂRI INIȚIALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		N [kN]	Combinatia.	N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia
Ø127x12	min			-107.2	P+Vps+T+Za	-125.8	P+Vps+T+Za
	max			215.3	P+Vs+T+Za	230.9	P+Vs+T+Za
Ø127x10	min			-60.9	P+Vps+T+Z200-100	-69.3	P+Vps+T+Z200-100
	max			177.8	P+Z100/2+4F+Vs+T	187.2	P+Vs+T+Za
Ø127x9	min			-52.8	P+Z100	-53.7	P+Z100
	max			159.1	P+Z100/2+4F+Vs+T	168.7	P+Z100/2+4F+Vs+T
Ø108x11	min			-56.4	P+Z100	-57.5	P+Z100
	max			159.0	P+Z100/2+4F+Vs+T	169.3	P+Z100/2+4F+Vs+T
Ø108x10	min			-53.7	P+Z100	-54.8	P+Z100
	max			147.9	P+Z100/2+4F+Vs+T	157.5	P+Z100/2+4F+Vs+T
Ø108x8	min			-44.9	P+Z100	-45.8	P+Z100
	max			124.8	P+Z100/2+4F+Vs+T	131.9	P+Vs+T+Za
Ø89x10	min			-45.0	P+Z100	-46.0	P+Z100
	max			178.0	P+Vs+T+Za	199.5	P+Vs+T+Za
Ø89x6	min			-36.9	P+Z100	-37.7	P+Z100
	max			122.1	P+Vs+T+Za	116.6	P+Z100/2+4F+Vs+T
Ø86x6	min			-28.2	P+Z100	-28.9	P+Z100
	max			103.6	P+Vs+T+Za	95.3	P+Vs+T+Za
Ø70x7	min			-24.8	P+Z100	-25.4	P+Z100
	max			98.2	P+Vs+T+Za	91.1	P+Vs+T+Za
Ø70x6	min			-28.4	P+Z100	-28.9	P+Z100
	max			90.8	P+Vs+T+Za	88.8	P+Vs+T+Za

Tab A. 27. Eforturi în inelul central din încărcările inițiale – calcul static neliniar

Analiză		EFORTURI INEL CENTRAL DIN CALCUL STATIC NELINIAR ÎNCĂRCĂRI INITIALE						
		N [kN]		M2 [kNm]		M3 [kNm]	Combinatia	
Analiză static neliniară	Model I	N _{max} =	-5788.98	M _{2,af} =	653.57	M _{3,af} =	-14.73	P+Z200+T
		N _{af} =	-2909.93	M _{2,max} =	1319.85	M _{3,af} =	137.47	P+Vs+T+Za
		N _{af} =	-1714.44	M _{2,af} =	147.20	M _{3,max} =	945.90	P+Vps+T+Za+U
	Model II	N _{max} =	-6208.55	M _{2,af} =	611.48	M _{3,af} =	-13.85	P+Z200+T
		N _{af} =	-1503.80	M _{2,max} =	-1027.40	M _{3,af} =	322.04	P+Vs+T+Za
		N _{af} =	-2544.35	M _{2,af} =	-381.31	M _{3,max} =	-596.50	P+Vs+T+Z200-100
	Model III	N _{max} =	-6356.94	M _{2,af} =	607.56	M _{3,af} =	-17.17	P+Z200+T
		N _{af} =	-1454.43	M _{2,max} =	-911.27	M _{3,af} =	276.30	P+Vs+T+Za
		N _{af} =	-2522.13	M _{2,af} =	-389.92	M _{3,max} =	-471.65	P+Vs+T+Z200-100

Eforturi din calculul static neliniar din încărcările actuale

Din analiza structurii pe forma deformată, încărcată sub acțiunea încărcărilor după actualele normative și a combinațiilor acestora. Conform calculului static de ordinul II liniar elastic, geometric neliniar, au rezultate următoarele eforturi în structură, date pe tipuri de elemente, în tabelele A.28 .. A.34:

Tab A. 28. Eforturi în tălpile semiarcelor din încărcările actuale – calcul static neliniar

CALCULUL NELINIAR - TĂLPI SEMIARCE, ÎNCĂRCĂRI ACTUALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia
Ø146x16	min	-858.5	P+Za+T	-907.0	P+Za+T	-918.9	P+Za+T
	max	333.8	P+Za+U+4F+V1	301.6	P+Za+U+4F+V1	240.3	P+Za+U+4F+V1
Ø146x14	min	-659.7	P+Za+T	-703.1	P+Za+T	-718.3	P+Za+T
	max	386.6	P+Za+V1	301.1	P+Za+V1+T	235.2	P+Za+U+4F+V1
Ø152x18	min	-926.8	P+Za+U+4F	-897.9	P+Za+U+4F	-819.1	P+Za+U+4F
	max	339.3	P+Za+V1+T	254.6	P+Za+V2+T	150.1	P+Za+V2+T

Tab A. 29. Eforturi în zăbrele semiarce, din încărcările actuale – calcul static neliniar

CALCULUL NELINIAR, ZĂBRELE SEMIARCE, ÎNCĂRCĂRI ACTUALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia
Ø89x6	min	-160.9	P+Za+U+4F+T	-167.2	P+Za+U+4F+T	-117.9	P+Za+U+4F
	max	239.7	P+Za+U+4F+T	247.9	P+Za+U+4F+T	239.7	P+Za+U+4F+T
Ø89x8	min	-163.1	P+Za+T	-162.2	P+Za+T	-144.3	P+Za+T
	max	94.9	P+Za+T	95.5	P+Za+T	79.3	P+Za+T
Ø83x6	min	-86.2	P+Za	-62.3	P+Za+4F+T	-56.2	P+Za+4F+T
	max	64.9	P+Za	53.9	P+Za+4F	46.9	P+Za
Ø76x6	min	-86.2	P+Za+T	-79.9	P+Za+T	-84.8	P+Za+T
	max	67.8	P+Za+T	65.0	P+Za+U+4F+V2	56.1	P+Za+U+4F+V2
Ø70x6	min	-88.9	P+Za+T	-91.1	P+Za+T	-83.9	P+Za+T
diagonale	max	66.3	P+Za+T	64.6	P+Za+T	59.9	P+Za+U+4F+V2
Ø83x10	min	-122.2	P+Za+4F	-118.6	P+Za+4F+T	-107.3	P+4F+Za+T
	max	142.7	P+Za+U+4F+V1	126.5	P+Za+U+4F+V2	107.8	P+Za+U+4F+V2
Ø70x6	min	-176.4	P+Za+U+4F+T	-140.1	P+Za+U+4F	-113.3	P+Za+U+4F
diag. sup.	max	150.2	P+Za+U+4F+V1	222.1	P+Za+U+4F+T	79.5	P+Za+U+4F
Ø70x6	min	-91.9	P+T+Za	-90.1	P+T+Za	-87.8	P+T+Za
montanti	max	90.9	P+Za+U+4F+T	90.3	P+Za+U+4F+T	91.0	P+Za+U+4F+T

Tab A. 30. Eforturi în inelele A și B din încărcările actuale – calcul static neliniar

CALCULUL NELINIAR, INELELE A ȘI B, ÎNCĂRCĂRI ACTUALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia
Ø121x12	min	-603.0	P+T+V1+Za	-608.8	P+T+Za	-561.6	P+T+Za
	max	162.1	P+Za+U+4F+V2	135.8	P+Za+U+4F+V2	83.6	P+Za+U+4F+V2
Ø70x6	min	-102.7	P+T+V1+Za	-104.5	P+T+Za	-102.0	P+T+Za
	max	114.2	P+T+V1+Za	116.1	P+T+U+4F+Za	102.1	P+T+V1+Za
Ø127x11	min	-641.8	P+Za	-419.1	P+Za	-411.6	P+Za
	max	475.6	P+Za+U+4F+V1+T	265.3	P+Za+U+4F+V2+T	261.4	P+T+U+4F+V2+Za
Ø70x6	min	-103.6	P+Za+T	-110.0	P+Za+U+T	-113.3	P+Za+U+T
	max	78.8	P+Za+U+4F+T	104.2	P+Za+U+4F+T	117.7	P+Za+U+T

Tab A. 31. Eforturi în talpa A a inelului A din încărcările actuale – calcul static neliniar

Analiză		EFORTURI TALPA A DIN CALCUL STATIC NELINIAR - ÎNCĂRCĂRI ACTUALE						
		N [kN]		M2 [kNm]		M3 [kNm]		Combinatia
Analiză static neliniară	Model I	N _{max} =	-2731.92	M _{2,af} =	5.82	M _{3,af} =	-2.96	P+T+U+4F+V1+Za
		N _{af} =	-2489.50	M _{2,max} =	11.04	M _{3,af} =	40.22	P+T+U+4F+Za
		N _{af} =	-1731.98	M _{2,af} =	-1.23	M _{3,max} =	70.53	P+Za+T
	Model II	N _{max} =	-2732.06	M _{2,af} =	6.21	M _{3,af} =	-2.91	P+T+U+4F+Za
		N _{af} =	-2482.58	M _{2,max} =	11.33	M _{3,af} =	42.10	P+T+U+4F+Za
		N _{af} =	-1727.80	M _{2,af} =	-1.16	M _{3,max} =	70.42	P+Za+T
	Model III	N _{max} =	-2712.21	M _{2,af} =	7.22	M _{3,af} =	1.32	P+T+U+4F+Za
		N _{af} =	-2508.55	M _{2,max} =	10.6362	M _{3,af} =	35.6383	P+T+U+4F+Za
		N _{af} =	30.67	M _{2,af} =	5.13	M _{3,max} =	60.70	P+Za

Tab A. 32. Eforturi în inelul central din încărcările actuale – calcul static neliniar

Analiză		EFORTURI INEL CENTRAL DIN CALCUL STATIC NELINIAR ÎNCĂRCĂRI ACTUALE						
		N [kN]		M2 [kNm]		M3 [kNm]		Combinatia
Analiză static neliniară	Model I	N _{max} =	-7888.99	M _{2,af} =	1278.45	M _{3,af} =	54.09	P+T+U+4F+Zu
		N _{af} =	-879.15	M _{2,max} =	-1774.90	M _{3,af} =	474.29	P+Za+U+V1
		N _{af} =	-1816.06	M _{2,af} =	366.49	M _{3,max} =	-1148.83	P+Za+U+V1+T
	Model II	N _{max} =	-8775.22	M _{2,af} =	1175.11	M _{3,af} =	44.37	P+T+U+4F+Zu
		N _{af} =	-389.23	M _{2,max} =	-1343.22	M _{3,af} =	187.46	P+V1+Za
		N _{af} =	-2872.95	M _{2,af} =	-8.67	M _{3,max} =	-1034.62	P+Za+U+4F+V2+T
	Model III	N _{max} =	-9025.94	M _{2,af} =	1129.23	M _{3,af} =	35.73	P+T+U+4F+Zu
		N _{af} =	-966.61	M _{2,max} =	-1642.11	M _{3,af} =	248.46	P+Za+U+4F+V1
		N _{af} =	-1681.79	M _{2,af} =	446.83	M _{3,max} =	-805.41	P+Za+U+4F+V2

Tab A. 33. Eforturi în contravântuiri din încărcările actuale – calcul static neliniar

CALCULUL NELINIAR - CONTRAVÂNTUIRI, ÎNCĂRCĂRI ACTUALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia
∅60x6 luminator	max					189.3	P+Za+U+4F+T
∅60x6 curente	max					136.0	P+Za+U+4F+V1+T

Tab A. 34. Eforturi în pane din încărcările actuale – calcul static neliniar

CALCULUL NELINIAR - PANE, ÎNCĂRCĂRI ACTUALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia	N [kN]	Combinatia
Ø127x12	min			-302.4	P+Za	-317.6	P+Za
	max			239.4	P+Za+U+4F+V2+T	262.2	P+Za+U+4F+V2+T
Ø127x10	min			-201.3	P+Za	-222.6	P+Za
	max			196.7	P+T+U+4F+V2+Za	206.1	P+T+U+4F+V2+Za
Ø127x9	min			-146.1	P+Za	-167.4	P+Za
	max			179.8	P+T+U+4F+V2+Za	191.2	P+T+U+4F+V2+Za
Ø108x11	min			-119.2	P+Zu	-137.8	P+Za
	max			185.1	P+T+U+4F+V2+Za	198.0	P+T+U+4F+V2+Za
Ø108x10	min			-112.8	P+Zu	-114.1	P+Zu
	max			182.9	P+T+U+4F+V2	191.3	P+T+U+4F+V1+Za
Ø108x8	min			-93.1	P+Zu	-94.4	P+Zu
	max			167.1	P+T+U+4F+V1	167.7	P+T+U+4F+V1+Za
Ø89x10	min			-122.8	P+Za+U+4F	-99.8	P+Za+U+4F
	max			253.4	P+T+V2+Za	277.5	P+T+V1+Za
Ø89x6	min			-73.3	P+Zu	-74.5	P+Zu
	max			166.4	P+T+U+4F+V1	164.0	P+T+U+4F+V2
Ø86x6	min			-54.2	P+Zu	-55.2	P+Zu
	max			138.5	P+T+U+4F+V1	136.1	P+T+U+4F+V2
Ø70x7	min			-47.8	P+Zu+U+4F	-48.7	P+Zu+U+4F
	max			132.9	P+T+V2+Za	129.5	P+T+V1
Ø70x6	min			-55.5	P+Zu+U+4F	-56.3	P+Zu+U+4F
	max			140.6	P+T+V2+Za	129.8	P+T+V2+Za

Deplasări din calculul static neliniar, încărcări inițiale

Săgeata maximă pentru inelul central, deplasările în plan și vertical pentru inelul intermediar și deplasările generale ale întregii structuri, obținute din analiza numerică, static neliniară, a cupolei cu încărcările inițiale de proiectare, sunt date în tabelele A.35 .. A.37:

Tab A. 35. Săgeata maximă a inelului central din calcul static neliniar, încărcări inițiale

SĂGEATA MAXIMĂ A INELULUI CENTRAL DIN CALCUL STATIC NELINIAR ÎNCĂRCĂRI ÎNIȚIALE								
MODEL I			MODEL II			MODEL III		
Deplasare [mm]		Combinatia	Deplasare [mm]		Combinatia	Deplasare [mm]		Combinatia
min	-69.96	P+Vps+T+Z200-100	min	-18.18	P+Vs+T+Z200-100	min	-11.87	P+Z100
max	140.25	P+Vps+T+Z200-100	max	94.98	P+Vs+T+Za	max	74.07	P+Vs+T+Z200-100

Tab A. 36. Deplasările maxime a inelului intermediar din calcul static liniar, încărcări inițiale

DEPLASĂRI MAXIME A INELULUI INTEREDIAR – CALCUL STATIC NELINIAR, ÎNCĂRCĂRI ÎNIȚIALE						
Model	Xmax [mm]	Combinatia	Ymax [mm]	Combinatia	Zmax [mm]	Combinatia
I	26.54	P+Z100/2+4F+Vs+T	27.68	P+Vps+T+Za	44.19	P+Z100/2+4F+Vs+T
II	14.02	P+Vs+T+Za	26.43	P+Vps+T+Za	33.06	P+Vs+T+Za
III	9.15	P+Vs+T+Za	-18.96	P+Vps+T+Za	22.01	P+Vs+T+Za

Tab A. 37. Deplasările maxime a cupolei din calcul static liniar, încărcări inițiale

DEPLASĂRI MAXIME A STRUCTURII – CALCUL STATIC NELINIAR, ÎNCĂRCĂRI ÎNIȚIALE									
Model	Xmax [mm]	Nod	Combinatia	Ymax [mm]	Nod	Combinatia	Zmax [mm]	Nod	Combinatia
I	42.69	15	P+Vps+T+Z200-100	46.62	14	P+Vps+T+Z200-100	141.20	19	P+Vps+T+Z200-100
II	22.75	15'	P+Vs+T+Za	31.52	13	P+Vs+T+Za	96.25	19	P+Vs+T+Za
III	14.26	14'	P+Vs+T+Za	-21.40	18	P+Vs+T+Za	75.26	19	P+Vs+T+Z200-100

Poziția nodului din deplasările globale, este dată pe semiarc, numerotat conform paragrafului 4.2.

Deplasări din calculul static neliniar, încărcări actuale

Săgeata maximă pentru inelul central, deplasările în plan și vertical pentru inelul intermediar și deplasările generale ale întregii structuri, obținute din analiza numerică, static neliniară, a cupolei cu încărcările inițiale de proiectare, sunt date în tabelele A. 38 .. A.40.

Tab A. 38. Săgeata maximă a inelului central din calcul static neliniar, încărcări actuale

SĂGEATA MAXIMĂ A INELULUI CENTRAL DIN CALCUL STATIC NELINIAR ÎNCĂRCĂRI ACTUALE								
MODEL I			MODEL II			MODEL III		
Deplasare [mm]		Combinatia	Deplasare [mm]		Combinatia	Deplasare [mm]		Combinatia
min	-73.28	P+Za+U+4F	min	-68.40	P+Za+U+4F	min	-51.53	P+Za+U+4F
max	85.22	P+Za+T	max	83.09	P+Za+T	max	65.12	P+T+Za

Tab A. 39. Deplasările maxime a inelului intermediar din calcul static liniar, încărcări actuale

DEPLASĂRILE MAXIME A INELULUI INTEREDIAR DIN CALCUL STATIC - ÎNCĂRCĂRI ACTUALE						
Model	Xmax [mm]	Combinatia	Ymax [mm]	Combinatia	Zmax [mm]	Combinatia
I	16.70	P+Za+U+4F+V1+T	35.47	P+Za	-47.28	P+Za
II	12.21	P+Za+U+4F+V1+T	31.83	P+Za+4F	-42.79	P+Za+4F
III	10.10	P+Za+U+4F	-25.24	P+Za	-44.96	P+Za+U+4F

Tab A. 40. Deplasările maxime a cupolei din calcul static liniar, încărcări actuale

DEPLASĂRI MAXIME A STRUCTURII ÎN CALCUL NELINIAR - ÎNCĂRCĂRI ACTUALE									
Model	Xmax [mm]	Nod	Combinatia	Ymax [mm]	Nod	Combinatia	Zmax [mm]	Nod	Combinatia
I	27.62	19	P+Za+U+4F+T	42.82	9	P+Za	86.51	18	P+Za+T
II	23.63	15'	P+Za+U+4F+T	37.18	9	P+Za+4F	84.05	19	P+Za+T
III	14.39	13	P+Za+U+4F+T	-29.28	9	P+Za	66.33	19	P+T+Za

Poziția nodului din deplasările globale, este dată pe semiarc, numerotat conform paragrafului 4.2.

3. Tensiuni din calculul static cu încărcările inițiale

Tab A. 41. Tensiuni maxime în tălpile semiarcelor din analiza static liniară cu încărcările inițiale

CALCULUL LINIAR - TĂLPI SEMIARCE, ÎNCĂRCĂRI INIȚIALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]
Ø146x16	min	P+Vps+T+Za	-127.7	P+Vps+T+Za	-121.8	P+Vps+T+Za	-122.4
	max	P+Vs+T+Za	25.6	P+Vs+T+Za	18.4	P+Vs+T+Za	5.6
Ø146x14	min	P+Vps+T+Za	-108.6	P+Vps+T+Za	-108.5	P+Vps+T+Za	-108.3
	max	P+Vps+T+Za	43.3	P+Vs+T+Za	31.3	P+Vs+T+Za	16.2
Ø152x18	min	P+Vps+T+Za	-87.9	P+Vps+T+Za	-82.6	P+Vps+T+Za	-75.6
	max	P+Vps+T+Za	29.9	P+Vs+T+Za	26.1	P+Vs+T+Za	7.8

Tab A. 42. Tensiuni maxime în zăbrelele semiarcelor din analiza static liniară cu încărcările inițiale

CALCULUL LINIAR, ZĂBRELE SEMIARCE, ÎNCĂRCĂRI INIȚIALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]
Ø89x6	min	P+Vps+T+Za	-91.2	P+Vs+T+Za	-92.5	P+Vps+T+Za	-71.6
	max	P+Vps+T+Za	107.4	P+Vps+T+Za	107.2	P+Vps+T+Za	104.8
Ø89x8	min	P+Vps+T+Za	-95.8	P+Vps+T+Za	-84.5	P+Vps+T+Za	-76.9
	max	P+Vps+T+Za	34.9	P+Vps+T+Za	30.4	P+Vps+T+Za	45.3
Ø83x6	min	P+Vps+T+Za	-50.5	P+Vps+T+Za	-45.9	P+Vps+T+Za	-41.8
	max	P+Z100/2+4F+Vs+T	28.9	P+Vs+T+Za	21.6	P+Vps+T+Za	17.7
Ø76x6	min	P+Vps+T+Za	-121.8	P+Z100/2+4F+Vps+T	-100.6	P+Vps+T+Za	-106.7
	max	P+Vps+T+Za	36.1	P+Z100/2+4F+Vps+T	29.9	P+Vps+T+Za	29.1
Ø70x6	min	P+Vps+T+Za	-145.1	P+Vps+T+Za	-135.7	P+Vps+T+Za	-123.9
	max	P+Vs+T+Za	41.1	P+Vps+T+Za	37.4	P+Vps+T+Za	33.2
Ø83x10	min	P+Vps+T+Za	-88.9	P+Z100/2+4F+Vps+T	-82.9	P+Z100/2+4F+Vps+T	-75.1
	max	P+Vs+T+Za	43.0	P+Z100/2+4F+Vs+T	26.3	P+Z100/2+4F+Vps+T	22.1
Ø70x6	min	P+Vps+T+Z200-100	-303.1	P+Vs+T+Za	-272.4	P+Vps+T+Za	-176.5
	max	P+Z100/2+4F+Vs+T	71.4	P+Vs+T+Za	84.4	P+Vs+T+Za	32.3
Ø70x6	min	P+Vps+T+Z200-100	-86.6	P+Vps+T+Za	-67.9	P+Vps+T+Za	-70.2
	max	P+Vps+T+Za	52.9	P+Vps+T+Za	49.9	P+Vps+T+Za	50.3

Tab A. 43. Tensiuni maxime în inelele A și B din analiza static liniară cu încărcările inițiale

CALCULUL LINIAR, INELELE A ȘI B, ÎNCĂRCĂRI INIȚIALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]
Ø121x12	min	P+Vps+T+Za	-117.8	P+Vps+T+Za	-113.3	P+Vps+T+Za	-104.8
	max	P+Z100	0.3	P+Z100	0.8	P+Z100	0.8
Ø70x6	min	P+Vps+T+Za	-139.7	P+Vs+T+Za	-137.6	P+Vps+T+Za	-135.3
	max	P+Z100/2+4F+Vps+T	65.4	P+Vs+T+Za	69.5	P+Vs+T+Za	61.7
Ø127x11	min	P+Vps+T+Z200-100	-73.9	P+Vps+T+Za	-50.9	P+Vps+T+Za	-53.3
	max	P+Z100/2+4F+Vs+T	107.3	P+Vs+T+Za	54.6	P+Vs+T+Za	55.3
Ø70x6	min	P+Vps+T+Z200-100	-153.8	P+Vps+T+Za	-149.8	P+Vs+T+Za	-158.8
	max	P+Vps+T+Z200-100	50.9	P+Vs+T+Za	51.8	P+Vs+T+Za	59.5

Tab A. 44. Tensiuni maxime în contravântuiri din analiza static liniară cu încărcările inițiale

CALCULUL LINIAR - CONTRAVÂNTUIRI, ÎNCĂRCĂRI INIȚIALE							
Secțiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]
Ø60x6 luminator	max					P+Vs+T+Za	123.1
Ø60x6 curente	max					P+Vs+T+Za	105.0

Tab A. 45. Tensiuni maxime în talpa a, inelul A din analiza static liniară cu încărcările inițiale

Analiză		EFORTURI TALPA A DIN CALCUL STATIC LINIAR - ÎNCĂRCĂRI INIȚIALE					σ [N/mm ²]		
		N [kN]		M2 [kNm]	M3 [kNm]			Combinatia	
Analiză static liniară	Model I	N _{max} =	-1834.58	M _{2,af} =	3.58	M _{3,af} =	-0.05	P+Vps+T+Za+U	99.93
		N _{af} =	-1650.21	M _{2,max} =	8.01	M _{3,af} =	19.87	P+Vps+T+Z200-100+U	106.12
		N _{af} =	-1658.27	M _{2,af} =	-0.43	M _{3,max} =	45.07	P+Vps+T+Za+U	99.44
	Model II	N _{max} =	-1832.52	M _{2,af} =	0.00	M _{3,af} =	0.00	P+Vs+T+Za+U	92.50
		N _{af} =	-1654.94	M _{2,max} =	8.03	M _{3,af} =	34.50	P+Vps+T+Za+U	111.22
		N _{af} =	-1659.50	M _{2,af} =	-0.42	M _{3,max} =	42.18	P+Vps+T+Za+U	98.53
	Model III	N _{max} =	-1822.58	M _{2,af} =	2.89	M _{3,af} =	2.86	P+Vs+T+Za+U	98.85
		N _{af} =	-1673.07	M _{2,max} =	7.67	M _{3,af} =	31.47	P+Vps+T+Za+U	110.42
		N _{af} =	-1662.49	M _{2,af} =	-0.49	M _{3,max} =	37.31	P+Vps+T+Za+U	97.23

Tab A. 46. Tensiuni maxime în inelul central din analiza static liniară cu încărcările inițiale

Analiză		EFORTURI INEL CENTRAL - ÎNCĂRCĂRI INIȚIALE					σ [N/mm ²]		
		N [kN]		M2 [kNm]	M3 [kNm]			Combinatia	
Analiză static liniară	Model I	N _{max} =	-6259.89	M _{2,af} =	735.90	M _{3,af} =	57.25	P+Z100+T+U+S	63.07
		N _{af} =	-3044.41	M _{2,max} =	1303.27	M _{3,af} =	136.25	P+Vs+T+Za+U	58.20
		N _{af} =	-1886.86	M _{2,af} =	137.50	M _{3,max} =	914.56	P+Vps+T+Za+u	24.75
	Model II	N _{max} =	-6353.12	M _{2,af} =	660.27	M _{3,af} =	-13.94	P+Z200+T+U	61.18
		N _{af} =	-1686.08	M _{2,max} =	-1012.44	M _{3,af} =	321.41	P+Vs+T+Za+U	42.61
		N _{af} =	-2107.78	M _{2,af} =	-412.86	M _{3,max} =	-581.19	P+Vps+T+Za	30.95
	Model III	N _{max} =	-6352.60	M _{2,af} =	660.54	M _{3,af} =	-13.79	P+Z200+T+U	61.18
		N _{af} =	-1630.45	M _{2,max} =	-901.33	M _{3,af} =	275.39	P+Z100/2+4F+Vs+T+U	38.71
		N _{af} =	-2081.92	M _{2,af} =	-410.80	M _{3,max} =	-457.84	P+Z100/2+4F+Vs+T+U	29.60

Tab A. 47. Tensiuni maxime în pane din analiza static liniară cu încărcările inițiale

CALCULUL LINIAR - PANE, ÎNCĂRCĂRI INIȚIALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		Comb,	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]
Ø127x12	min			P+Vps+T+Za	-45.8	P+Vps+T+Za	-55.2
	max			P+Vs+T+Za	51.1	P+Vs+T+Za	55.4
Ø127x10	min			P+Z100	-23.5	P+Vps+T+Z200-100	-28.2
	max			P+Vs+T+Za	50.1	P+Vs+T+Za	53.7
Ø127x9	min			P+Z100	-22.6	P+Z100	-33.7
	max			P+Z100/2+4F+Vs+T	49.7	P+Z100/2+4F+Vs+T	52.7
Ø108x11	min			P+Z100	-28.3	P+Z100	-30.8
	max			P+Z100/2+4F+Vs+T	49.6	P+Z100/2+4F+Vs+T	52.6
Ø108x10	min			P+Z100	-25.7	P+Z100	-27.5
	max			P+Z100/2+4F+Vs+T	50.1	P+Z100/2+4F+Vs+T	53.0
Ø108x8	min			P+Z100	-23.2	P+Z100	-24.4
	max			P+Z100/2+4F+Vs+T	51.4	P+Z100/2+4F+Vs+T	55.2
Ø89x10	min			P+Z100	-34.9	P+Z100	-34.8
	max			P+Vs+T+Za	66.5	P+Vs+T+Za	75.4
Ø89x6	min			P+Z100	-23.7	P+Z100	-24.3
	max			P+Vs+T+Za	61.4	P+Z100/2+4F+Vs+T	57.3
Ø86x6	min			P+Z100	-21.6	P+Z100	-22.0
	max			P+Vs+T+Za	66.8	P+Vs+T+Za	62.9
Ø70x7	min			P+Z100	-23.2	P+Z100	-23.4
	max			P+Vs+T+Za	70.7	P+Vs+T+Za	67.1
Ø70x6	min			P+Z100	-31.3	P+Z100	-31.2
	max			P+Vs+T+Za	73.1	P+Vs+T+Za	71.5

4. Tensiuni din calculul static neliniar cu încărcările inițiale

Tab A. 48. Tensiuni maxime în contravânturiri din analiza static neliniară cu încărcările inițiale

CALCULUL NELINIAR - CONTRAVÂNTURI, ÎNCĂRCĂRI INIȚIALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]
Ø60x6 luminator	max					P+Vs+T+Za	127.8
Ø60x6 curente	max					P+Vs+T+Za	106.1

Tab A. 49. Tensiuni maxime în zăbrelele semiarcelor din analiza static neliniară cu încărcările inițiale

CALCULUL NELINIAR, ZĂBRELE SEMIARCE, ÎNCĂRCĂRI INIȚIALE							
Secțiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]
Ø89x6	min	P+Vps+T+Z200-100	-102.5	P+Vs+T+Za	-96.2	P+Vps+T+Za	-74.4
	max	P+Vps+T+Za	107.0	P+Vps+T+Za	107.4	P+Vps+T+Za	104.8
Ø89x8	min	P+Vps+T+Za	-98.7	P+Vps+T+Za	-86.3	P+Vps+T+Za	-78.0
	max	P+Vps+T+Za	36.1	P+Vps+T+Za	31.0	P+Vps+T+Za	26.6
Ø83x6	min	P+Vps+T+Za	-55.9	P+Vps+T+Za	-46.5	P+Vps+T+Za	-42.9
	max	P+Z100/2+4F+Vs+T	27.9	P+Vps+T+Za	22.1	P+Vs+T+Za	19.0
Ø76x6	min	P+Vps+T+Za	-125.9	P+Vps+T+Za	-99.8	P+Vps+T+Za	-107.7
	max	P+Vps+T+Za	38.5	P+Z100/2+4F+Vps+T	28.8	P+Vps+T+Za	29.3
Ø70x6	min	P+Vps+T+Za	-157.6	P+Vps+T+Za	-139.5	P+Vps+T+Za	-130.2
	max	P+Vps+T+Za	44.1	P+Vps+T+Za	37.8	P+Vps+T+Za	34.4
Ø83x10	min	P+Vps+T+Za	-96.5	P+Z100/2+4F+Vps+T	-81.9	P+Z100/2+4F+Vps+T	-76.2
	max	P+Vs+T+Za	39.7	P+Z100/2+4F+Vps+T	24.0	P+Z100/2+4F+Vps+T	22.3
Ø70x6	min	P+Vps+T+Z200-100	-361.5	P+Vs+T+Za	-243.8	P+Vps+T+Za	-187.5
	max	P+Z100/2+4F+Vps+T	77.5	P+Vs+T+Za	97.1	P+Vs+T+Za	33.6
Ø70x6	min	P+Vps+T+Z200-100	-100.1	P+Vps+T+Za	-72.0	P+Vps+T+Za	-71.2
	max	P+Vps+T+Za	53.4	P+Vps+T+Za	50.1	P+Vps+T+Za	50.9

Tab A. 50. Tensiuni maxime în tălpile semiarcelor din analiza static neliniară cu încărcările inițiale

CALCULUL NELINIAR - TĂLPI SEMIARCE, ÎNCĂRCĂRI INIȚIALE							
Secțiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]
Ø146x16	min	P+Vps+T+Za	-132.4	P+Vps+T+Za	-121.0	P+Vps+T+Za	-122.3
	max	P+Vs+T+Za	22.4	P+Vs+T+Za	21.0	P+Vs+T+Za	5.6
Ø146x14	min	P+Vps+T+Za	-111.7	P+Vps+T+Za	-106.8	P+Vps+T+Za	-106.8
	max	P+Vps+T+Za	50.4	P+Vs+T+Za	35.1	P+Vs+T+Za	19.5
Ø152x18	min	P+Vps+T+Za	-89.2	P+Vps+T+Za	-83.4	P+Vps+T+Za	-75.9
	max	P+Vps+T+Za	39.4	P+Vs+T+Za	27.4	P+Vs+T+Za	12.1

Tab A. 51. Tensiuni maxime în inelele A și B din analiza static neliniară cu încărcările inițiale

CALCULUL NELINIAR, INELELE A ȘI B, ÎNCĂRCĂRI INIȚIALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]
Ø121x12	min	P+Vps+T+Za	-119.7	P+Vps+T+Za	-115.9	P+Vps+T+Za	-106.1
	max	P+Z100	-0.1	P+Z100	0.5	P+Z100	0.6
Ø70x6	min	P+Vps+T+Za	-146.0	P+Vps+T+Za	-143.4	P+Vps+T+Za	-141.8
	max	P+Vps+T+Z200-100	69.5	P+Vs+T+Za	72.0	P+Vs+T+Za	63.6
Ø127x11	min	P+Vps+T+Z200-100	-99.5	P+Vps+T+Za	-56.6	P+Vps+T+Za	-58.9
	max	P+Z100/2+4F+Vs+T	104.4	P+Vs+T+Za	53.8	P+Vs+T+Za	53.3
Ø70x6	min	P+Vps+T+Z200-100	-182.4	P+Vps+T+Za	-161.7	P+Vs+T+Za	-165.2
	max	P+Vps+T+Z200-100	59.3	P+Vs+T+Za	53.9	P+Vs+T+Za	62.1

Tab A. 52. Tensiuni maxime în pane din analiza static neliniară cu încărcările inițiale

CALCULUL NELINIAR - PANE, ÎNCĂRCĂRI INIȚIALE							
Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
		Comb.	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]	Combinatia	σ [N/mm ²]
Ø127x12	min			P+Vps+T+Za	-57.0	P+Vps+T+Za	-66.8
	max			P+Vs+T+Za	49.7	P+Vs+T+Za	53.3
Ø127x10	min			P+Vps+T+Z200-100	-33.3	P+Vps+T+Z200-100	-37.9
	max			P+Z100/2+4F+Vs+T	48.4	P+Vs+T+Za	50.9
Ø127x9	min			P+Z100	-28.0	P+Z100	-28.5
	max			P+Z100/2+4F+Vs+T	47.7	P+Z100/2+4F+Vs+T	50.6
Ø108x11	min			P+Z100	-34.4	P+Z100	-35.0
	max			P+Z100/2+4F+Vs+T	47.4	P+Z100/2+4F+Vs+T	50.5
Ø108x10	min			P+Z100	-30.5	P+Z100	-31.1
	max			P+Z100/2+4F+Vs+T	48.1	P+Z100/2+4F+Vs+T	51.2
Ø108x8	min			P+Z100	-26.7	P+Z100	-27.3
	max			P+Z100/2+4F+Vs+T	49.6	P+Vs+T+Za	52.5
Ø89x10	min			P+Z100	-30.3	P+Z100	-30.9
	max			P+Vs+T+Za	71.7	P+Vs+T+Za	80.4
Ø89x6	min			P+Z100	-25.1	P+Z100	-25.7
	max			P+Vs+T+Za	60.0	P+Z100/2+4F+Vs+T	57.3
Ø86x6	min			P+Z100	-21.7	P+Z100	-22.3
	max			P+Vs+T+Za	66.2	P+Vs+T+Za	60.9
Ø70x7	min			P+Z100	-22.1	P+Z100	-22.6
	max			P+Vs+T+Za	70.9	P+Vs+T+Za	65.7
Ø70x6	min			P+Z100	-25.8	P+Z100	-26.3
	max			P+Vs+T+Za	75.3	P+Vs+T+Za	73.6

Tab A. 53. Tensiuni maxime în talpa a, inelul A din analiza static neliniară cu încărcările inițiale

Analiză		EFORTURI TALPA A DIN CALCUL STATIC NELINIAR ÎNCĂRCĂRI INITIALE					σ [N/mm ²]		
		N [kN]		M2 [kNm]		M3 [kNm]		Combinatia	
Analiză static neliniară	Model I	N _{max} =	-1851.87	M _{2,af} =	5.05	M _{3,af} =	2.28	P+Vps+T+Z200-100	104.55
		N _{af} =	-1640.94	M _{2,max} =	8.46	M _{3,af} =	23.97	P+Vps+T+Z200-100	107.91
		N _{af} =	-1654.56	M _{2,af} =	-0.48	M _{3,max} =	48.26	P+Vps+T+Za	100.42
	Model II	N _{max} =	-1838.70	M _{2,af} =	0.00	M _{3,af} =	0.00	P+Vs+T+Za	92.82
		N _{af} =	-1650.59	M _{2,max} =	8.02	M _{3,af} =	36.13	P+Vps+T+Za	111.52
		N _{af} =	-1657.41	M _{2,af} =	-0.49	M _{3,max} =	45.19	P+Vps+T+Za	99.57
	Model III	N _{max} =	-1827.03	M _{2,af} =	3.75	M _{3,af} =	-4.73	P+Vs+T+Za	101.44
		N _{af} =	-1670.52	M _{2,max} =	7.60	M _{3,af} =	32.49	P+Vps+T+Za+U	110.48
		N _{af} =	-1660.71	M _{2,af} =	-0.59	M _{3,max} =	39.69	P+Vps+T+Za+U	98.12

Tab A. 54. Tensiuni maxime în inelul central din analiza static neliniară cu încărcările inițiale

Analiză		EFORTURI INEL CENTRAL DIN CALCUL STATIC NELINIAR ÎNCĂRCĂRI INITIALE				σ [N/mm ²]			
		N [kN]		M2 [kNm]			M3 [kNm]	Combinatia	
Analiză static neliniară	Model I	N _{max} =	-5788.98	M _{2,af} =	653.57	M _{3,af} =	-14.73	P+Z200+T	57.22
		N _{af} =	-2909.93	M _{2,max} =	1319.85	M _{3,af} =	137.47	P+Vs+T+Za	57.77
		N _{af} =	-1714.44	M _{2,af} =	147.20	M _{3,max} =	945.90	P+Vps+T+Za+u	24.15
	Model II	N _{max} =	-6208.55	M _{2,af} =	611.48	M _{3,af} =	-13.85	P+Z200+T	58.84
		N _{af} =	-1503.80	M _{2,max} =	-1027.40	M _{3,af} =	322.04	P+Vs+T+Za	41.82
		N _{af} =	-2544.35	M _{2,af} =	-381.31	M _{3,max} =	-596.50	P+Vs+T+Z200-100	33.12
	Model III	N _{max} =	-6356.94	M _{2,af} =	607.56	M _{3,af} =	-17.17	P+Z200+T	59.75
		N _{af} =	-1454.43	M _{2,max} =	-911.27	M _{3,af} =	276.30	P+Vs+T+Za	37.81
		N _{af} =	-2522.13	M _{2,af} =	-389.92	M _{3,max} =	-471.65	P+Vs+T+Z200-100	32.09

5. Calculul seismic spectral elastic în domeniu liniar al structurilor

Eforturile și deplasările obținute în urma analizei dinamice, în domeniu elastic, folosind spectre de răspuns elastic, sunt prezentate în continuare:

Eforturi și tensiuni din calculul seismic spectral elastic

Din analiza structurii pe forma nedeformată, încărcată sub acțiunea încărcărilor de proiectare după actualele normative și a combinațiilor acestora; conform calculului static de ordinul I liniar elastic, au rezultate următoarele eforturi în structură, date pe tipuri de elemente, în tabelele A.55 .. A.61 :

Tab A. 55. Eforturi și tensiuni în tălpi semiarce, din analiza spectral elastică

ANALIZĂ DINAMIC LINIARĂ - SPECTRU ELASTIC								
Element	Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
			N [kN]	σ [N/mm ²]	N [kN]	σ [N/mm ²]	N [kN]	σ [N/mm ²]
Tălpi semiarce	Ø146x16	min	-667.268	116.60	-928.844	162.31	-489.571	85.55
		max	452.191	69.20	719.638	110.13	313.244	47.94
	Ø146x14	min	-847.235	162.35	-925.511	177.35	-506.416	97.04
		max	620.701	106.91	707.664	121.89	285.503	49.18
	Ø152x18	min	-1104.584	160.46	-1343.045	195.10	-824.051	119.71
		max	762.668	100.65	896.909	118.36	380.743	50.25

Tab A. 56. Eforturi și tensiuni în zăbrele semiarce, din analiza spectral elastică

ANALIZĂ DINAMIC LINIARĂ - SPECTRU ELASTIC								
Element	Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
			N [kN]	σ [N/mm ²]	N [kN]	σ [N/mm ²]	N [kN]	σ [N/mm ²]
Zăbrele semiarce	Ø89x6	min	-258.791	252.06	-279.252	271.99	-80.738	78.64
		max	243.815	155.84	263.156	168.20	86.352	55.19
	Ø89x8	min	-95.955	77.11	-96.956	77.91	-70.334	56.52
		max	88.739	43.59	90.087	44.25	56.437	27.72
	Ø83x6	min	-87.494	99.57	-78.238	89.04	-38.17	43.44
		max	83.012	57.19	75.591	52.08	36.671	25.27
	Ø76x6	min	-204.719	360.97	-166.69	293.91	-93.976	165.70
		max	173.898	131.79	166.731	126.36	94.325	71.49
	Ø70x6	min	-105.507	229.51	-141.663	308.17	-75.864	165.03
		max	94.124	78.02	148.616	123.19	82.232	68.16
	Ø83x10	min	-199.231	191.64	-329.227	316.68	-110.475	106.27
		max	205.066	89.42	343.899	149.95	125.283	54.63
Diagonale superioare	Ø70x6	min	-513.35	1137.11	-532.647	1179.85	-122.221	270.73
		max	483.378	400.69	504.641	418.31	99.463	82.45
Montanti superiori	Ø70x6	min	-74.289	90.84	-62.193	76.05	-32.613	39.88
		max	111.507	92.43	108.883	90.26	75.569	62.64

Tab A. 57. Eforturi și tensiuni în inelele A și B, din analiza spectral elastică

ANALIZĂ DINAMIC LINIARĂ - SPECTRU ELASTIC								
Element	Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
			N [kN]	σ [N/mm ²]	N [kN]	σ [N/mm ²]	N [kN]	σ [N/mm ²]
Inel A Talpi b-c	Ø121x12	min	-404.788	107.64	-371.843	98.88	-144.164	38.34
		max	389.937	94.89	367.211	89.36	145.563	35.42
Inel A Diagonale	Ø70x6	min	-113.689	219.25	-125.483	241.99	-55.573	107.17
		max	116.396	96.48	127.379	105.59	57.357	47.55
Inel B Talpi	Ø127x11	min	-882.999	239.63	-606.465	164.58	-300.684	81.60
		max	777.949	194.07	541.596	135.11	222.17	55.42
Inel B Diagonale	Ø70x6	min	-227.24	510.27	-244.457	548.93	-127.615	286.56
		max	205.097	170.01	243.189	201.59	128.459	106.48

Tab A. 58. Eforturi și tensiuni în inelul central din analiza spectral elastică

Analiză		EFORTURI ÎN INELUL CENTRAL					σ [N/mm ²]	
		N	[kN]	M ₂	[kNm]	M ₃		[kNm]
CALCUL SPECTRAL ELASTIC	Model I	N _{max} =	-2385.92	M _{2,af} =	14.08	M _{3,af} =	-381.35	19.81
		N _{af} =	-1557.12	M _{2,max} =	-190.03	M _{3,af} =	-865.15	23.57
		N _{af} =	-1577.65	M _{2,af} =	111.39	M _{3,max} =	2078.36	32.46
	Model II	N _{max} =	-2011.96	M _{2,af} =	34.23	M _{3,af} =	-2281.05	35.04
		N _{af} =	-1459.05	M _{2,max} =	-186.72	M _{3,af} =	-847.66	22.67
		N _{af} =	-1294.72	M _{2,af} =	110.09	M _{3,max} =	3159.33	40.30
	Model III	N _{max} =	-2102.67	M _{2,af} =	47.01	M _{3,af} =	-1300.06	27.14
		N _{af} =	-1478.84	M _{2,max} =	-185.45	M _{3,af} =	-577.85	20.32
		N _{af} =	-1267.31	M _{2,af} =	110.85	M _{3,max} =	1790.05	27.77

Tab A. 59. Eforturi și tensiuni în contravânturi, din analiza spectral elastică

ANALIZĂ DINAMIC LINIARĂ - SPECTRU ELASTIC								
Element	Sectiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
			N [kN]	σ [N/mm ²]	N [kN]	σ [N/mm ²]	N [kN]	σ [N/mm ²]
Contravânturi	Ø60x6 luminator	max					179.034	175.89
	Ø60x6 curente	max					80.067	78.66

Tab A. 60. Eforturi și tensiuni în pane, din analiza spectral elastică

ANALIZĂ DINAMIC LINIARĂ - SPECTRU ELASTIC								
Element	Secțiunea	Efort	Model I		Model II		Model III	
			N [kN]	σ [N/mm ²]	N [kN]	σ [N/mm ²]	N [kN]	σ [N/mm ²]
Pane	Ø127x12	min			-482.984	256.66	-282.475	150.11
		max			408.122	94.14	215.956	49.81
	Ø127x10	min			-327.281	178.84	-257.719	140.83
		max			257.663	70.10	190.962	51.95
	Ø127x9	min			-225.527	119.80	-242.046	128.58
		max			156.959	47.04	175.416	52.58
	Ø108x11	min			-161.805	98.59	-247.59	150.85
		max			88.13	26.29	174.36	52.02
	Ø108x10	min			-101.599	57.71	-244.86	139.09
		max			29.956	9.73	172.314	55.97
	Ø108x8	min			-87.91	52.32	-226.377	134.73
		max			25.339	10.08	163.178	64.93
	Ø89x10	min			-150.431	101.23	-251.782	169.44
		max			62.017	24.99	185.551	74.76
	Ø89x6	min			-114.891	78.27	-235.549	160.47
		max			58.309	28.64	178.389	87.63
	Ø86x6	min			-101.861	78.56	-206.087	158.94
		max			55.909	35.74	159.821	102.15
	Ø70x7	min			-98.823	87.84	-203.129	180.56
		max			55.53	40.08	159.883	115.40
Ø70x6	min			-101.623	92.36	-190.571	173.20	
	max			49.574	41.09	150.703	124.92	

Tab A. 61. Eforturi și tensiuni în inelul A, talpa A din calculul spectral elastic

Analiză		EFORTURI ÎN INELUL A - TALPA A					σ [N/mm ²]	
		N	[kN]	M ₂	[kNm]	M ₃		[kNm]
CALCUL SPECTRAL ELASTIC	Model I	N _{max} =	-282.40	M _{2,af} =	-3.20	M _{3,af} =	-26.10	28.63
		N _{af} =	133.29	M _{2,max} =	6.66	M _{3,af} =	57.55	37.31
		N _{af} =	81.17	M _{2,af} =	-0.18	M _{3,max} =	59.62	23.08
	Model II	N _{max} =	-306.05	M _{2,af} =	-3.56	M _{3,af} =	-32.76	32.87
		N _{af} =	150.24	M _{2,max} =	6.93	M _{3,af} =	60.32	39.51
		N _{af} =	279.60	M _{2,af} =	6.59	M _{3,max} =	60.73	45.18
	Model III	N _{max} =	-174.18	M _{2,af} =	0.07	M _{3,af} =	-0.48	9.08
		N _{af} =	83.15	M _{2,max} =	2.81	M _{3,af} =	26.08	17.61
		N _{af} =	163.90	M _{2,af} =	2.32	M _{3,max} =	29.30	21.54

Deplasări din calculul seismic spectral elastic

Săgeata maximă pentru inelul central, deplasările în plan și vertical pentru inelul intermediar și deplasările generale ale întregii structuri, obținute din analiza spectral elastică, pentru încărcările actuale de proiectare, sunt date în tabelele A.62..A.64:

Tab A. 62. Săgeata maximă a inelului central din calcul spectral elastic

SĂGEATA MAXIMĂ A INELULUI CENTRAL DIN CALCUL SPECTRAL ELASTIC ÎNCĂRCĂRI ACTUALE									
MODEL I			MODEL II				MODEL III		
Deplasare [mm]		Combinatia	Deplasare [mm]		Combinatia	Deplasare [mm]		Combinatia	
Min	-187.64	P+S+U+4F+Zu	min	-184.60	P+S+U+4F+Zu	min	-69.62	P+S+U+4F+Zu	
Max	166.35	P+S+U+4F+Zu	max	159.05	P+S+U+4F+Zu	max	43.73	P+S+U+4F+Zu	

Tab A. 63. Deplasările maxime a inelului intermediar din calcul spectral elastic

DEPLASĂRILE MAXIME A INELULUI INTERMEDIAR DIN CALCUL SPECTRAL ELASTIC ÎNCĂRCĂRI ACTUALE						
Model	Xmax [mm]	Combinatia	Ymax [mm]	Combinatia	Zmax [mm]	Combinatia
I	45.66	P+S+U+4F+Zu	45.66	P+S+U+4F+Zu	-66.81	P+S+U+4F+Zu
II	42.98	P+S+U+4F+Zu	42.95	P+S+U+4F+Zu	-60.80	P+S+U+4F+Zu
III	15.27	P+S+U+4F+Zu	15.26	P+S+U+4F+Zu	-21.62	P+S+U+4F+Zu

Tab A. 64. Săgeata maximă a inelului central din calcul spectral elastic

DEPLASĂRI MAXIME A STRUCTURII ÎN CALCUL SPECTRAL ELASTIC - ÎNCĂRCĂRI ACTUALE									
Model	Xmax [mm]	Pozitie nod	Combinatia	Ymax [mm]	Pozitie nod	Combinatia	Zmax [mm]	Pozitie nod	Combinatia
I	137.67	16	P+S+U+4F+Zu	137.72	16	P+S+U+4F+Zu	-188.94	18	P+S+U+4F+Zu
II	71.74	17	P+S+U+4F+Zu	71.83	19	P+S+U+4F+Zu	-184.96	19	P+S+U+4F+Zu
III	24.69	19	P+S+U+4F+Zu	24.67	19	P+S+U+4F+Zu	-69.31	20	P+S+U+4F+Zu

6. Calculul tensiunii în sudură – încărcările inițiale

Tab A. 65. Tensiuni în coordonul de sudură din calculul static liniar cu încărcările inițiale

TENSIUNI SUDURĂ DIN CALCULUL STATIC LINIAR - ÎNCĂRCĂRI INIȚIALE						
Element	Sect.	Lungime sudura [mm]	Efort	Model I	Model II	Model III
				σ_s [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]
Talpi semiarce	Ø146x16	458.7	min	99.6	95.0	95.5
			max	22.8	16.4	5.0
	Ø146x14	458.7	min	88.2	88.2	88.0
			max	39.1	28.3	14.7
	Ø152x18	477.5	min	70.4	66.1	60.5
			max	26.4	23.0	6.9
Zabrele semiarce	Ø89x6	302.2	min	51.7	52.4	40.5
			max	92.6	92.4	90.5
	Ø89x8	311.3	min	47.8	42.2	38.4
			max	28.5	24.9	37.1
	Ø83x6	299.3	min	24.7	22.5	20.5
			max	23.3	17.5	14.3
	Ø76x6	246.5	min	46.7	38.6	40.9
			max	32.2	26.7	26.0
	Ø70x6	228.7	min	48.6	45.5	41.5
			max	36.2	32.9	29.2
	Ø83x10	267.0	min	34.6	32.3	29.2
			max	36.9	22.6	19.0
Diagonale superioare	Ø70x6	318.1	min	71.7	64.4	41.8
			max	45.1	53.3	20.4
Montanti superiori	Ø70x6	223.1	min	52.9	41.5	42.9
			max	47.7	45.0	45.3
Inel A Talpi b-c	Ø121x12	380.1	min	97.2	93.4	86.4
			max	0.3	0.8	0.7
Inel A Diagonale	Ø70x6	238.8	min	50.6	49.8	49.0
			max	55.1	58.5	52.0
Inel B Talpi	Ø127x11	399.0	min	62.0	42.7	44.8
			max	98.0	49.9	50.6
Inel B Diagonale	Ø70x6	240.6	min	47.4	46.2	49.0
			max	42.5	65.9	49.7

Tab A. 66. Tensiuni în coordonul de sudură din calculul static neliniar cu încărcările inițiale

TENSIUNI SUDURĂ DIN CALCULUL STATIC NELINIAR ÎNCĂRCĂRI INIȚIALE						
Element	Sectiunea	Lungime sudura [mm]	Efort	Model I	Model II	Model III
				σ_s [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]
Talpi semiarce	Ø146x16	458.7	min	103.2	94.4	95.4
			max	20.0	18.7	5.0
	Ø146x14	458.7	min	90.8	86.8	86.8
			max	45.5	31.7	17.7
	Ø152x18	477.5	min	71.4	66.8	60.8
			max	34.7	24.1	10.7
Zabrele semiarce	Ø89x6	302.2	min	58.0	54.5	42.1
			max	92.3	92.6	90.4
	Ø89x8	311.3	min	49.3	43.1	39.0
			max	29.5	25.3	21.8
	Ø83x6	299.3	min	27.4	22.8	21.0
			max	22.5	17.8	15.4
	Ø76x6	246.5	min	48.3	38.3	41.3
			max	34.4	25.7	26.1
	Ø70x6	228.7	min	52.8	46.7	43.6
			max	38.8	33.2	30.3
	Ø83x10	267.0	min	37.6	31.9	29.7
			max	34.1	20.6	19.2
Diagonale superioare	Ø70x6	318.1	min	85.5	57.7	44.4
			max	49.0	61.4	21.3
Montanti superiori	Ø70x6	223.1	min	61.1	44.0	43.5
			max	48.1	45.2	45.9
Inel A Talpi b-c	Ø121x12	380.1	min	98.7	95.6	87.5
			max	0.1	0.5	0.5
Inel A Diagonale	Ø70x6	238.8	min	52.9	51.9	51.3
			max	58.5	60.7	53.6
Inel B Talpi	Ø127x11	399.0	min	83.5	47.5	49.5
			max	95.3	49.1	48.7
Inel B Diagonale	Ø70x6	240.6	min	56.3	49.9	51.0
			max	49.6	45.1	51.9

BIBLIOGRAFIE

- [1] „Treasury of Atreus,” 2012. [Interactiv]. Available: <http://en.structurae.de/structures/data/index.cfm?ID=s0003185>.
- [2] D. Moore, „The Pantheon,” 1995. [Interactiv]. Available: <http://www.romanconcrete.com/docs/chapt01/chapt01.htm>.
- [3] „Superior Dome,” [Interactiv]. Available: <http://webb.nmu.edu/SportsRecSports/SiteSections/Facilities/SuperiorDome.shtml>.
- [4] „Century Hall,” [Interactiv]. Available: <http://en.structurae.de/structures/data/index.cfm?ID=s0000363>.
- [5] „Norfolk Scope Arena,” [Interactiv]. Available: <http://en.structurae.de/structures/data/index.cfm?id=s0030481>.
- [6] A. Ivan, Instabilitatea cupolelor metalice reticulate simplu strat, București: Editura academiei române, 2001.
- [7] Surrey University, „What's a space structure,” [Interactiv]. Available: <http://www3.surrey.ac.uk/eng/research/ems/ssrc/intro.htm>.
- [8] „Space structures systems,” [Interactiv]. Available: <http://www.fgg.uni-lj.si/kmk/esdep/master/wg14/I0500.htm>.
- [9] T. T. Lan, „Space Frame Structures,” în *Structural Engineering Handbook*, CRC Press LLC, 1999, pp. 956-1013.
- [10] J. Gerrits, „Space structures in the Netherlands since 1984,” în *Space structures 4, Volume 2*, London, 1993.
- [11] T. MacGinley, STEEL STRUCTURES Practical design studies Second edition, London and New York: E & FN SPON, 1998.
- [12] M. Ivan și A. Ivan, „Cupolă metalică cu arce și inele la Banca Agricolă din Arad,” în *a VII-a Conferință de construcții metalice, volumul II*, Timișoara.
- [13] U. Winischhofer, „The heritage of Vienna's most important steel workshop, 1880s-1930s,” în *XIII International Congress 2006 Industrial Heritage and urban transformation productive territories and industrial landscape*, 2006.
- [14] A. Louis O. Bass, „Unusual Dome Awaits Baseball Season in Houston,” 1965. [Interactiv]. Available: <http://www.columbia.edu/cu/gsap/BT/DOMES/HOUSTON/h-unusua.html>.
- [15] D. Library of Congress Prints and Photographs Division Washington, „Historic American Buildings Survey/Historic American Engineering Record/Historic American Landscapes Survey,” [Interactiv]. Available: <http://www.loc.gov/pictures/collection/hh/item/tx1045.photos.203741p/resize/>.
- [16] B. Placebook, „Victoria Square, Belfast,” 2011. [Interactiv]. Available: <http://placebook.bdp.com/2000s/victoria-square-belfast>.
- [17] A. Cornett, „Victoria Square, Belfast,” *The Structural Engineer*, pp. 17-19, 2009.
- [18] Xuzhou Zm-besta heavy steel structure Co.,Ltd, „steel structure space grid dome type shed,” [Interactiv]. Available: <http://zmqg.en.ecplaza.net/1.asp>.

- [19] W. I. Liddell, „Long-span structures: the research for structural efficiency,” *The Structural Engineer*, pp. 73-81, 2008.
- [20] „The Montreal Biosphere Is A Modern Eco-Museum,” 2011. [Interactiv]. Available: <http://www.vivaboo.com/the-montreal-biosphere-is-a-modern-eco-museum/>.
- [21] W. E.-h. Gao Bo-qing, „Sensitivity analyses of cables to suspen-dome structural system,” *Journal of Zhejiang University SCIENCE*, p. 2004, 1045-1052.
- [22] Y. L. Zhi-Hua Chen, „Parameter Analysis on Stability of a Suspendome,” *International Journal of SPACE STRUCTURES*, pp. 115-122, 2005.
- [23] Z.-H. Chen și H.-B. Liu, „Design Optimization and Structural Property Study on Suspendome with Stacked Arch in Chiping Gymnasium,” în *Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symposium 2009, Valencia, 2009*.
- [24] M. Soare și N. Pătrînache, „Cupola metalică reticulată de la pavilionul Expozitiei economiei naționale,” *Revista construcțiilor si a materialelor de constructii*, pp. 124-135, 1962 - 3.
- [25] E. Baiculescu și M. Enescu, „Proiectarea pavilionului Expozitiei economiei naționale a R.P.R.,” *Revista construcțiilor si a materialelor de constructii*, pp. 114-123, 1962 - 3.
- [26] T. Dinescu și M. Amastasescu, „Proiectarea montarii cupolei pavilionului Expozitiei economiei naționale a R.P.R.,” *Revista construcțiilor si a materialelor de constructii*, pp. 136-145, 1962 - 3.
- [27] A. D. Caracostea, „Executarea construcției metalice sudate a pavilionului Expozitiei economiei naționale a R.P.R.,” *Revista construcțiilor si a materialelor de constructii*, pp. 339-353, 1962 - 7.
- [28] M. Ivan și A. Ivan, „Colapsul cupolei reticulate simplu strat a pavilionului Romexpo din București,” în *Stabilitatea structurilor metalice, Zilele Academice Timișene*, Timișoara, 2007.
- [29] A. Ivan, „Instabilitate dinamică a cupolelor sferice simplu strat,” în *Stabilitatea structurilor metalice, Zilele Academice Timișene*, Timișoara, 2007.
- [30] C. M. Papadopoulos și M. T. LoRicco, „SYMMETRY-ADAPTED COMPUTATION: A CASE,” în *Joint International Conference on Computing and Decision Making in Civil and Building Engineering*, Montreal, Canada, 2006.
- [31] V. Gioncu și M. Ivan, *Instabilitatea structurilor din placi curbe subțiri*, Timișoara: Editura Academiei, 1978.
- [32] V. Gioncu și P. Lenza, „Propagation of local buckling in reticulated shells,” în *Space Structures 4 volume 1*, Guildford, UK, 1993.
- [33] T. Galambos, *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, 4th edn, New York: John Wiley, 1988.
- [34] M. Ivan, *Stabilitata și dinamica construcțiilor*, Timișoara: Instutul Politehnic Traian Vuia, Timișoara, 1980.
- [35] J. M. Rotter, *Shell Buckling and Collapse Analysis for Structural Design: The New Framework of the European Standard in New Approches to Structural Mechanics, Shells and Biological Structures*, London: Eds. H.R. Drew and S. Pellegrino, Celebration volume for the 60th birthday of Prof. C.R.Calladine,

- University of Cambridge, 9-11 September, Kluwer Academic Publisher, 2002.
- [36] D. Dubină, F. Dinu, A. Stratan și N. Filip-Văcărescu, Calculul structural global al structurilor metalice. Recomandări, comentarii și exemple de aplicare în conformitate cu SR EN 1993-1- și SR EN 1998-1, Timișoara, 2010.
- [37] A. Stratan, „Curs: Calculul neliniar al structurilor”.
- [38] Wikipediari, The Free Encyclopedia, „Deformation (mechanics),” [Interactiv]. Available: [http://en.wikipedia.org/wiki/Deformation_\(mechanics\)](http://en.wikipedia.org/wiki/Deformation_(mechanics)).
- [39] I. Both, „Teze de doctorat,” în *Contribuții la analiza comportării neliniare a structurilor metalice*, Timișoara, Editura Politehnica, 2011.
- [40] Computers and Structures, Inc., CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, Etabs and SAFE, Berkeley, California, USA, 2007.
- [41] Computers and Structures, Inc., SAP 2000, Liniar and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures. Basic analysis reference manual, Berkeley, California, USA, 2006.
- [42] „Cai Ferate, Drumuri și Poduri,” Curs Metoda Elementului Finit, [Interactiv]. Available: <http://cfdp.utcb.ro/studenti/cursuri/mef/noi/Curs%20MEF%202012%20Nr.%202.pdf>.
- [43] D. Dubină, „Computation models and numerical solution procedures for nonlinear analysis of single-layer lattice shells,” *International Journal of Space Structures*, vol. 7, nr. no. 4, 1992.
- [44] M. Bica și V. Purje, Metode numerice iterative pentru ecuații operaționale, Oradea: Editura Universității din Oradea, 2006.
- [45] C. Marin, A. Haldar, I. Popa și L. Albu, Modelarea cu elemente finite a structurilor mecanice, Editura Academiei Române, 2002.
- [46] C. Chiorean, Aplicații software pentru analiza neliniară a structurilor în cadre, U.T.Press, 2006.
- [47] A. M. Crisfield, „A fast incremental/iterative solution procedure that handles "snap-through",” *Computer & Structures*, vol. 13, pp. 55-62, 1981.
- [48] E. Ramm, „Strategies for Tracing Nonlinear Response Near Limit Points,” în *US-Europe Workshop "Nonlinear Finite Element Analysis in Structural Mechanics"*, Bochum, eds. W. Wunderlich, E. Stein, K.-J. Bathe, 1980.
- [49] G. P. Bergan, G. Horrigmoe, B. Krakeland și H. T. Sride, „Solution techniques for non-linear finite element problems,” *International Journal for Numerical Methods*, pp. 1677-1969, 1978.
- [50] G. Powell și J. Simons, „Improved iteration strategy for nonlinear structures,” *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, pp. 1455-1467, 1981.
- [51] D. Mateescu, D. Roșu, V. Bota, I. Fleșeriu, I. Gruner, I. Munteanu, I. Appeltauer, L. Gădeanu, M. Ivan și E. Schuch, „Cupola metalică sudată a pavilionului expoziției economiei naționale a R.P.R.,” *Comunicările celei de-a V-a conferințe de sudură și încercări de metale*, pp. 551-569, 1965.
- [52] D. Mateescu, „Die geschweisste stahlkuppel einer ausstellungshalle,” *Revue roumaine des sciences techniques - Serie de metallurgie*, Vol. %1 din %2Tome 11, No. 1, pp. 77-100, 1966.
- [53] D. D. Niculescu, I. Arhire și I. Vasilescu, „Utilizarea elementelor prefabricate

- de beton armat la executarea pavilionului Expozitiei economiei nationale," *Revista constructiilor si a materialelor de constructii*, pp. 146-156, 1962 - 3.
- [54] D. Mateescu, I. Fleşeriu, M. Ivan, E. Fleşeriu, L. Gâdeanu, A. Dănilescu și E. Schuch, „Studiu comparativ asupra distributiei eforturilor, determinate in diverse ipoteze de conlucrare spatia la o cupola cu nervuri si inele,” *Buletinul Științific și Tehnic al Institutului Politehnic Timișoara*, pp. 601-616, 1964.
- [55] Cod de proiectare. Bazele proiectării structurilor în construcții. Indicativ CR 0-2005, Monitorul Oficial al României, 2006.
- [56] D. Mateescu, A. Caracostea și Colectivul I.P.C.M.C. Timisoara, Proiect Tehnic "Refacerea acoperișului pavilionului economiei nationale", Timișoara, 1963.
- [57] Cod de proiectare. Evaluarea acțiunii zăpezii asupra construcțiilor. Indicativ CR 1-1-3-2005, Monitorul Oficial al României, 2006.
- [58] Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-3: General actions - Snow loads - EN 1991-1-3, European Standard, 1995.
- [59] Cod de proiectare. Bazele proiectării și acțiuni asupra construcțiilor. Acțiunea vântului. Indicativ NP-082-04, Monitorul Oficial al României, 2005.
- [60] Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions, European Standard, 2005.
- [61] Cod de proiectarea seismică - Partea I - Prevederi de proiectare pentru clădiri, indicativ P 100-1/2006, Monitorul Oficial al României, 2006.
- [62] Computer and Structures, Inc., „CSI Knowledge Base,” [Interactiv]. Available: <https://wiki.csiberkeley.com/display/kb/Home>.
- [63] C. R. Calladine, Theory of shell structures, Cambridge: Cambridge University Press, 1983.
- [64] V. Gioncu, „Instability Problems in Space Structures,” *Space Structures*, vol. 1, pp. 169-183, 1985.
- [65] M. Ivan, A. Botici, E. Dogaru, A. Ivan, G. Balekics și A. Negru, Statica, stabilitatea și dinamica construcțiilor. Teorie și probleme, București: Editura Tehnică, 1997.
- [66] American society of civil engineers, FEMA 356 Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Washington D.C.: Federal Emergency Management Agency, 20000.
- [67] M. Sarian, E. Caragheorghe, D. D. Boiangiu și D. Voiculescu, Probleme de mecanică, București: Editura didactică și pedagogică, 1983.
- [68] C. A. Fellipa, „Introduction to finite element methods,” [Interactiv]. Available: <http://www.colorado.edu/engineering/cas/courses.d/IFEM.d/IFEM.Ch31.d/IFEM.Ch31.pdf> .
- [69] E. L. Wilson, Three dimensional static and dynamic analysis of structures, Berkley, USA: Computer and Structures Inc., 2002.
- [70] R. D. Cook, Finite Element Modeling for Stress Analysis, USA: John Wiley and Sons Inc. ISB 0-471-10774-3, 2004.
- [71] A. Stratan, Dinamica structurilor și inginerie seismică, Timișoara: Ed. Orizonturi Universitare, ISBN 978-973-638-388-0, 2007.
- [72] D. W. Nicholson, Finite Element Analysis - Thermodynamics of solids, USA:

- CRC Press, 2003.
- [73] G. Dahlquist și A. Bjork, Numerical Methods, first edition, N.J.: Prentice-Hall, Englewood Cliff, 1974.
- [74] S. Mazzoni, F. McKenna, G. L. Fenves și et. al., Open System for Earthquake Engineering Simulation User Manual, Open Sees version 1.7.0., 2005.
- [75] H. M. Hilber, T. J. R. Hughes și R. L. Taylor, Improved Numerical Dissipation for Time Integration Algorithms in Structural Dynamics, Earthquake Engineering and Structural Dynamics,, 1977.
- [76] „Accelerograma seism Vrancea, înregistrată la 4 martie 1977 pe 3 direcții, la stația INCERC București”.
- [77] „Accelerograma seism Vrancea, înregistrată la 30 august 1986 pe 3 direcții, la stația București-Măgurele”.
- [78] „Accelerograma seism Vrancea, înregistrată la 30 mai 1990 pe 3 direcții, la stația București-Măgurele”.
- [79] Calculul elementelor din oțel, STAS 10108/0-78, Institutul român de standardizare, 1978.
- [80] I. P. Giannopoulos, „Seismic Assessment of a RC Building according to FEMA 356 and Eurocode 8,” în *A 16-a conferință de beton, TEE, ETEK 21-23.10.2009*, Paphos, Cipru, 2009.
- [81] G. Cristescu, „Lungimea de contact la îmbinarea a doi cilindri cu diametrul D și d la un unghi alfa,” Manuscris, Arad, 2012.
- [82] M. Radeș, Analiza cu elemente finite, 2006.
- [83] I. Palade, D. Manasian și A. Stănescu, „Instalațiile pavilionului Expoziției economiei naționale,” *Revista construcțiilor și a materialelor de construcții*, vol. 3, pp. 157-165, 1992.
- [84] D. Mateescu și I. Caraba, Construcții metalice. Calculul și proiectarea elementelor din oțel, București: Editura Tehnică București, 1980.