

UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" DIN TIMIȘOARA  
FACULTATEA DE CONSTRUCȚII ȘI ARHITECTURĂ

DEPARTAMENTUL DE CONSTRUCȚII  
CIVILE INDUSTRIALE ȘI AGRICOLE

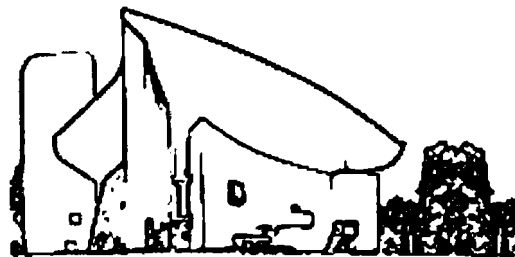
# CONTRIBUȚII LA CALCULUL ȘI ALCĂTUIREA PEREȚILOR STRUCTURALI DIN BETON ARMAT

Ing. Marius MOȘOARCĂ

Teză de doctorat

Conducător științific:  
Prof.Dr.Ing. Valeriu STOIAN

641.500  
369 . D.



2004

# Prefață

*După lucrarea de licență finalizată în anul 1994, prezenta teză de doctorat reprezintă al doilea pas important în formarea mea ca specialist în construcții, sub conducerea domnului prof. dr. ing. Valeriu Stoian. Acum, după zece ani de colaborare, doresc să-i mulțumesc conducătorului științific pentru competența cu care m-a îndrumat în toți acești ani.*

*Mulțumesc călduros referenților oficiali: prof. dr. ing. Tudor Postelnicu, prof. dr. ing. Ioan Pop și prof. dr. ing. Sevastian Ianca pentru faptul că au acceptat să facă parte din comisia de doctorat și pentru atenția cu care au recenzat teza de doctorat. Sunt recunoscător domnului prof. dr. ing. Tudor Postelnicu pentru înțelegerea și recomandările oferite constant în timp, încă de la alegerea temei prezentei teze de doctorat.*

*Sunt profund recunoscător domnului profesor dr. ing. Victor Gioncu membru titular al Academiei de Științe Tehnice din România, pentru formarea mea ca cercetător și pentru toate sfaturile date pe parcursul elaborării tezei de doctorat. Îi mulțumesc pentru căldura sufletească, înțelegerea și prietenia sinceră acordată în toți acești ani de încercări în cercetare și proiectare.*

*Datorez totul Facultății de Construcții din Timișoara pentru bursa de studii acordată la Paris în 1994, cu ocazia întocmirii lucrării de licență și care mi-a permis contactul cu lumea științifică deschizându-mi astfel orizonturile cercetării.*

*Autorul mulțumește și pe această cale tuturor cadrelor didactice din Catedra C.C.I.A. care prin discuții și sugestii au participat la clarificarea unor aspecte ale cercetărilor efectuate.*

*Rămân îndatorat tuturor colaboratorilor de la filiala INCERC Timișoara, în special doamnei dr. ing. Liliana Bob și domnului ing. Horia Mureșan, care m-au sprijinit pe tot parcursul încercărilor experimentale.*

*Deoarece încercările experimentale au fost susținute economic integral din sponsorizări oferite de societăți comerciale, mulțumesc conducerilor acestora și în special domnului ing. Ioan Sandu, pentru înțelegere și ajutorul financiar acordat.*

*Autorul își exprimă recunoștința față de toți colegii din firmele de proiectări: S.C. H. I. STRUCT S.R.L și S.C. MAISON STYL S.R.L., care m-au ajutat permanent în timpul cercetărilor teoretice și experimentale.*

*Sunt recunoscător celor mai vechi prieteni și colaboratori: doamnei ing. Florea Margareta și ing. Florin Muș care sunt alături de mine încă de la începuturile activității de proiectare. Mulțumesc domnului Incze Károly-István pentru imensul ajutor acordat permanent la redactarea lucrării și la efectuarea încercărilor experimentale.*

\* \* \*

*Dedic această lucrare întregii mele familii, părinților mei pentru toate sacrificiile făcute, a căror respect față de muncă și onoare m-au determinat să studiez în continuare și să finalizez teza de doctorat, soției mele Tatiana pentru înțelegerea, răbdarea, devotamentul și dragostea cu care m-a înconjurat în toți acești ani de eforturi, fiului meu Alexandru pentru puținul timp liber acordat și ca o încurajare pentru împliniri mari în viitor.*

## **SPONSORI:**

---

<b>S.C. P.A.B. ROMANIA S.A. – Arad</b>	<b><i>Dir.: ing. Ion SANDU</i></b>
<b>S.C. INCERC S.A. – Timișoara</b>	<b><i>Dir.: Prof. Dr. ing. Corneliu BOB</i></b>
<b>S.C. EUROPREFABRICATE S.A.- Timișoara</b>	<b><i>Dir.: ing. Călin BAILIUC</i></b>
<b>S.C. COVA GHERA S.A. – Timișoara</b>	<b><i>Dir.: Ioan COVA</i></b>
<b>S.C. CONSELECTRIFICAREA INSTAL S.A. –Timișoara</b>	<b><i>Dir.: ing. Eleodor COPTIL</i></b> <b><i>Dir.: ing. Horațiu RADA</i></b>
<b>S.C. TAJ TRANS S.A. – Timișoara</b>	<b><i>Dir.: ing. Adrian CRĂCIUN</i></b> <b><i>Dir.: Anton KRAFCSIK</i></b>
<b>S.C. H. I. STRUCT S.R.L.- Timișoara</b>	<b><i>Dir.: Dr. ing. Victor GIONCU</i></b>
<b>S.C. TOPO PROIECT S.R.L. – Timișoara</b>	<b><i>Dir.: ing. Florin MUȚ</i></b>
<b>S.C. BLACK LIGHT S.R.L. – Timișoara</b>	<b><i>Dir.: ing. Gigi BÎRLĂ</i></b>
<b>S.C. MAISON STYL S.R.L.- Recaș</b>	

---

---

*„În timp ce sute de structuri în cadre au intrat în stare de colaps sau au suferit avarii importante după seismele din trecut, nici o singură structură care să conțină pereți structurali din beton armat nu a cedat.”*

*Fintel , 1991*

## Cuprins

<b>Cuprins (lb. română)</b>	I
<b>Cuprins (lb. engleză)</b>	IV
<b>Lista figurilor (lb. engleză)</b>	VII
<b>Lista tabelor (lb. engleză)</b>	XI
<b>Capitolul 1 INTRODUCERE. OBIECTUL TEZEI</b>	
<b>1.1 GENERALITĂȚI</b>	I-1
<b>1.2 TIPURI DE SISTEME STRUCTURALE DIN BETON ARMAT</b>	I-4
<b>1.3 TIPURI DE CLĂDIRI ETAJATE CU PEREȚI STRUCTURALI DIN BETON ARMAT. CLASIFICĂRI</b>	I-6
<b>1.4 TIPURI DE PEREȚI STRUCTURALI DIN BETON ARMAT</b>	I-12
1.4.1 Clasificări generale	I-12
1.4.2 Tipuri de pereți structurali plini	I-13
1.4.3 Tipuri de pereți structurali cu goluri	I-15
1.4.4 Variația pe înălțime a pereților structurali	I-16
<b>1.5 PEREȚI STRUCTURALI DIN BETON ARMAT CU GOLURI DECALATE. OBIECTUL TEZEI</b>	I-18
<b>Capitolul 2 PROIECTAREA SEISMICĂ A PEREȚILOR STRUCTURALI DIN BETON ARMAT. ASPECTE GENERALE</b>	
<b>2.1 PRINCIPIILE FUNDAMENTALE ALE PROIECTĂRII CONCEPTUALE PENTRU CLĂDIRILE AMPLASATE ÎN ZONE SEISMICE</b>	II-1
2.1.1 Cerințe fundamentale	II-1
2.1.2 Principiile fundamentale ale proiectării conceptuale	II-2
2.1.3 Exigențe generale în proiectarea construcțiilor cu pereți structurali din beton armat impuse de Normativul românesc de proiectare P85-96	II-4
2.1.4 Reguli de alcătuire generală a clădirilor cu pereți structurali din beton armat	II-6
<b>2.2 DUCTILITATEA PEREȚILOR STRUCTURALI DIN BETON ARMAT</b>	II-10
2.2.1 Generalități	II-10
2.2.2 Ductilitatea structurilor din beton armat	II-12
2.2.3 Clasele de ductilitate	II-13
2.2.4 Ductilitatea generală	II-14
2.2.5 Ductilitatea locală	II-16
<b>2.3 TIPURI DE CEDĂRI A PEREȚILOR STRUCTURALI DIN BETON ARMAT</b>	II-16
2.3.1 Tipuri de cedări ale pereților structurali plini	II-17
2.3.2 Tipuri de cedări ale pereților structurali cu goluri	II-17
<b>2.4 FILOZOFII NOI DE PROIECTARE A CLĂDIRILOR CU PEREȚI STRUCTURALI DIN BETON ARMAT ÎN ZONE SEISMICE</b>	II-22
2.4.1 Proiectarea structurilor la mai multe nivele de performanță	II-22
2.4.1.1 Clasificarea criteriilor de performanță	II-24
2.4.1.2 Influența proiectării la mai multe nivele asupra proiectării pereților structurali	II-27
2.4.2 Proiectarea seismică a clădirilor cu pereți structurali din beton armat pe baza spectrelor de deplasare	II-28
2.4.2.1 Introducere	II-28
2.4.2.2 Proiectarea bazată pe deplasările directe	II-29
2.4.3 Metode noi de analiză statică neliniară (PUSH-OVER)	II-33
2.4.3.1 Generalități	II-33
2.4.3.2 Metoda spectrului de capacitate (CSM)	II-34
2.4.3.3 Metoda coeficientului de deplasare (MCD)	II-35
2.4.3.4 Metoda N2	II-36
<b>2.5 PROIECTAREA SEISMICĂ A PEREȚILOR SLAB ARMAȚI</b>	II-36
<b>2.6 INFLUENȚA TIPURILOR DE SEISME ASUPRA COMPORTĂRII PEREȚILOR STRUCTURALI DIN BETON ARMAT</b>	II-38
2.6.1 Tipuri de seisme	II-39
2.6.1.1 Comportarea seismică a pereților structurali din beton sub diverse tipuri de seisme	II-41
<b>Capitolul 3 SINTEZA CERCETĂRILOR TEORETICE ȘI EXPERIMENTALE REALIZATE PE PEREȚI STRUCTURALI DIN BETON ARMAT CU GOLURI DECALATE</b>	
<b>3.1 STADIUL ACTUAL AL CERCETĂRILOR</b>	III-1
<b>3.2 REZULTATELE CERCETĂRILOR EFECTUATE DE PAULAY (1992)</b>	III-2

3.2.1	Cercetări teoretice și experimentale	III-2
3.2.2	Interpretarea rezultatelor	III-7
<b>3.3</b>	<b>REZULTATELE CERCETĂRILOR EFECTUATE DE WIGHT (1991)</b>	III-8
3.3.1	Introducere	III-8
3.3.2	Încercări teoretice și experimentale	III-9
3.3.3	Observații și rezultate	III-12
<b>3.4</b>	<b>CERCETĂRILE EFECTUATE DE SUBEDI (2000)</b>	III-17
3.4.1	Generalități	III-17
3.4.2	Tipuri de cedări	III-17
3.4.3	Metoda momentului total	III-20
3.4.4	Încercări experimentale	III-22
3.4.5	Analiza comportării neliniare cu ajutorul metodei elementului finit	III-25
<b>3.5</b>	<b>CONCLUZII</b>	III-29

## Capitolul 4 STUDII TEORETICE ASUPRA COMPORTĂRII SEISMICE A PEREȚILOR STRUCTURALI CU GOLURI DECALATE

<b>4.1</b>	<b>INTRODUCERE</b>	IV-1
<b>4.2</b>	<b>DESCRIEREA MODELELOR STUDIATE</b>	IV-2
<b>4.3</b>	<b>ANALIZA COMPORTĂRII ÎN DOMENIUL ELASTIC A PEREȚILOR STRUCTURALI DIN BETON ARMAT LA ACȚIUNI ORIZONTALE</b>	IV-5
4.3.1	Descrierea metodei de calcul și a modelelor de pereți structurali analizați	IV-5
4.3.2	Starea de eforturi în pereții structurali cu goluri decalate	IV-7
4.3.2.1	Distribuția eforturilor unitare $\sigma_y$	IV-8
4.3.2.2	Distribuția eforturilor unitare tangențiale $\tau_{xy}$	IV-17
4.3.2.3	Distribuția eforturilor unitare principale	IV-22
4.3.2.4	Cerințe de armare	IV-24
4.3.2.4.1	Armarea cu bare verticale	IV-27
4.3.2.4.2	Armarea cu bare orizontale	IV-27
4.3.3	Studiul rigidității	IV-32
<b>4.4</b>	<b>ANALIZA COMPORTĂRII POSTELASTICE A PEREȚILOR STRUCTURALI DIN BETON ARMAT LA ACȚIUNI ORIZONTALE</b>	IV-36
4.4.1	Necesitatea analizei în domeniul postelastice a pereților structurali din beton armat.	IV-36
4.4.2	Modelarea comportării pereților structurali din beton armat solicitați seismic în domeniul postelastice	IV-37
4.4.3	Starea de fisurare a pereților structurali din beton armat cu goluri decalate	IV-43
4.4.4	Analiza modurilor de cedare	IV-55
4.4.4.1	Comportarea în domeniul postelastice al armăturilor verticale	IV-56
4.4.4.2	Comportarea în domeniul postelastice al armăturilor orizontale	IV-57
4.4.4.3	Comportarea în domeniul postelastice al betonului	IV-58
4.4.5	Ductilitatea pereților structurali cu goluri decalate	IV-59
4.4.6	Energia absorbită de pereții structurali	IV-62

## Capitolul 5 ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE REALIZATE PE PEREȚI STRUCTURALI DIN BETON ARMAT CU GOLURI DECALATE

<b>5.1</b>	<b>Scopul programului experimental</b>	V-1
<b>5.2</b>	<b>Caracteristicile elementelor experimentate</b>	V-3
5.2.1	Caracteristici geometrice	V-3
5.2.2	Materiale folosite	V-4
5.2.3	Alcatuirea elementelor experimentale	V-4
<b>5.3</b>	<b>Transportul și montajul elementelor experimentale</b>	V-6
<b>5.4</b>	<b>Încercarea elementelor experimentale</b>	V-6
5.4.1	Principiul de încercare	V-6
5.4.2	Standul experimental	V-8
5.4.3	Încărcări aplicate	V-9
5.4.4	Aparatura de măsură și control	V-10
5.4.5	Comportarea elementelor experimentale	V-10
5.4.5.1	Încercarea elementului experimental SW1	V-10
5.4.5.2	Încercarea elementelor experimentale SW2-3, SW4-5, SW6-7	V-12
5.4.5.3	Încercarea elementului experimental SW8	V-19
<b>5.5</b>	<b>Interpretarea rezultatelor experimentale</b>	V-21
5.5.1	Relația forță-deplasare $P-\Delta$	V-21
5.5.2	Curbe $P-\epsilon$	V-24
5.5.2.1	Interpretarea curbelor $P-\epsilon$ armatura	V-25
5.5.2.2	Interpretarea curbelor $P-\epsilon$ beton	V-30
5.5.3	Ductilitatea modelelor experimentale	V-33
5.5.4	Tipuri de cedări ale modelelor experimentale	V-38
<b>5.6</b>	<b>Metoda de calcul simplificată a forței orizontale ultime</b>	V-47

## Capitolul 6 CONCLUZII. CONTRIBUȚII PERSONALE

6.1	Concluzii .....	VI-1
6.2	Contribuții personale .....	VI-7
6.3	Perspectivă pentru continuarea cercetărilor .....	VI-8

### ABSTRACT

Concluzii și contribuții personale (lb. engleză) .....	C-1
--	-----

### Anexa A la capitolul 4

<b>A.1</b>	<b>Program de postprocesare TRANSBIO</b>	A-1
A.1.1	Sursa fișier transbio.bas (Microsoft Qbasic)	A-1
A.1.2	Sursa fișier de configurare (transbio.cof)	A-2
<b>A.2</b>	<b>Planșe de arhitectură</b>	
	Vederi fațada principală	PI.01A
	Secțiune casa scări	PI.02A
	Plan nivel curent	PI.03A

### Anexa B la capitolul 5

<b>B.1</b>	<b>Procesul de încercări experimentale(fotografii)</b>	B-1
<b>B.2</b>	<b>Planșe de armare a modelelor experimentali</b>	
	Axonometrie armare	PI.01R
	Armare perete SW1 .....	PI.02R
	Armare perete SW2-3	PI.03R
	Armare perete SW4-5	PI.04R
	Armare perete SW6-7	PI.05R
	Armare perete SW8	PI.06R

### Bibliografie

I



## Table of contents

<b>Table of contents (romanian)</b>	I
<b>Table of contents (english)</b>	IV
<b>Figures' List (english)</b>	VII
<b>Tables' List (english)</b>	XI
<b>Chapter 1 INTRODUCTION. OBJECT OF THESIS</b>	
<b>1.1 GENERALITIES</b>	I-1
<b>1.2 TYPES OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURAL SYSTEMS</b>	I-4
<b>1.3 TYPES OF MULTI-STOREY BUILDINGS WITH RC STRUCTURAL WALLS. CLASSIFICATIONS</b>	I-6
<b>1.4 TYPES OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURAL WALLS</b>	I-12
1.4.1 General classifying	I-12
1.4.2 Types of structural walls with no opening	I-13
1.4.3 Types of structural walls with openings	I-15
1.4.4 Height variation of structural walls	I-16
<b>1.5 RC STRUCTURAL WALLS WITH STAGGERED OPENINGS. OBJECT OF THESIS</b>	I-18
<b>Chapter 2 SEISMIC DESIGN OF RC STRUCTURAL WALLS. GENERAL ASPECTS</b>	
<b>2.1 FUNDAMENTAL PRINCIPLES OF CONCEPTUAL DESIGN FOR BUILDINGS PLACED IN SEISMIC AREAS</b>	II-1
2.1.1 Fundamental demands	II-1
2.1.2 Fundamental principles of conceptual design	II-2
2.1.3 General exigencies for the design of structural walled buildings imposed by Romanian design norm P85-96	II-4
2.1.4 General structure rules for RC structural walled buildings	II-7
<b>2.2 DUCTILITY OF RC STRUCTURAL WALLS</b>	II-11
2.2.1 Generalities	II-11
2.2.2 Ductility of RC structures	II-13
2.2.3 Ductility classes	II-15
2.2.4 General ductility	II-15
2.2.5 Local ductility	II-17
<b>2.3 TYPES OF FAILURE OF RC STRUCTURAL WALL</b>	II-18
2.3.1 Types of failure of structural walls with no opening	II-19
2.3.2 Types of failure of structural walls with openings	II-19
<b>2.4 NEW DESIGN PHILOSOPHIES OF RC STRUCTURAL WALLED BUILDINGS IN SEISMIC AREAS</b>	II-24
2.4.1 Design of structures on multilevel of performance	II-24
2.4.1.1 Classifying performance criteria	II-26
2.4.1.2 Influence of multilevel design on the design of structural walls	II-30
2.4.2 Seismic design of RC structural walled buildings based on displacements spectra	II-31
2.4.2.1 Introduction	II-31
2.4.2.2 Direct displacements based design	II-31
2.4.3 New methods of nonlinear static analysis (PUSH-OVER)	II-35
2.4.3.1 Generalities	II-35
2.4.3.2 Capacity spectrum method (CSM)	II-36
2.4.3.3 Displacement coefficient method (MCD)	II-38
2.4.3.4 N2 method	II-38
<b>2.5 SEISMIC DESIGN OF WALLS WITH SMALL REINFORCING RATIO</b>	II-39
<b>2.6 INFLUENCE OF EARTHQUAKE TYPE ON THE BEHAVIOR OF RC STRUCTURAL WALLS</b>	II-41
2.6.1 Earthquakes types	II-42
2.6.1.1 Seismic behavior of structural walls under several earthquake types	II-45
<b>Chapter 3 SYNTHESIS OF THEORETICAL AND EXPERIMENTAL RESEARCHES MADE ON RC STRUCTURAL WALLS WITH STAGGERED OPENINGS</b>	
<b>3.1 CURRENT STATE OF RESEARCHES</b>	III-1
<b>3.2 RESULTS OF RESEARCHES MADE BY PAULAY (1992)</b>	III-2
3.2.1 Theoretical and experimental studies	III-2
3.2.2 Interpreting of the results	III-8
<b>3.3 RESULTS OF RESEARCHES MADE BY WIGHT (1991)</b>	III-8
3.3.1 Introduction	III-8

3.3.2	Theoretical and experimental tests	III-9
3.3.3	Observations and results	III-13
<b>3.4</b>	<b>RESEARCHES MADE BY SUBEDI (2000)</b>	III-18
3.4.1	Generalities	III-18
3.4.2	Types of failure	III-18
3.4.3	Total moment method	III-21
3.4.4	Experimental tests	III-23
3.4.5	Analysis of nonlinear behavior with the aid of finite element method	III-27
<b>3.5</b>	<b>CONCLUSIONS</b>	III-30

## Chapter 4 THEORETICAL STUDIES FOR THE SEISMIC BEHAVIOR OF STRUCTURAL WALLS WITH STAGGERED OPENINGS

<b>4.1</b>	<b>INTRODUCTION</b>	IV-1
<b>4.2</b>	<b>DESCRIBING OF STUDIED MODELS</b>	IV-2
<b>4.3</b>	<b>ANALYSIS OF ELASTIC BEHAVIOR OF RC STRUCTURAL WALLS TO HORIZONTAL ACTIONS</b>	IV-5
4.3.1	Describing of calculus method and of analyzed models of structural walls	IV-5
4.3.2	Stress state in structural walls with staggered openings	IV-7
4.3.2.1	Distribution of stresses $\sigma_y$	IV-8
4.3.2.2	Distribution of tangential stresses $\sigma_{xy}$	IV-17
4.3.2.3	Distribution of principal stresses	IV-22
4.3.2.4	Reinforcing demands	IV-24
4.3.2.4.1	Vertical bars reinforcing	IV-27
4.3.2.4.2	Horizontal bars reinforcing	IV-27
4.3.3	Stiffness study	IV-32
<b>4.4</b>	<b>ANALYSIS OF POSTELASTIC BEHAVIOR OF RC STRUCTURAL WALLS TO HORIZONTAL ACTIONS</b>	IV-35
4.4.1	Necessity of postelastic analysis of RC structural walls	IV-35
4.4.2	Modeling of postelastic behavior of RC structural walls under seismic forces	IV-36
4.4.3	Cracking state of RC structural walls with staggered openings	IV-42
4.4.4	Analysis of failure modes	IV-54
4.4.4.1	Postelastic behavior of vertical reinforcement	IV-55
4.4.4.2	Postelastic behavior of horizontal reinforcement	IV-56
4.4.4.3	Postelastic behavior of concrete	IV-57
4.4.5	Ductility of structural walls with staggered openings	IV-58
4.4.6	Absorbed energy by the structural walls	IV-60
4.4.7	Conclusions	IV-62

## Chapter 5 EXPERIMENTAL TESTS MADE ON REINFORCED CONCRETE STRUCTURAL WALLS WITH STAGGERED OPENINGS

<b>5.1</b>	<b>Purpose of the experimental program</b>	V-1
<b>5.2</b>	<b>Characteristics of experimental elements</b>	V-3
5.2.1	Geometrical characteristics	V-3
5.2.2	Used materials	V-4
5.2.3	Structure of experimental elements	V-4
<b>5.3</b>	<b>Transport and assembling of experimental models</b>	V-6
<b>5.4</b>	<b>Testing of experimental models</b>	V-6
5.4.1	Principle of testing	V-6
5.4.2	Experimental stand	V-8
5.4.3	Applied loads	V-9
5.4.4	Measure equipment	V-10
5.4.5	Behavior of experimental elements	V-10
5.4.5.1	Testing of experimental element SW1	V-10
5.4.5.2	Testing of experimental elements SW2-3, SW4-5, SW6-7	V-12
5.4.5.3	Testing of experimental element SW8	V-19
<b>5.5</b>	<b>Interpreting of experimental results</b>	V-21
5.5.1	Force displacement relation P- $\Delta$	V-21
5.5.2	P- $\epsilon$ curves	V-24
5.5.2.1	Interpreting of P - $\epsilon$ curves for reinforcement	V-25
5.5.2.2	Interpreting of P - $\epsilon$ curves for concrete	V-30
5.5.3	Ductility of experimental models	V-33
5.5.4	Types of failure of experimental models	V-38
5.5.5	Stiffness degrading	V-37
5.5.6	Failure types of experimental models	V-38
<b>5.6</b>	<b>Simplified computing method of ultimate horizontal force</b>	V-46

<b>Chapter 6 CONCLUSIONS. Personal Contribution</b>	VI-1
6.1 Conclusions .....	VI-1
6.2 Personal contribution .....	VI-7
6.3 Perspectives for continuing the research	VI-8
<b>Abstract</b>	
Conclusions and personal contribution (english)	C-1
<b>Annex A for Chapter 4</b>	
<b>A.1 Post processing Program TRANSBIO</b> .....	A-1
A.1.1 File source transbio.bas (Microsoft Qbasic)	A-1
A.1.2 Configuring file source (transbio.cof)	A-2
<b>A.2 Architectural Design</b>	
Main façade views .....	PI.01A
Staircase section	PI.02A
Current level plan	PI.03A
<b>Annex B for Chapter 5</b>	
<b>B.1 Experimental tests process (photos)</b> .....	B-1
<b>B.2 Reinforcing plans of experimental models</b>	
Reinforcing Axonometry .....	PI.01R
Reinforcing of wall SW1 .....	PI.02R
Reinforcing of wall SW2-3	PI.03R
Reinforcing of wall SW4-5	PI.04R
Reinforcing of wall SW6-7	PI.05R
Reinforcing of wall SW8 .....	PI.06R
<b>Bibliography</b> .....	1

## Figures' List

### Chapter 1

Figure 1. 1	Designs for high-rise buildings around the world	I-2
Figure 1. 2	Losses caused by earthquakes	I-2
Figure 1. 3	Structural walls buildings with unordered openings	I-4
Figure 1. 4	Evolution of structural systems	I-5
Figure 1. 5	Types of reinforced concrete structures	I-7
Figure 1. 6	Types of structural systems	I-8
Figure 1. 7	Types of reinforced concrete buildings with structural walls	I-9
Figure 1. 8	Plan shapes of buildings with structural walls	I-10
Figure 1. 9	Honeycomb type building	I-10
Figure 1. 10	Cellular type structure	I-11
Figure 1. 11	Nucleus structures	I-11
Figure 1. 12	Scheme of disposal of structural walls to structures with staggered beam-walls: at level K; at level k+1; 1- columns; 2-beams; 3-structural walls	I-12
Figure 1. 13	Plan shapes of structural walls	I-14
Figure 1. 14	Types of structural walls	I-14
Figure 1. 15	Elevation shapes	I-16
Figure 1. 16	Modes of opening disposal	I-17
Figure 1. 17	Classifying walls function of dimensions of openings	I-17

### Chapter 2

Figure 2. 1	Buildings elevation shapes	II-5
Figure 2. 2	Recommended vertical variation of the stiffness	II-5
Figure 2. 3	Unrecommended vertical variation of the stiffness	II-6
Figure 2. 4	Advantageous disposal of perimeteral structural walls	II-7
Figure 2. 5	Modes of disposal of structural walls in the zone of staircase	II-7
Figure 2. 6	Modes of disposal of closed reinforced concrete nuclei	II-8
Figure 2. 7	Unrecommended plan modes of disposal of structural walls	II-8
Figure 2. 8	Plan modes of disposal of structural walls and nuclei	II-8
Figure 2. 9	Types of failure of a reinforced concrete structure	II-12
Figure 2. 10	Horizontal forces and comparative displacements	II-14
Figure 2. 11	Types of responses of the structure	II-15
Figure 2. 12	Failure types	II-17
Figure 2. 13	Failure types of structural walls	II-18
Figure 2. 14	Flexural failure of coupling beams a) and of walls b)	II-19
Figure 2. 15	Shearing failure of coupling beams a) and of walls b)	II-19
Figure 2. 16	Failure of very stiff coupling beams a) and of walls b)	II-20
Figure 2. 17	Types of failure of coupling beams	II-20
Figure 2. 18	Correlations between levels of design	II-24
Figure 2. 19	Characteristics of equivalent structures	II-29
Figure 2. 20	Displacement spectra function of nature of the site	II-30
Figure 2. 21	Ductility – dumping curves and displacement spectrum	II-31
Figure 2. 22	Types of spectra	II-34
Figure 2. 23	Determining of maximal displacements and accelerations	II-35
Figure 2. 24	Spectra used by the method N2	II-36
Figure 2. 25	Types of comparative failures	II-38
Figure 2. 26	Earthquake types function of movement of tectonic plates	II-39
Figure 2. 27	Earthquake types function of depth of focus	II-39
Figure 2. 28	Earthquake types function of focus distance	II-40
Figure 2. 29	Types of spectra function of focus distance	II-40
Figure 2. 30	Elastic spectra of deep and shallow earthquakes	II-42
Figure 2. 31	Experimental model	II-42
Figure 2. 32	Accelerograms of shallow (a) and deep earthquakes (b)	II-43

### Chapter 3

Figure 3. 1	Types of experimental models S1-S6	III-3
Figure 3. 2	Calculus schema for specimen S2	III-4
Figure 3. 3	Hysteretic curves of experimental model	III-6
Figure 3. 4	Failure of experimental model S2	III-7
Figure 3. 5	Current level plan and structural wall with staggered openings	III-9
Figure 3. 6	Dimensions of experimental models	III-10
Figure 3. 7	Reinforcing of experimental models W-1 and W-2	III-11
Figure 3. 8	Testing stand	III-11

Figure 3. 9	Loading mode .....	III-12
Figure 3. 10	Mode of applying forces .....	III-12
Figure 3. 11	P- $\Delta$ and M- $\phi$ curves of experimental model W-1 .....	III-13
Figure 3. 12	Distribution of cracks at the base and crushing of concrete at the model W-3 .....	III-13
Figure 3. 13	P- $\Delta$ and M- $\phi$ curves of experimental model W-3 .....	III-14
Figure 3. 14	Comparative diagrams moment-curvature for the models W1 and W3 .....	III-15
Figure 3. 15	Lengths of plastic hinge .....	III-16
Figure 3. 16	Comparative curves force – horizontal displacement .....	III-16
Figure 3. 17	Mode 1 of failure .....	III-18
Figure 3. 18	Mode 2 of failure .....	III-19
Figure 3. 19	Mode 3 of failure .....	III-20
Figure 3. 20	Systems of forces for the model 2 .....	III-21
Figure 3. 21	Mode of failure of experimental model 1 .....	III-23
Figure 3. 22	Mode of failure of experimental model 2 .....	III-24
Figure 3. 23	Mode of failure of experimental model 3 .....	III-25
Figure 3. 24	Discretising of experimental models .....	III-26
Figure 3. 25	Maximum principal stresses in tensioned connections of the model 1 .....	III-27
Figure 3. 26	Maximum principal stresses in sheared connections of the model 2 .....	III-28
Figure 3. 27	Principal stresses in compressed connections of the model 3 .....	III-28
Figure 3. 28	Bar models function of direction of seismic action .....	III-31
<b>Chapter 4</b>		
Figure 4. 1	View of considered building .....	IV-2
Figure 4. 2	Transversal section through the staircase .....	IV-3
Figure 4. 3	Mode of quotation of the dimensions of the models .....	IV-4
Figure 4. 4	Notation of experimental models, function of direction of seismic action .....	IV-4
Figure 4. 5	Values of the loads that act on structural wall .....	IV-5
Figure 4. 6	Type of finite element used by computer program Axis VM 5.0 .....	IV-6
Figure 4. 7	Types of forces that act on structural walls .....	IV-7
Figure 4. 8	Mode of notation of structural walls (a) and of stresses (b) .....	IV-8
Figure 4. 9	Distribution of normal stresses $\sigma_y$ .....	IV-9
Figure 4. 10	Variation of $\sigma_y$ at the base, for left side earthquake (a) and right side earthquake (b) .....	IV-12
Figure 4. 11	Variation of $\sigma_y$ for left side earthquake (a) and right side earthquake (b) .....	IV-13
Figure 4. 12	Variation of $\sigma_y$ for the wall SW2 (a), SW3 (b), SW4 (c), SW5 (d), SW6 (e), SW7 (f), SW1 (g), SW8 (h) horizontal sections .....	IV-13
Figure 4. 13	Variation $\sigma_y$ for the wall SW2 (a), SW3 (b), SW4 (c), SW5 (d), SW6 (e), SW7 (f), SW1 (g), SW8 (h) vertical sections .....	IV-15
Figure 4. 14	Distribution of tangential stresses $\tau_{xy}$ for the wall SW2 (a), SW3 (b), SW4 (c), SW5 (d), SW6 (e), SW7 (f), SW1 (g), SW8 (h) .....	IV-18
Figure 4. 15	$\tau_{xy}$ for the wall SW2 (a), SW3 (b), SW4 (c), SW5 (d), SW6 (e), SW7 (f), SW8 (g) .....	IV-20
Figure 4. 16	Values of tangential stresses in the points 2,6,18,7,14 .....	IV-21
Figure 4. 17	Directions of principal stresses for the wall SW2 (a), SW3 (b), SW4 (c), SW5 (d), SW6 (e), SW7 (f), SW8 (g) .....	IV-23
Figure 4. 18	Vertical reinforcing demands SW1 (a), SW2 (b), SW3 (c), SW4 (d), SW5 (e), SW6 (f), SW7 (g) .....	IV-29
Figure 4. 19	Horizontal reinforcing demands SW2 (a), SW3 (b), SW4(c), SW5 (d), SW6 (e), SW7 (f), SW8 (g) .....	IV-30
Figure 4. 20	Recommended disposal of openings for settling sites .....	IV-32
Figure 4. 21	Horizontal displacements SW1(a), SW8(b), SW2(c), SW3(d), SW4(e), SW5(f), SW6(g), SW7(h) .....	IV-32
Figure 4. 22	Comparative horizontal displacements .....	IV-34
Figure 4. 23	Comparative relative displacements .....	IV-35
Figure 4. 24	Deformed shape of structural walls with staggered openings .....	IV-35
Figure 4. 25	Representation of forces, reinforcements, blocked freedom degrees, and used finite elements for nonlinear analysis for the model SW2-3 .....	IV-39
Figure 4. 26	Representation of forces, reinforcements, blocked freedom degrees, and used finite elements for nonlinear analysis for the model SW4-5 .....	IV-40
Figure 4. 27	Representation of forces, reinforcements, blocked freedom degrees, and used finite elements for nonlinear analysis for the model SW6-7 .....	IV-41
Figure 4. 28	Representation of forces, reinforcements, blocked freedom degrees, and used finite elements for nonlinear analysis for the model SW8 .....	IV-42
Figure 4. 29	Birth and distribution of the cracks in ultimate limit state for the model SW2(a), SW3(c), SW4(d), SW5(e) .....	IV-46

Figure 4. 30	Evolution of cracks for different increasing steps of seismic forces for the model SW4	IV-51
Figure 4. 31	Evolution of cracks for different increasing steps of seismic forces for the model SW5	IV-53
Figure 4. 32	Evolution of cracks in stages for horizontal force from left side, respectively right side	IV-55
Figure 4. 33	Comparative values of the displacement ductility $\mu\Delta$	IV-61
Figure 4. 34	Comparative values of the reduction coefficient of the seismic forces	IV-61
Figure 4. 35	Comparative values of the dissipated seismic energy	IV-62
Figure 4. 36	Order in which take place the cracking and yielding of reinforcement till the crushing of concrete for left side (a), and right side seismic forces (b)	IV-64
Figure 4. 37	Order in which take place the cracking and yielding of reinforcement till the crushing of concrete for left side (a), and right side seismic forces (b) function of horizontal displacements	IV-65
Figure 4. 38	Zones in which take place crushing of concrete and yielding of the reinforcement for the model SW2	IV-66
Figure 4. 39	Zones in which take place crushing of concrete and yielding of the reinforcement for the model SW3	IV-67
Figure 4. 40	Zones in which take place crushing of concrete and yielding of the reinforcement for the model SW4	IV-68
Figure 4. 41	Zones in which take place crushing of concrete and yielding of the reinforcement for the model SW5	IV-69
Figure 4. 42	Zones in which take place crushing of concrete and yielding of the reinforcement for the model SW6	IV-70
Figure 4. 43	Zones in which take place crushing of concrete and yielding of the reinforcement for the model SW7	IV-71
Figure 4. 44	Zones in which take place crushing of concrete and yielding of the reinforcement for the model SW8	IV-72
Figure 4. 45	P- $\Delta$ curve for the model SW2(a), SW4(b), SW6(c), SW8(d), SW1(e), SW3(f), SW5(g), SW7(h)	IV-73
<b>Chapter 5</b>		
Figure 5. 1	Reinforcing ratios of experimental models	V-5
Figure 5. 2	Number of cycles and values of imposed horizontal displacements	V-7
Figure 5. 3	Experimental stand	V-9
Figure 5. 4	Disposal of hydraulic presses and equipments	V-9
Figure 5. 5	Reduction of tensioned reinforcement section and crushing of concrete in ultimate limit state	V-11
Figure 5. 6	Distribution of cracks between openings from ground floor and first floor in ultimate limit state	V-14
Figure 5. 7	Distribution of cracks at failure in model SW1	V-14
Figure 5. 8	Distribution of cracks in the posts	V-14
Figure 5. 9	Distribution of cracks between openings	V-16
Figure 5. 10	Distribution of cracks at the base of the experimental models	V-16
Figure 5. 11	Distribution of cracks at the base of the posts	V-16
Figure 5. 12	Distribution of cracks between openings	V-18
Figure 5. 13	Distribution of cracks at the base of the posts	V-18
Figure 5. 14	Distribution of cracks between openings	V-20
Figure 5. 15	Distribution of cracks at the base of the experimental models	V-20
Figure 5. 16	Distribution of cracks at the base of the posts	V-20
Figure 5. 17	P- $\Delta$ curve for experimental model SW1	V-21
Figure 5. 18	P- $\Delta$ curve for experimental model SW2-3	V-22
Figure 5. 19	P- $\Delta$ curve for experimental model SW4-5	V-22
Figure 5. 20	P- $\Delta$ curve for experimental model SW6-7	V-22
Figure 5. 21	P- $\Delta$ curve for experimental model SW8	V-22
Figure 5. 22	Comparative P- $\Delta$ curves	V-23
Figure 5. 23	Comparative P- $\Delta$ theoretical curves	V-24
Figure 5. 24	Comparative P- $\Delta$ experimental curves	V-24
Figure 5. 25	P- $\epsilon$ diagram for vertical reinforcement of the first floor opening	V-27
Figure 5. 26	P- $\epsilon$ diagram for vertical reinforcement of the ground floor opening	V-27
Figure 5. 27	P- $\epsilon$ diagram for horizontal reinforcement of the first floor opening	V-28
Figure 5. 28	P- $\epsilon$ diagram for horizontal reinforcement of the ground floor opening	V-28
Figure 5. 29	P- $\epsilon$ diagram for vertical reinforcement small post	V-29
Figure 5. 30	P- $\epsilon$ diagram for vertical reinforcement big post	V-29
Figure 5. 31	P- $\epsilon$ diagrams for big post exterior boundary of concrete	V-31
Figure 5. 32	P- $\epsilon$ diagrams for big post interior boundary of concrete	V-31

Figure 5. 33	P- $\epsilon$ diagrams for small post exterior boundary of concrete	V-32
Figure 5. 34	P- $\epsilon$ diagrams for small post interior boundary of concrete	V-32
Figure 5. 35	Values of seismic forces reduction coefficients	V-34
Figure 5. 36	Displacement ductility of experimental models	V-34
Figure 5. 37	Adsorbed energy on loading cycle .....	V-35
Figure 5. 38	Sum of adsorbed energy on loading cycle .....	V-35
Figure 5. 39	Sum of adsorbed energy on loading cycle function of displacements	V-36
Figure 5. 40	Total dissipated energy .....	V-36
Figure 5. 41	Degrading of initial stiffness function of direction of seismic action .....	V-37
Figure 5. 42	Failure order, function of horizontal force .....	V-41
Figure 5. 43	Failure order, function of horizontal displacement .....	V-41
Figure 5. 44	Failure mode of experimental model SW1 .....	V-42
Figure 5. 45	Failure mode of experimental model SW2-3	V-43
Figure 5. 46	Failure mode of experimental model SW4-5	V-44
Figure 5. 47	Failure mode of experimental model SW6-7	V-45
Figure 5. 48	Failure mode of experimental model SW8	V-46
Figure 5. 49	Calculus schema of ultimate force $P_u$ .	V-48
Figure 5. 50	Transversal section notations .....	V-48
Figure 5. 51	Posts' reinforcing of experimental models .....	V-48
Figure 5. 52	Tabular computing program .....	V-50
<b>Chapter 6</b>		
Figure 6.1	Carbon fiber consolidated experimental model .....	V1-9
<b>Anexa B</b>		
Figure B. 1	Reinforcement of foundations .....	B-2
Figure B. 2	Reinforcing details upper corner experimental model .....	B-2
Figure B. 3	Positioning of polystyrene and protection of reinforcement .....	B-3
Figure B. 4	Casting of concrete and prelevation of samples .....	B-3
Figure B. 5	Transport and assembling of experimental models .....	B-4
Figure B. 6	Pictures from the stand and experimental model before testing	B-5
Figure B. 7	Stamps positioning SW1 .....	B-6
Figure B. 8	Stamps positioning SW2-3	B-6
Figure B. 9	Stamps positioning SW4-5	B-7
Figure B. 10	Stamps positioning SW6-7 .....	B-7
Figure B. 11	Stamps positioning SW8 .....	B-8
Figure B. 12	Cracking order of experimental model SW1 .....	B-9
Figure B. 13	Cracking order of experimental model SW2-3 .....	B-10
Figure B. 14	Cracking order of experimental model SW4-5 .....	B-11
Figure B. 15	Cracking order of experimental model SW6-7 .....	B-13
Figure B. 16	Cracking order of experimental model SW8 .....	B-15

## Tables' List

Table 2. 1	Values of element ductility .....	II-11
Table 2. 2	Ductility types of structural walls .....	II-11
Table 2. 3	Values of behavior factors .....	II-14
Table 2. 4	Values of reduction factor .....	II-15
Table 2. 5	Failure of structural walls with no openings	II-21
Table 2. 6	Characteristics of performance levels .....	II-26
Table 2. 7	Equivalent calculus values .....	II-28
Table 3. 1	Comparatives results .....	III-7
Table 3. 2	Comparing Almendral building and tested models	III-10
Table 3. 3	Physical – mechanical properties of materials .....	III-22
Table 4. 1	Dimensions of real structural wall and of experimental model	IV-3
Table 4. 2	Mode of notation of experimental models .....	IV-4
Table 4. 3	Physical – mechanical properties of structural walls .....	IV-7
Table 4. 4	Comparative horizontal displacements .....	IV-34
Table 4. 5	Number of elements and nodes .....	IV-37
Table 4. 6	Mode of cracking evolution .....	IV-50
Table 4. 7	Values of horizontal forces and displacements at which takes place the yielding of the reinforcement .....	IV-56
Table 4. 8	Values of horizontal forces and displacements at which takes place the cracking, plasticization and crushing of concrete .....	IV-59
Table 4. 9	Values of displacement ductility .....	IV-60
Table 5. 1	Reinforcement ratios of experimental models .....	V-5
Table 5. 2	Behavior of experimental model SW1 .....	V-11
Table 5. 3	Behavior of experimental model SW2-3	V-13
Table 5. 4	Behavior of experimental model SW4-5	V-15
Table 5. 5	Behavior of experimental model SW6-7	V-17
Table 5. 6	Behavior of experimental model SW8	V-19
Table 5. 7	Ductility values .....	V-36
Table 5. 8	Failure stages of experimental models	V-39



# 1

## INTRODUCERE. OBIECTUL TEZEI

---

### 1.1 GENERALITĂȚI

Energiile dezvoltate de forțele naturii au schimbat și vor schimba în permanență configurațiile planetei, obligând omenirea să găsească soluții care să-i permită să se adapteze la aceste modificări. Când forțele naturii sunt „controlate” de către om, acestea pot fi utilizate în scopuri constructive, în caz contrar ele producând dezastre naturale cum ar fi inundațiile, vânturile puternice, zăpezile abundente și seismele [Cișmigiu, 1978].

După fiecare dezastru produs, omenirea, de-a lungul evoluției, a învățat ce măsuri trebuiesc luate în scopul reducerii pierderilor de vieți și materiale. În decursul timpului, aceste măsuri de protecție au fost completate permanent, ele devenind în prezent coduri de proiectare.

Dacă pentru inginerii constructori, răspunsul structurilor la încărcările produse de vânt și zăpadă a fost relativ ușor de înțeles, comportarea structurilor solicitate de forțele seismice a început să fie studiată abia la începutul secolului XX, ca urmare a dezvoltării științei și tehnologiei. Tot în această perioadă au fost elaborate primele coduri. Pe baza acestor normative de proiectare au fost construite clădiri înalte, capabile să reziste la forțe orizontale și verticale mari. În figura 1.1. sunt prezentate câteva dintre clădirile cele mai înalte din lume, realizate deja sau aflate în stadiu de proiectare sau execuție [Melenti 2000].

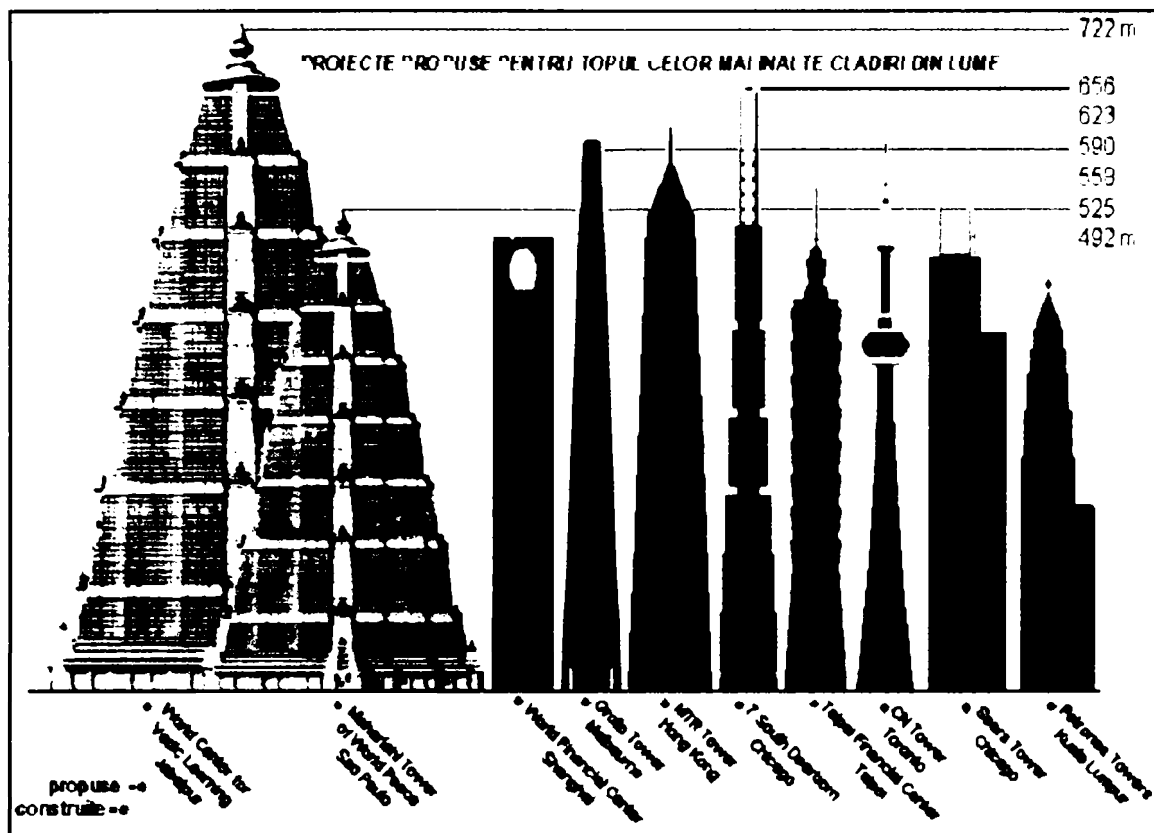


Figura 1. 1 Proiecte pentru clădiri înalte din lume

Deși în prezent există numeroase coduri și normative de proiectare seismică, care au fost completate și actualizate permanent, se observă o creștere semnificativă a pierderilor financiare datorită creșterii rapide și necontrolate a urbanizării în zonele seismice. O comparație a pierderilor înregistrate după fiecare seism, evaluate în dolari SUA, este prezentată în figura 1.2 [Gioncu și Mazzolani, 2002].

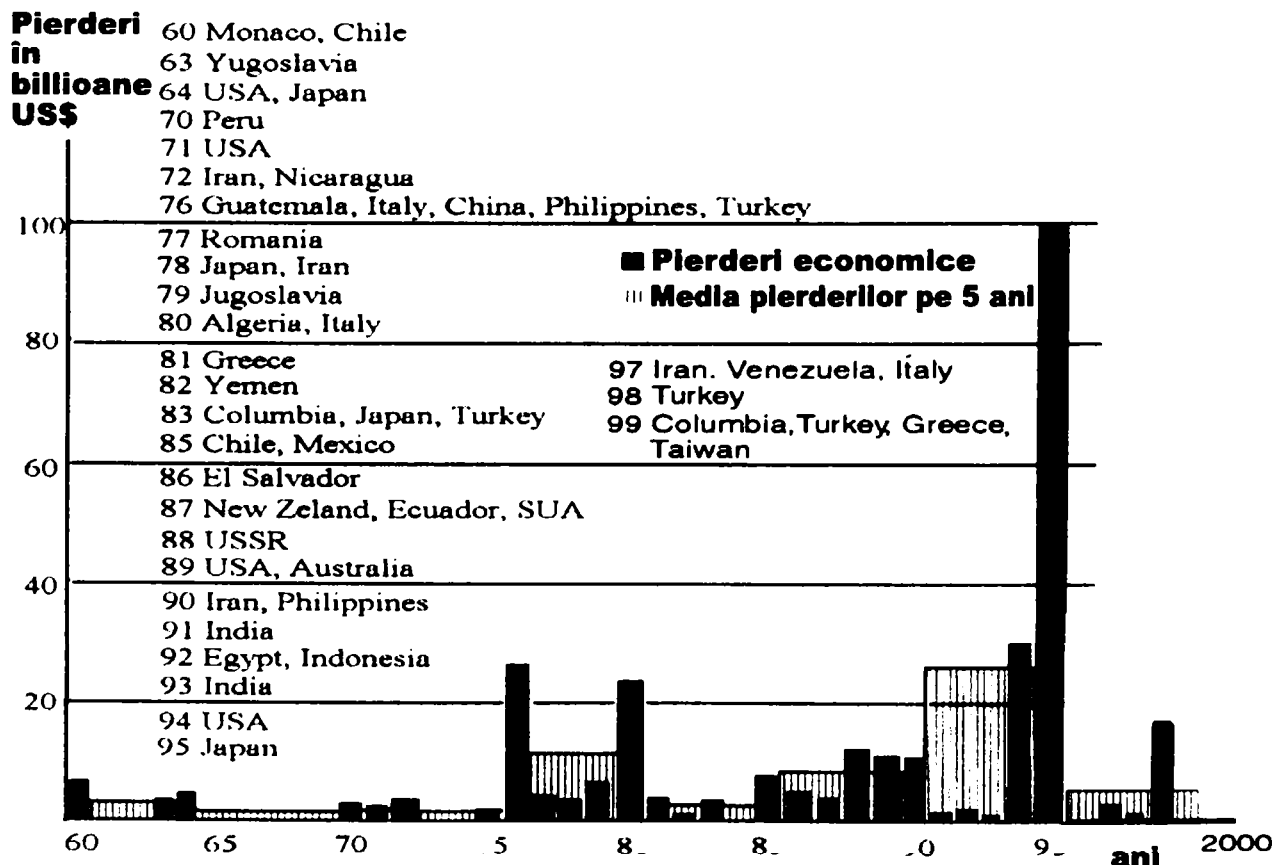


Figura 1. 2 Pierderi înregistrate în urma seismelor

În urma prelucrării și interpretării informațiilor culese de către specialiști după seismele devastatoare produse în ultimul timp la Northridge-S.U.A., 1994, Kobe-Japonia, 1995, Atena-Grecia, 1999, Izmit-Turcia, 1999, Chi-Chi-Taiwan, 1999, s-a constatat că, în general, deși pierderile de vieți omenești sunt în scădere, pierderile economice rămân foarte ridicate. Această concluzie a determinat intrarea într-o nouă fază a cercetării și proiectării seismice, fază care urmărește protecția vieților, însă cu limitarea pierderilor economice [Gioncu, 2002].

Gradul de avariere al unei structuri, se poate controla acordând o atenție specială rigidității, rezistenței și ductilității cu care va fi înzestrată aceasta. Dintre toate elementele componente ale structurilor de rezistență, pereții structurali din beton armat asigură rigiditatea, rezistența și parțial ductilitatea construcției, fără măsuri costisitoare de armare și punere în operă.

Cercetările asupra comportării pereților structurali din beton armat amplasați în zone seismice au început simultan cu utilizarea acestora la primele clădiri, la sfârșitul celui de-al doilea război mondial. De atunci și până în prezent, în cadrul mai multor teme de cercetare efectuate pe plan mondial și național, s-au realizat numeroase studii teoretice și încercări experimentale pe pereți structurali plini sau cuplați având golurile dispuse ordonat pe verticală.

O atenție mai redusă a fost acordată însă studierii comportării seismice a pereților structurali din beton armat cu goluri dispuse ordonat sau neordonat pe verticală. Despre acestea prof. T. Postelnicu (1997) precizează: *“...pereții structurali cu goluri nesuprapuse reclamă o discuție suplimentară. Printr-o decalare rațională și o alcătuire adecvată, asemenea pereți pot fi înzestrați cu caracteristici de rigiditate și rezistență superioare”*. Apariția acestor tipuri de pereți structurali se datorează capabilității betonului de a prelua orice formă, oferind astfel posibilitatea arhitectului de a obține, foarte ușor, tipuri și suprafețe arhitecturale speciale. Pereții cu goluri decalate sunt utilizați la clădiri de importanță arhitectonică mai specială cum ar fi Capela din Notre Dame du Haut care constituie opera marelui arhitect francez Le Corbusier (Fig. 1.3 a,b,c), la clădiri civile cum ar fi clădirile de locuințe realizate în Franța (Fig. 1.3 d), la sedii de birouri cum ar fi Tandy Center Building, Texas (Fig. 1.3 e) sau clădiri industriale (Fig.1.3 f).

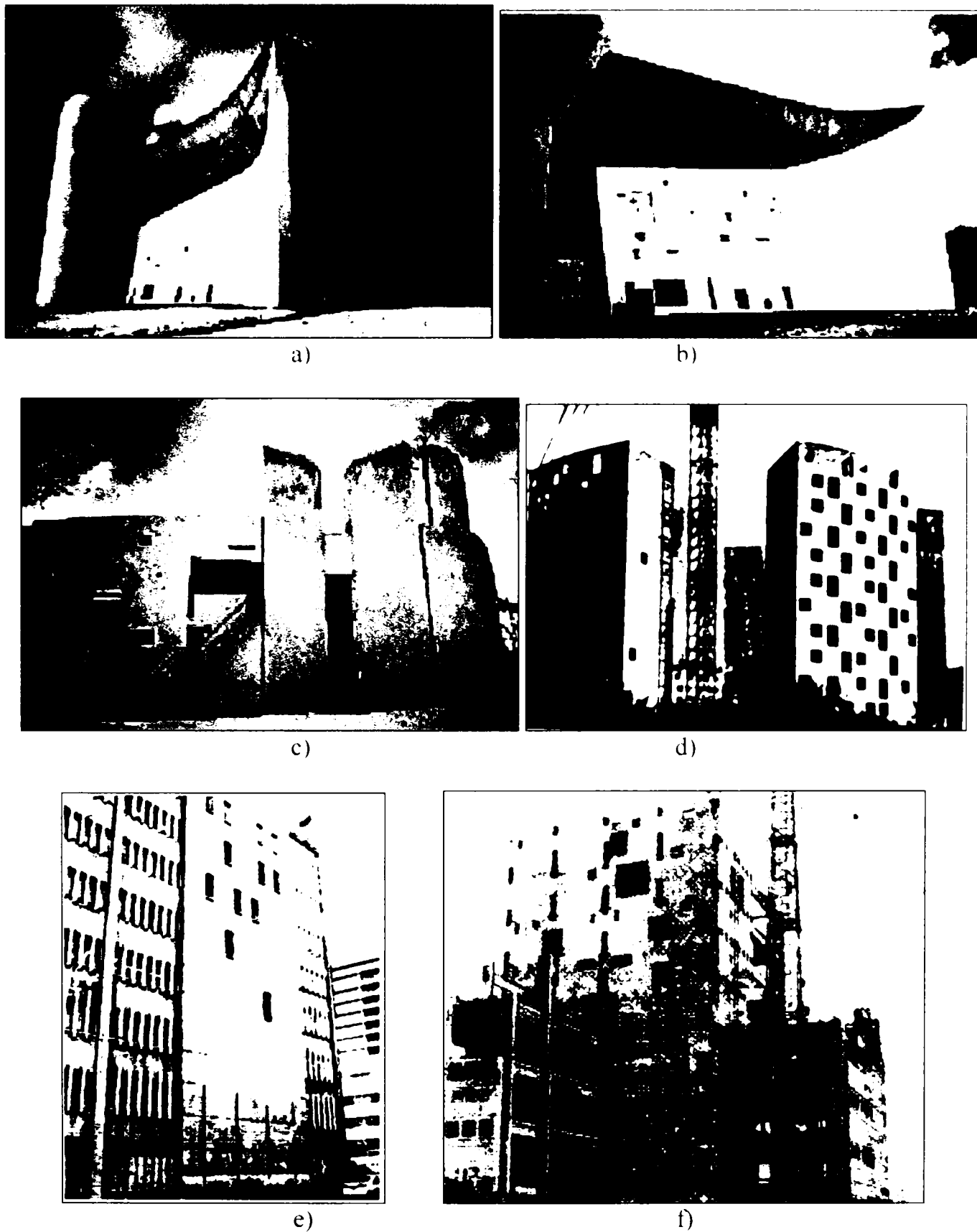
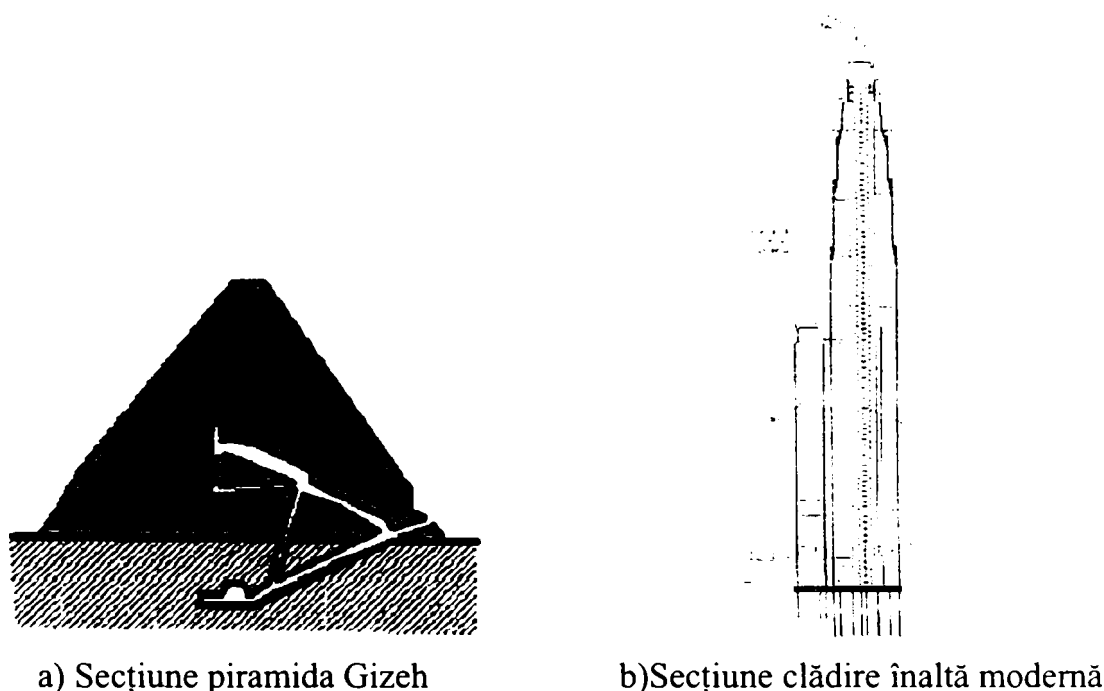


Figura 1. 3 a-e. Clădiri cu pereți structurali cu goluri dispuse neordonat

## 1.2 TIPURI DE SISTEME STRUCTURALE DIN BETON ARMAT

Privind evoluția în timp a clădirilor, se observă că simultan cu evoluția civilizației, structurile de rezistență ale construcțiilor s-au adaptat permanent noilor cerințe arhitectonice, economice și funcționale, ajungându-se în prezent la structuri suple și grațioase obținute prin

corecta amplasare a elementelor structurale, în deplină armonie cu soluția de arhitectură. Un exemplu concludent al modului de concepție și realizare a primelor construcții îl constituie marea piramidă a lui Gizeh (Fig. 1.4) [Marino 1992], care găzduiește doar două camere într-un masiv de piatră total neeconomic, dar sigur, în contradicție cu modul actual de concepție al clădirilor moderne, care asigură obținerea unor spații mari realizate cu o structură de rezistență zveltă și ușoară (Fig.1.4 b).



a) Secțiune piramida Gizeh

b)Secțiune clădire înaltă modernă

Figura 1. 4 Evoluția sistemelor structurale

Structura de rezistență a unei clădiri cu multe etaje este un sistem static spațial conceput de către inginerul proiectant, astfel încât să poată prelua și să transmită direct la fundații efectele încărcărilor orizontale și verticale. Conlucrarea spațială este asigurată de elementele de rezistență ce compun structura: stâlpi, grinzi, pereți, contravînturi și în special de către planșee, care realizează șaibe orizontale rigide în structura spațială. Alegerea structurii de rezistență corecte pentru o construcție este un proces dificil, dar deosebit de important, deoarece orice greșeală în faza de concepție, conduce la un comportament deficitar al structurii, precum și la costuri suplimentare.

Factorii principali care influențează alegerea tipului structurii de rezistență a clădirii sunt:

- amplasamentul clădirii, vecinătăți;
- destinația funcțională a clădirii;
- aspectele economice;
- tehnologiile de execuție și montaj;
- termenele de predare a construcției;
- forma în plan și în elevație a clădirii;

- raportul între deschideri în sens transversal și longitudinal;
- raportul între înălțimea și lățimea cea mai mică a clădirii;
- mărimea încărcărilor permanente și cvasipermanente;
- natura terenului de fundare și nivelul apelor freatice subterane;
- zona seismică în care este amplasată clădirea;
- tipul închiderilor exterioare ale clădirii;
- tipul de finisaje interioare;
- sistemele de instalații.

Principalele tipuri de structuri de rezistență din beton armat ce compun clădirile sunt (Fig.1.5) [Olariu, 1980]:

- sistemul în cadre din beton armat (A) este un sistem realizat din stâlpi din beton dispuși regulat, care conlucrează cu grinzile și planșeul din beton armat, pentru preluarea forțelor orizontale și gravitaționale;

- structuri cu pereți structurali din beton armat (B), foarte avantajoase în preluarea forțelor orizontale;

- structuri tubulare (C). Caracteristic acestor tipuri de structuri este faptul că elementele de conlucrare funcționează în planul pereților tubului, rezultând o construcție de tip bară complexă, cu un mare moment de inerție și modul de rezistență;

- structuri cu nuclee centrale (D) formate din pereți structurali și cadre, în care forțele seismice sunt preluate în cea mai mare parte de diafragma din beton armat, iar stâlpii preiau preponderent încărcările gravitaționale;

- structuri mixte compuse din utilizarea simultană a două sau mai multe sisteme de bază.

### **1.3 TIPURI DE CLĂDIRI ETAJATE CU PEREȚI STRUCTURALI DIN BETON ARMAT. CLASIFICĂRI**

În primă fază, sistemele constructive cu pereți structurali din beton armat s-au impus pe plan mondial datorită avantajelor lor sub aspectul consumului de oțel și al posibilității unei execuții rapide, prin utilizarea procedeelor industriale de cofrare, armare și punere în operă a betonului [Moisescu 1964]. Pe măsura avansării cercetărilor științifice, s-a observat că răspunsul structurilor sub solicitări seismice este mult îmbunătățit de prezența pereților structurali în structură. Astfel, în zonele cu seismicitate ridicată, dacă la clădiri cu până la 20 de etaje, inginerul proiectant poate impune utilizarea lor în structură, la clădirile cu mai mult de 20 etaje se impune dispunerea lor din motive economice, dar și datorită necesității deținerii controlului

asupra deplasărilor structurii. Datorită rigidității lor mari, se poate realiza un grad înalt de protecție a elementelor nestructurale împotriva avariilor la cutremure de intensitate mai mică, putându-se renunța astfel, la separarea costisitoare a elementelor nestructurale, prin crearea rosturilor antiseismice.

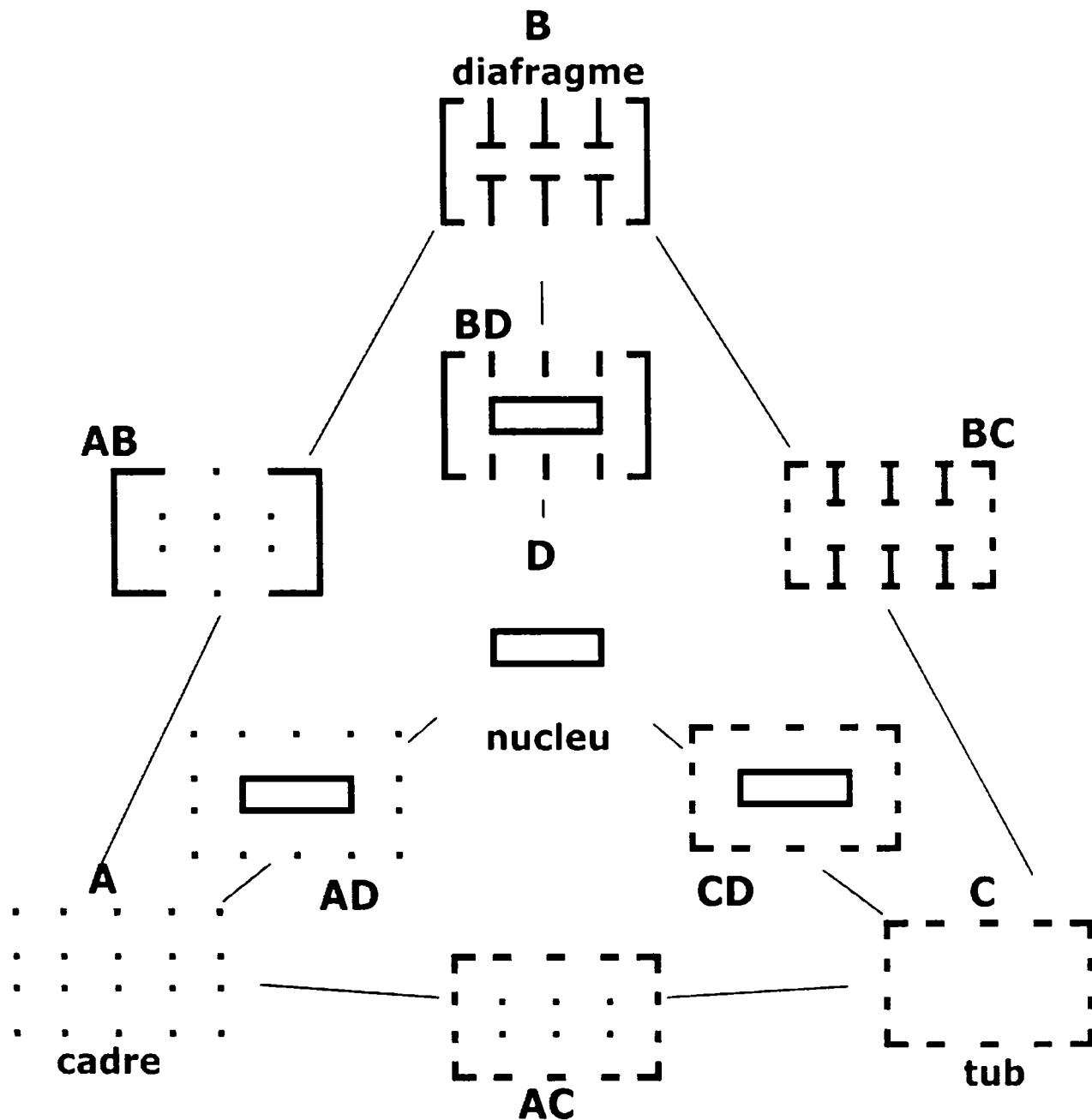


Figura 1. 5 Tipuri de structuri de rezistență din beton armat

Tipurile de sisteme structurale din beton armat, recomandate a fi utilizate în funcție de numărul de etaje sunt prezentate în figura 1.6 [Mir, 2001].

Avantajele prevederii pereților structurali de beton armat în structură, se pot obține printr-o bună colaborare arhitect–inginer structurist încă din faza de anteproiectare. Numai astfel se poate ajunge la soluția structurală optimă, capabilă să preia încărcările orizontale și gravitaționale în bune condiții, fără eforturi mari de materiale și manoperă din partea investitorului.

Clădirile cu structură de rezistență în cadre cu înalțimi mari, în zone seismice, în comparație cu cele având pereți structurali, prezintă următoarele dezavantaje din punctul de vedere al comportamentului structural :

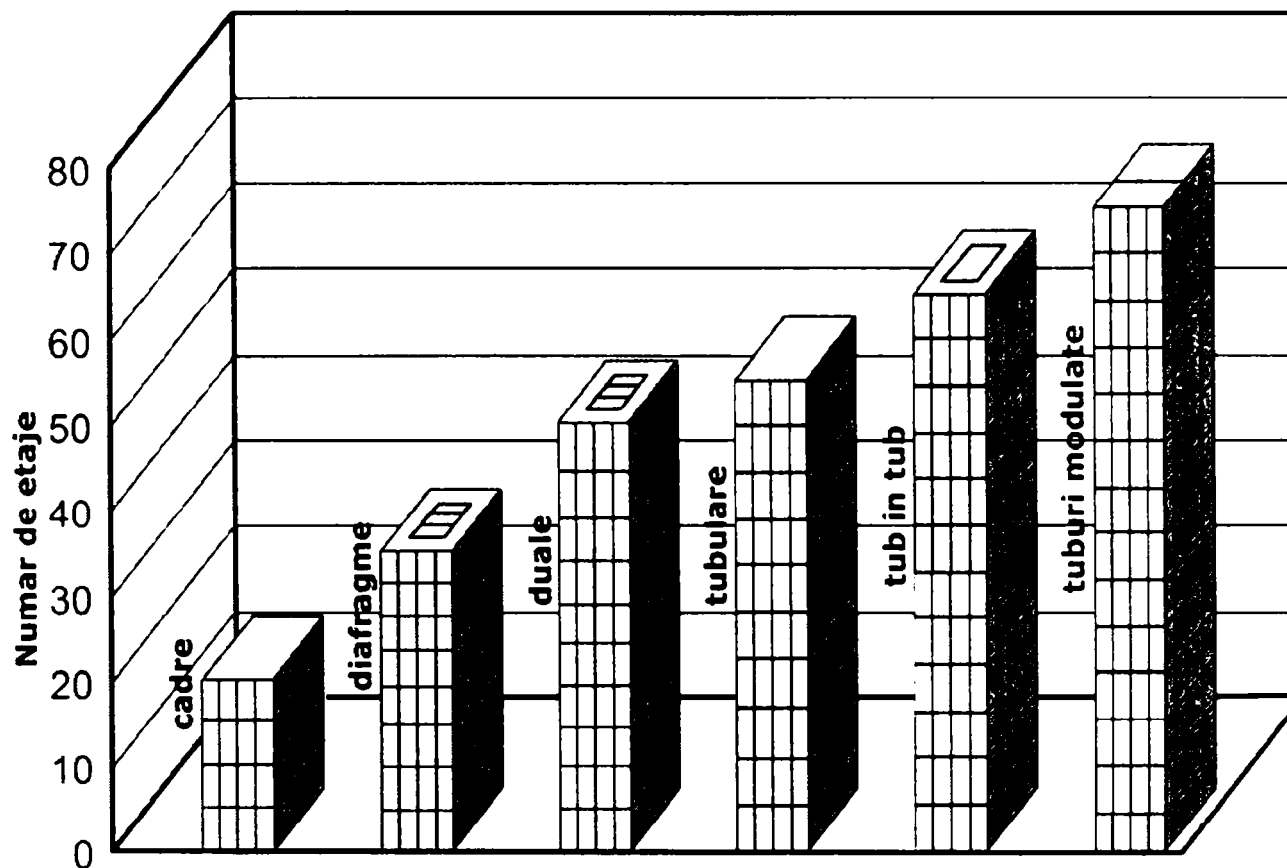


Figura 1. 6 Tipuri de sisteme structurale

➤ pereții de închidere și compartimentare din diferite materiale (zidării, panouri, etc) dau naștere în structură la rigidități locale cu efecte defavorabile greu de controlat: disimetrii de rigidități, posibilitatea apariției unor alternanțe de niveluri rigide, flexibile, sau chiar a unor stâlpi scurți;

➤ realizarea mecanismului de cedare prin apariția articulațiilor plastice în rigle, apoi în stâlpi, se realizează mai greu și cu consumuri mari de materiale și manoperă, în timp ce la structuri cu pereți structurali, acest mecanism de cedare se realizează aproape firesc.

Numărul, locul și orientarea pereților structurali în cadrul structurii de rezistență a unei clădiri, depind de cerințele funcționale impuse clădirii.

Dintre dezavantajele clădirilor cu pereți structurali din beton armat putem menționa :

➤ au rezistență la transmisie termică redusă, necesitând măsuri costisitoare de protecție la transfer termic;

➤ necesită o perioadă mai lungă de execuție;

➤ limitează posibilitățile de utilizare a clădirii, datorită compartimentărilor fixe pe care le creează, determinând anumite servituți funcționale. Din această cauză, structurile cu pereți



structurali din beton, se utilizează la clădiri la care destinația funcțională impune o compartimentare deasă cum ar fi hoteluri, cămine, spitale, etc.

Aceste dezavantaje, însă, se pot corecta pe baza unei concepții funcțional-constructive raționale, prin combinarea pereților structurali cu cadrele. Exemple de combinații eficiente, pereți structurali – cadre la clădiri civile și industriale, sunt prezentate în figura 1.7 [Agent, 1982].

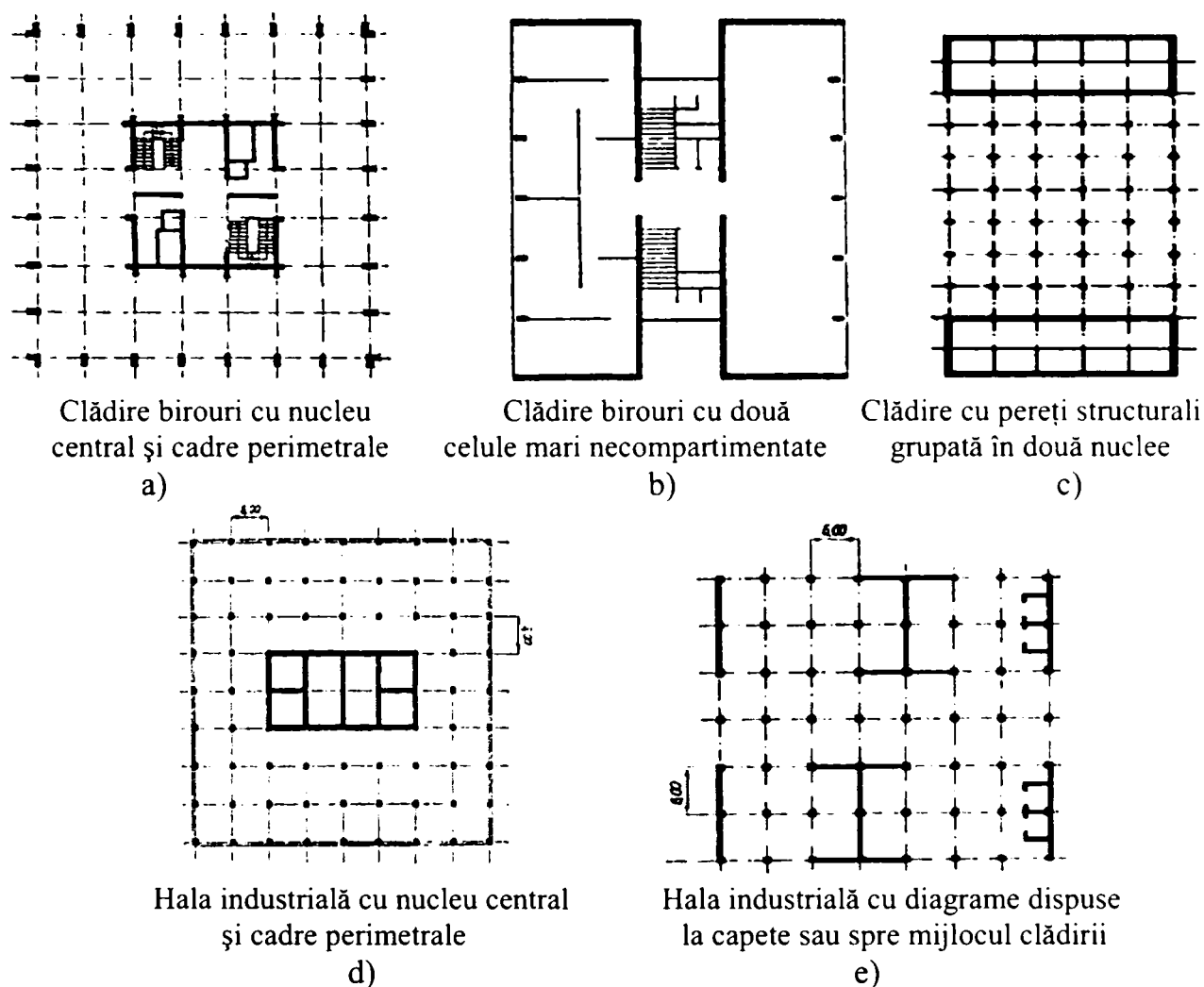


Figura 1. 7 Tipuri de clădiri din beton armat cu pereți structurali

După forma în plan a clădirilor cu pereți structurali din beton armat, se disting următoarele tipuri de clădiri [Marusciac,1998]:

- clădiri de tip bară, având forma alungită în plan în general dreptunghiulară (fig.1.8 a);
- clădiri de tip punct, cu dimensiuni în plan apropiate după cele două direcții, având forma pătrată, dreptunghiulară, circulară sau oarecare ( fig.1.8 b,c);
- clădiri de forme diverse în plan: ovale, rombice, etc (fig.1.8 d,e).

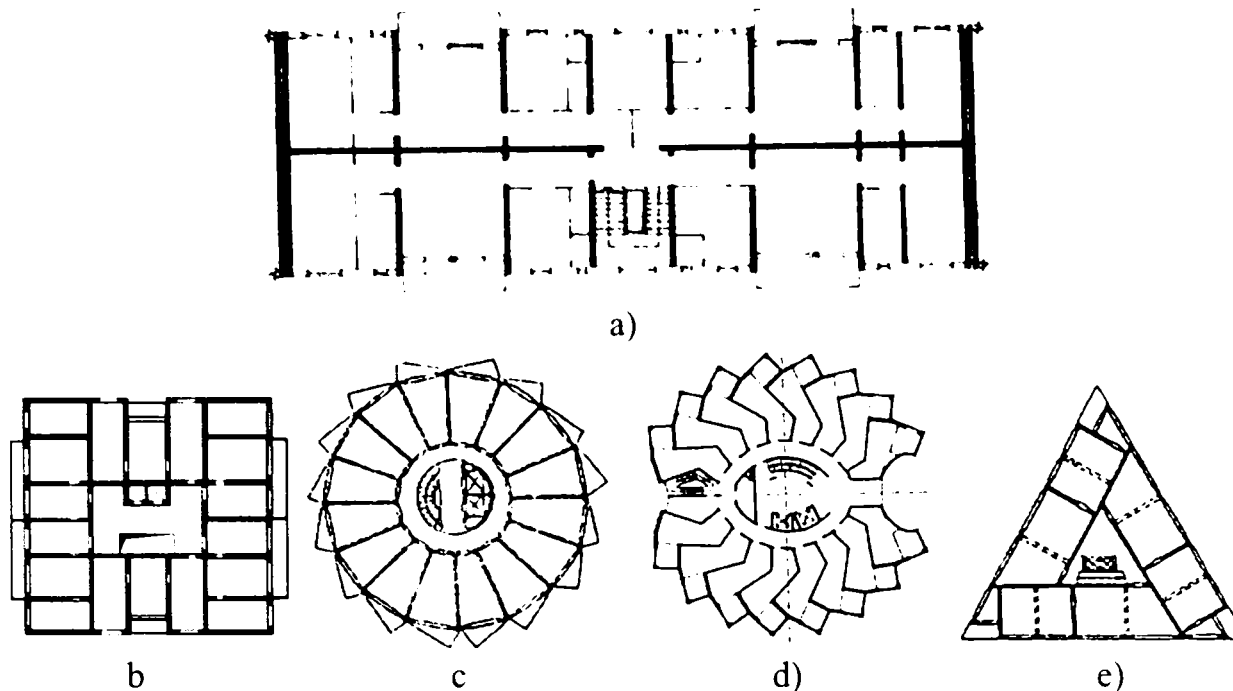


Figura 1. 8 Forme în plan a clădirilor cu pereți structurali

După modul de dispunere în plan a pereților structurali din beton armat, utilizați la clădirile civile etajate, structurile pot fi [Agent și Postelnicu, 1982]:

➤ structuri cu pereți structurali deși sau sistem fagure, la care pereții structurali sunt dispuși la fiecare travee la distanțe între ele relativ mici: 3-4 m. Sistemul este avantajos deoarece se poate adapta la orice fel de clădire, permite realizarea planșelor fără grinzi, necesită un consum redus de oțel și permite aplicarea procedeelor de execuție industrializate. Prezintă însă dezavantajul de a nu permite posibilitatea realizării unor transformări ulterioare în distribuția încăperilor. Acest sistem se utilizează la clădirile de locuințe, cămine, spitale, hoteluri. În figura 1.9 este prezentată o clădire cu pereți structurali din beton armat realizată în sistem fagure;

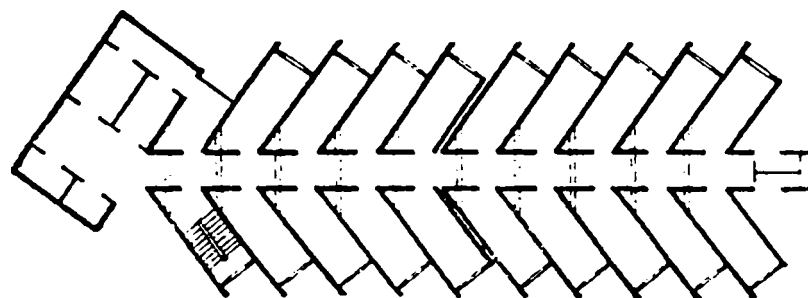


Figura 1. 9 Clădire sistem fagure

➤ structuri cu pereți structurali rari sau structuri de tip „celular”. Rezolvă inconvenientul privind compartimentarea deasă și imobilitatea planului de arhitectură. Pereții structurali delimitează celule de mărimea unui apartament, iar pe traveele intermediare sunt prevăzuți stâlpi numai perimetrali (fig.1.10 a) sau și la interior (fig.1.10 b), pe care planșele rezeamă direct sau prin intermediul grinzilor. În acest sistem, sarcinile verticale sunt preluate de pereții structurali și stâlpi, iar sarcinile orizontale sunt preluate în general numai de pereții structurali. Deși sistemul înregistrează consumuri de oțel cu circa 10-15% mai ridicate decât în

soluția „fagure”, datorită faptului că pereții structurali se utilizează ca pereți de delimitare a apartamentelor, majoritatea pereților structurali rezultă plini, ceea ce, pe lângă o armare și o turnare mai simplă, conduce și la o conformare antiseismică mai bine controlată;

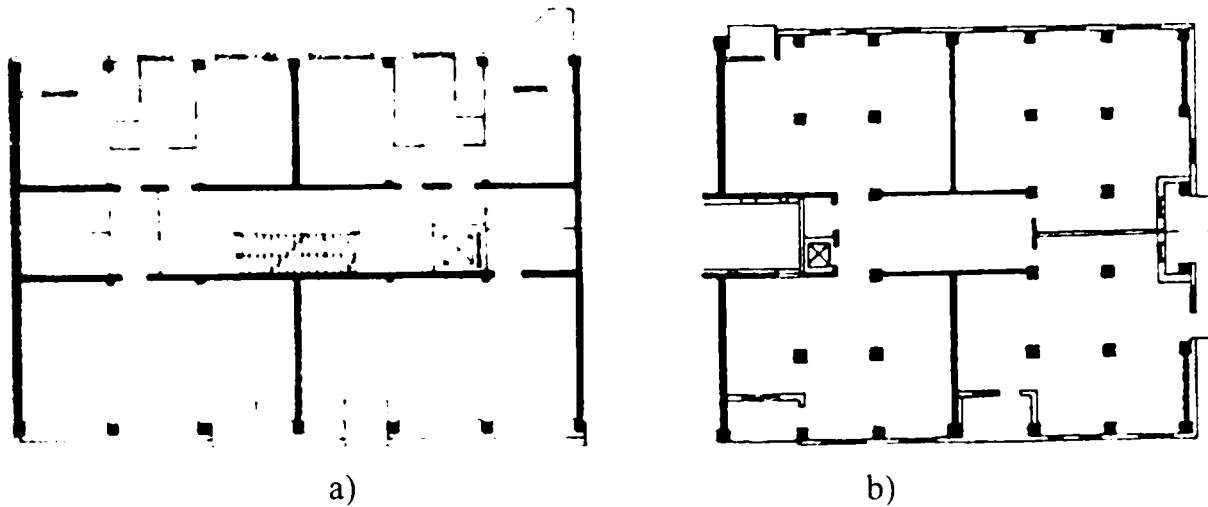


Figura 1. 10 Structură de tip celular

➤ structuri cu nuclee (tuburi). Structurile sunt alcătuite din pereți structurali grupați într-un nucleu central sau în mai multe nuclee, grupate în jurul casei scării, a lifturilor și a altor funcțiuni care se repetă identic pe verticală. În afara nucleului, planșeele sunt rezemate pe stâlpi pendulari, dispuși în general pe conturul clădirii (fig.1.11 a). Nucleele centrale pot fi de diverse forme, putând rezulta și din combinații eficiente ale clădirilor învecinate. În scopul preluării momentelor de torsiune generală datorate încărcărilor orizontale aplicate excentric, în planul clădirilor cu nuclee pot fi introduși și pereți structurali perimetrali ( fig.1.11 b).

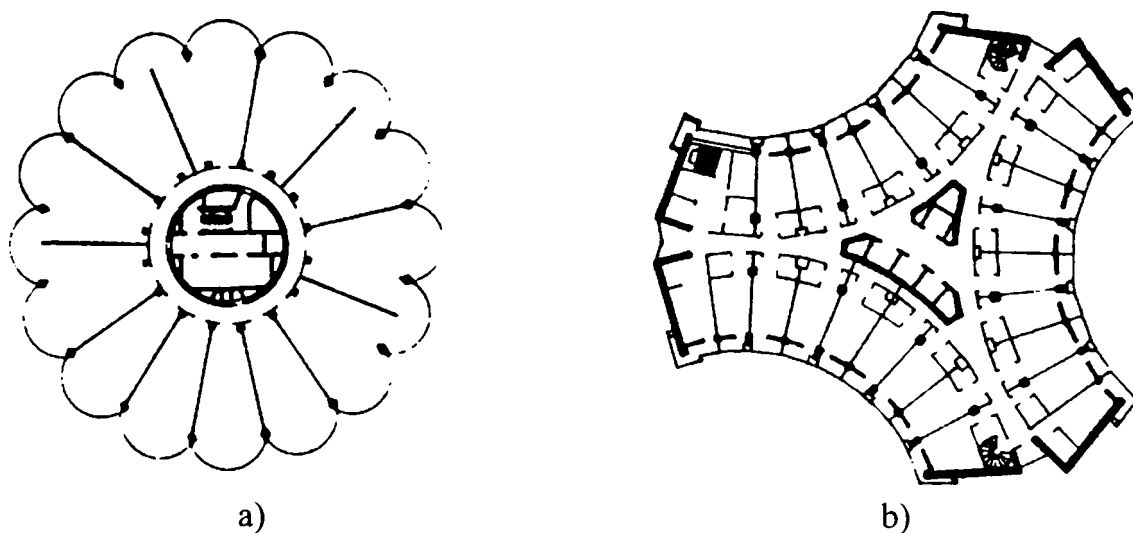


Figura 1. 11 Structuri cu nuclee

Structurile cu parter elastic sunt o soluție mai puțin recomandată, dar frecvent utilizată la construcțiile cu parter degajat (hoteluri, blocuri de locuințe cu spații comerciale la parter,etc.) avînd pereți structurali de la nivelurile curente, rezemate pe stâlpi (fig. 1.17 i,j,k,l,m,n). Acest tip de sistem este contraindicat pentru acțiunile seismice, datorită slăbirii zonei de la bază cea mai

solicitată. În urma transmiterii forțelor tăietoare foarte mari de la pereți la fundații, în stâlpi vor apare articulații plastice caracteristice mecanismului de cedare de tip etaj slab, total nerecomandabil, care impune cerințe mari, în general nerealizabile, în scopul măririi capacității de deformare plastică a stâlpilor. Simultan, momentele de răsturnare generează în stâlpi forțe axiale mari greu de preluat de către aceștia, necesitând măsuri speciale de armare [Paulay ș. a. 1997].

*Structuri cu pereți structurali (grinzi-pereți) rezemați pe stâlpi, care se dispun decalat, din două în două travei, în scopul obținerii unor suprafețe mai mari impuse de destinația funcțională a clădirii și care se repetă regulat pe înălțimea clădirii (fig.1.12).*

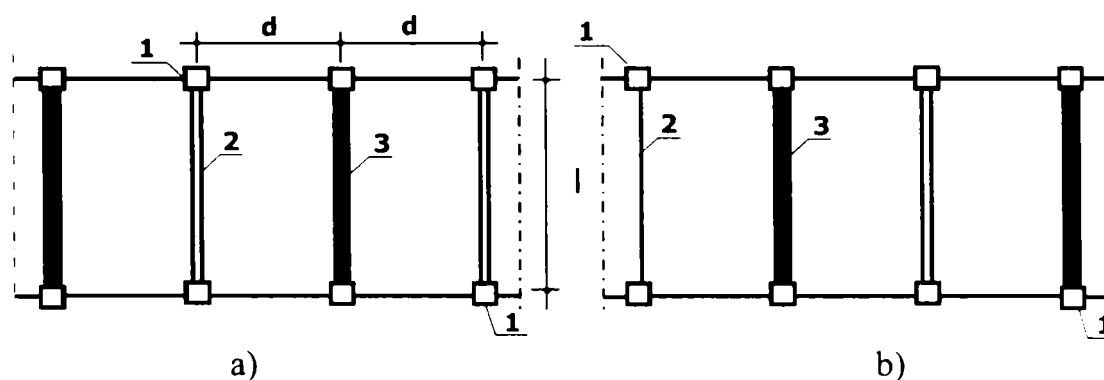


Figura 1. 12 Schema dispunerii pereților structurali la structurile cu grinzi-pereți decalate: a) – la nivelul K; b)- la nivelul k+1; 1- stâlpi; 2-rigle; 3-pereți structurali

## 1.4 TIPURI DE PEREȚI STRUCTURALI DIN BETON ARMAT

### 1.4.1 Clasificări generale

În funcție de forma construcției, de cerințele funcționale și de rezistență, pereții structurali ce alcătuiesc structura portantă a unei clădiri, se pot prezenta ca *elemente izolate*, sau cuplate între ele, alcătuind *elemente spațiale cu profil deschis* (fig.1.7 a) sau *închis* (fig. 1.11 a). În unele situații, în special la structurile de tip fagure, se poate ajunge chiar ca întreg ansamblul de pereți structurali să poată fi considerat că formează un element spațial unic.

Din punct de vedere al formei în plan a secțiunii transversale, pereții structurali pot fi [Ianca, 1987]:

- pereți structurali lamelari având forma dreptunghiulară a secțiunii transversale. Sunt ușor de dimensionat și executat, dar sunt sensibili la pierderea stabilității (fig.1.13 a);
- pereți structurali cu bulbi prevăzuți la capete. Sunt mai greu de executat, dar prezintă o stabilitate sporită și o capacitate portantă mai mare decât pereții structurali lamelari (fig 1.13 a). În cazul în care se formează articulație plastică în bulb, se pot prevedea armături de confinare eficientă a betonului (fig. 1.13 b);

➤ pereți structurali cu tâlpi rezultate din conlucrarea cu pereți structurali perpendiculari, care măresc zona comprimată a peretelui structural și contribuie la creșterea stabilității acestora. Tălpile pot fi dezvoltate de o parte sau pe ambele părți ale inimii peretelui structural. Sunt capabile să reziste la forțe seismice după ambele direcții, înregistrând o mare capacitate de deformare postelastice (fig. 1.13 c);

➤ pereți structurali frânți, mai greu de executat, dar cu o rigiditate sporită. Sunt nerecomandați în zonele seismice, deoarece în zonele de frângere se înregistrează mari concentrări de eforturi (fig. 1.13 d);

➤ pereți structurali curbi sau circulari, relativ ușor de executat, cu rigiditate sporită pentru orice direcție de acțiune a forțelor seismice (fig. 1.13 e).

Din punct de vedere al prezenței golurilor, pereții structurali pot fi:

- pereți structurali plini ușor de executat și calculat, având rigiditate mare;
- pereți structurali cu goluri cu rigiditate mai redusă decât pereții structurali plini și cu o distribuție de eforturi mai complexă în zona golurilor.

#### 1.4.2 Tipuri de pereți structurali plini

În funcție de raportul laturilor peretelui structural în plan vertical (fig. 1.14), pereții structurali pot fi [Ciuhandu 1986]:

- pereți structurali lungi, la care  $\frac{hw}{lw} > 5$ ;
- pereți structurali medii, la care  $2 \leq \frac{hw}{lw} \leq 5$ ;
- pereți structurali scurți la care  $\frac{hw}{lw} < 2$ .

T. Paulay (1997) clasifică pereții structurali în funcție de raportul laturilor astfel:

- pereți structurali lungi, pentru  $\frac{hw}{lw} \geq 3$ ;
- pereți structurali scurți, pentru  $\frac{hw}{lw} < 3$ .

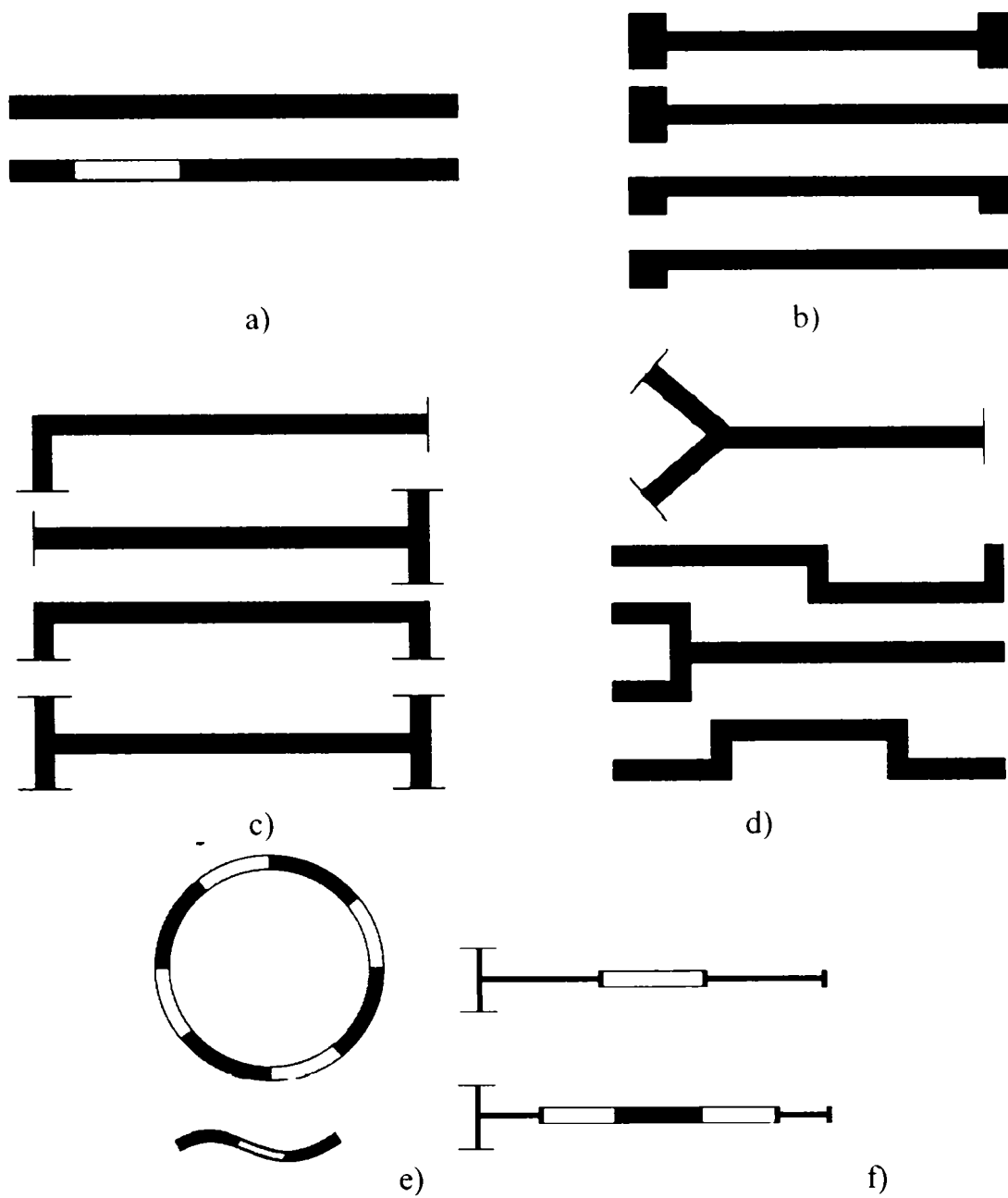


Figura 1.13 Forme în plan a pereților structurali

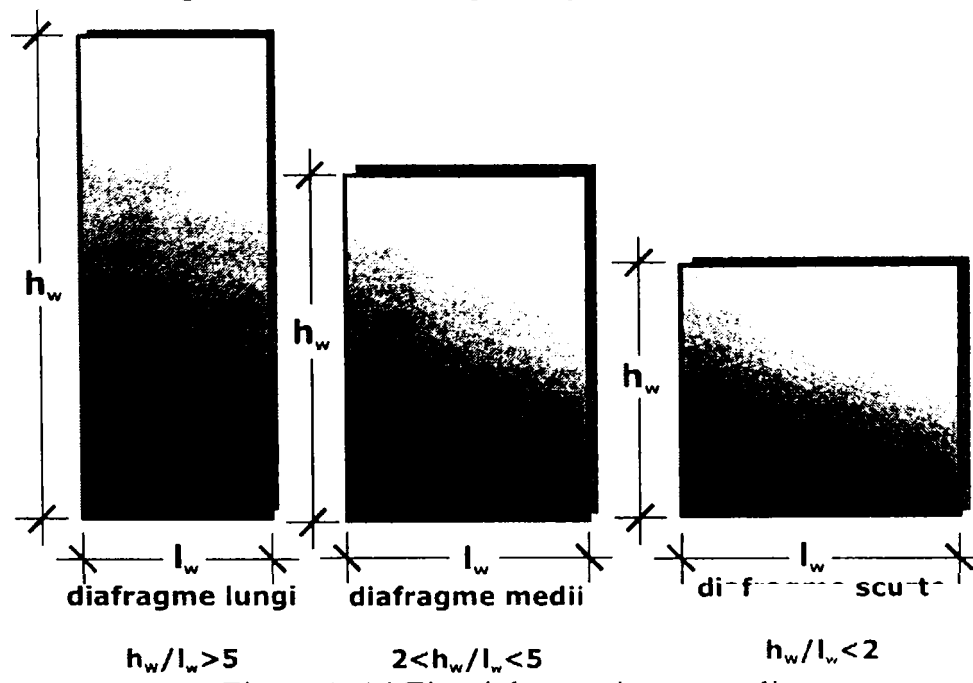


Figura 1.14 Tipuri de pereți structurali

Din punct de vedere al ponderii deformațiilor de alunecare  $\delta^Q$  în raport cu deformațiile totale în domeniul elastic [Fintel, 1994] consideră ca pereții structurali pot fi:

- lungi când  $\delta^Q \leq 0,1(\delta^M + \delta^Q)$ ,
- scurți când  $\delta^Q > 0,1(\delta^M + \delta^Q)$ ,

unde :  $\delta^M$  – deformația din încovoire în domeniul elastic;  
 $\delta^Q$  – deformația din alunecare în domeniul elastic.

Pereții structurali lungi sunt utilizați de obicei la clădirile înalte sau cu înălțime medie, datorită rigidității și capacității de a dezvolta ușor articulația plastică la bază.

Pereții structurali scurți se utilizează la clădiri de înălțime mică sau la nivelurile inferioare ale clădirilor de înălțime medie. Prezintă avantajul că atingerea capacității de rezistență la încovoire în secțiunea de încastrare, se realizează pentru valori ridicate ale forțelor orizontale.

### 1.4.3 Tipuri de pereți structurali cu goluri

Din punct de vedere al modului de dispunere al golurilor, pereții structurali pot fi :

- *pereți structurali cu goluri dispuse ordonat pe verticală.* Au golurile dispuse în mod uniform, permițând realizarea unor structuri cu proprietăți foarte bune de disipare de energie. Disiparea de energie se realizează în grinzile de cuplare care se deformează plastic, pe întreaga înălțime a peretelui.

Pereții structurali pot avea golurile dispuse ordonat :

- simetric (fig. 1.16 a,g) ;
- asimetric (fig.1.16 b,h).

Dupa numărul de șiruri de goluri, există următoarele tipuri de pereți structurali:

- cu un șir de goluri (fig.1.16 a,b);
- cu mai multe șiruri de goluri (fig.1.16 g,h).

Clasificarea pereților structurali cu goluri în funcție de coeficientul de monolitism  $\alpha$ :

- pereți structurali cu goluri mici, având  $\alpha > 10$  (fig. 1.17 a);
- pereți structurali cu goluri mijlocii, având  $1 < \alpha < 10$  (fig. 1.17 b);
- pereți structurali cu goluri mari, având  $\alpha < 1$  (fig. 1.17 c).

$$\alpha = H \sqrt{\frac{6E_r}{E_m H_e (I_1 + I_2 + \dots + I_n)} \sum_{i=1}^n \frac{I_r \left(\frac{L}{2}\right)^2}{\left(\frac{I_r}{2}\right)^3}} \quad (1.1)$$

$H$  - înălțimea totală de calcul a peretelui structural;

$E_r$  - modulul de elasticitate al betonului din riglele de cuplare;

$E_m$  - modulul de elasticitate al betonului din montați;

$H_e$  - înălțimea unui etaj.

➤ *pereți structurali cu goluri dispuse neordonat pe verticală.* Ei se întâlnesc mai rar la clădirile civile, dar intervin de mai multe ori la construcții industriale etajate, unde golurile pot servi pentru treceri de conducte de diametru mare, benzi transportatoare sau alte elemente tehnologice [Agent, 1982]. Golurile pot fi bordate cu îngroșări, fie numai ale montanților, fie și ale riglelor de cuplare (fig.1.13 b).

În funcție de numărul de goluri dispuse decalat, există:

- cu un singur gol (fig.1.16 c,d);
- cu mai multe goluri (fig.1.16 e,f).

După modul de dispunere al golurilor neregulate [Subedi și Marsono,2000] avem:

- pereți structurali cu goluri dispuse regulat pe verticală (fig.1.16 e);
- pereți structurali cu goluri dispuse neregulat pe verticală (fig.1.16 f).

#### 1.4.4 Variația pe înălțime a pereților structurali

Deoarece la clădirile înalte, eforturile secționale de la etajele superioare sunt mult mai mici decât eforturile de la etajele inferioare, dimensiunile pereților se pot reduce pe verticală. În general, dimensiunea care se duce pe înălțime este grosimea pereților structurali (fig.1.15 a). Lățimea pereților și a aripilor (la secțiunea T) în general, se păstrează constantă. Există însă și tipuri de pereți structurali a căror lățime scade treptat sau brusc pe înălțimea construcției (fig. 1.15 b,c,d,e). Acestor tipuri de pereți structurali trebuie acordată o atenție sporită la stabilirea poziției și a lungimilor articulațiilor plastice. De exemplu, chiar dacă diafragma din fig. 1.15 e este preferată din considerente arhitectonice, ea este însă defavorabilă pentru dezvoltarea articulației plastice, deoarece lungimea acesteia este limitată la o zonă foarte restrânsă.

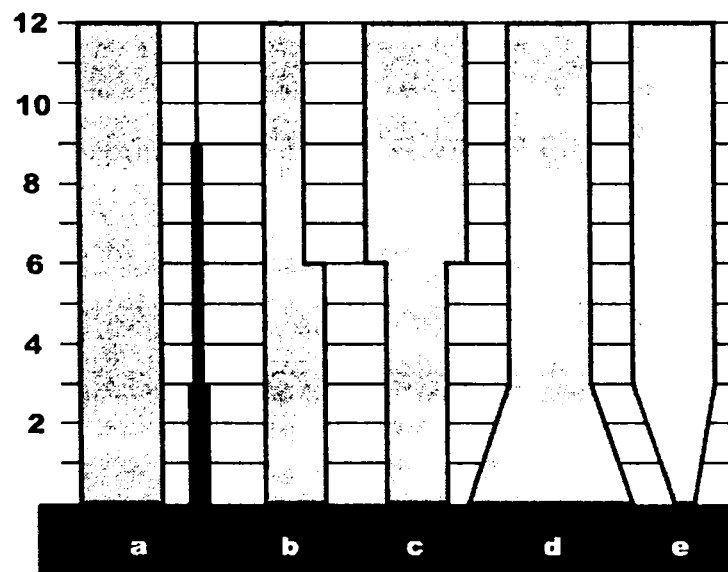


Figura 1. 15 Forme în elevație



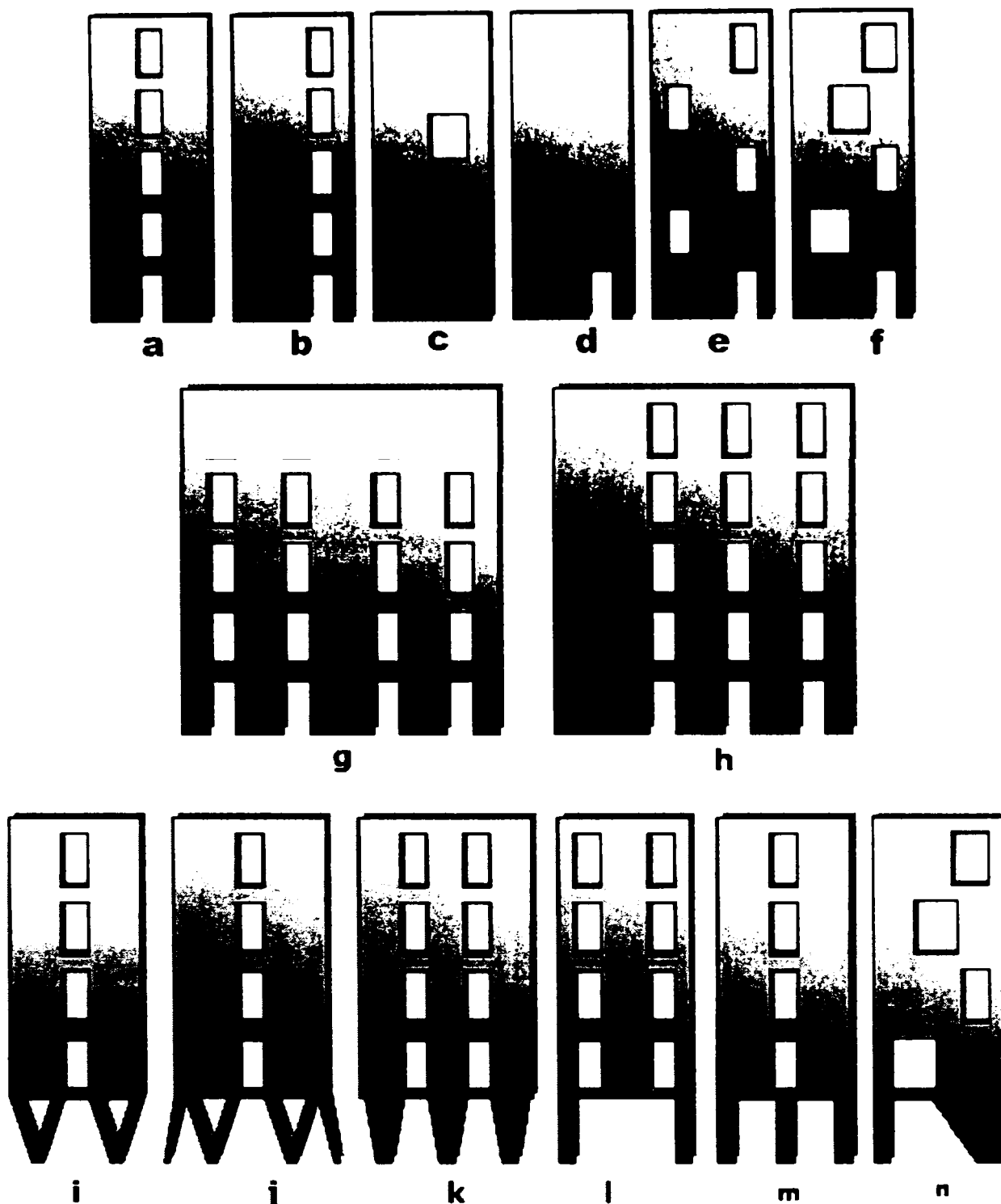


Figura 1. 16 Moduri de dispunere a golurilor

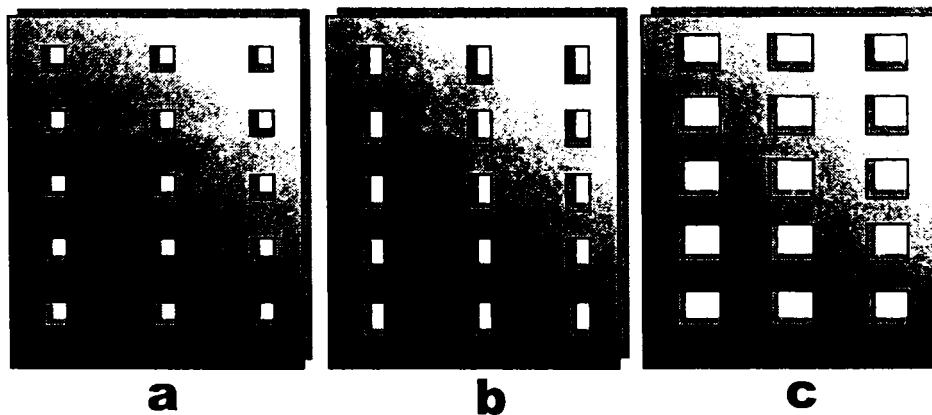


Figura 1. 17 Clasificări ale pereților în funcție de dimensiunile golurilor

641.500  
369 D  
Biblioteca

## 1.5 PEREȚI STRUCTURALI DIN BETON ARMAT CU GOLURI DECALATE. OBIECTUL TEZEI

Din momentul utilizării pereților structurali din beton armat la clădirile amplasate în zone seismice, asupra acestora s-au realizat numeroase cercetări teoretice și experimentale, care au explicat în timp comportarea lor, toate concluziile fiind concretizate în normative și prescripții de calcul și armare.

Cutremurul înregistrat în Chile în data de 3 martie 1985 cu magnitudinea de 7,8 grade, [Aejaz 1991] a scos în evidență însă, atât pentru proiectanții de structuri cât și pentru cercetători, existența unui tip de perete structural din beton armat cu un bun comportament seismic, dar lipsit de reguli clare de calcul și armare: peretele structural cu goluri decalate pe verticală. Primele studii efectuate, au evidențiat necesitatea fundamentării unei concepții de proiectare și execuție antiseismice, pe baza unui program de cercetare științifică.

Deși în prezent comportarea acestor pereți structurali se poate studia relativ ușor cu ajutorul programelor de calcul bazate pe teoria elementelor finite, multitudinea de factori care pot influența acest comportament fac ca nici până în prezent să nu existe reguli explicite de proiectare.

Totuși, cercetările efectuate începând cu anul 1985 au indicat faptul că modul de dispunere al golurilor constituie unul dintre cei mai importanți factori care influențează răspunsul seismic al acestor pereți structurali. Prezenta teză de doctorat se încadrează în programele de cercetare naționale și internaționale și încearcă să explice pe baza cercetărilor teoretice și experimentale realizate de către autor, *modul în care influențează poziția golurilor comportarea pereților structurali cu goluri decalate, dispuse ordonat pe verticală, la acțiuni seismice ciclic alternante.*

Din aceste cauze, tema prezentei teze de doctorat intitulată: „Contribuții la calculul și alcătuirea pereților structurali din beton armat” constituie o temă actuală de cercetare deoarece:

- sunt tipuri de pereți structurali agreeți de către arhitecți ca soluții de rezolvare a unor cerințe funcționale și estetice. De asemenea sunt des utilizați la clădirile înalte în zona casei scărilor și a ascensoarelor, care deserveșc numai etaje pare sau impare;
- oferă informații despre modul de distribuție a eforturilor în domeniul elastic, în funcție de poziția golurilor;
- seismele care au solicitat pereții structurali cu goluri decalate au indicat o rigiditate ridicată a acestora, avantaj care a condus la reducerea avariilor elementelor nestructurale;
- calculează rigiditatea tangentă inițială și cea finală la solicitări orizontale monoton crescătoare și ciclic alternante, în funcție de poziția golurilor;

- evaluează capacitatea de disipare a energiei seismice în funcție de poziția golurilor și propune măsuri pentru sporirea acestei capacități;
- definește zonele de apariție a articulațiilor plastice și ordinea de apariție a acestora în scopul obținerii unui mecanism de cedare ductil;
- oferă informații despre ductilitatea de deplasare a acestor pereți structurali solicitați seismic și propune valori pentru factorul de comportare  $q$ ;
- identifică sursele de ductilitate și precizează ordinea recomandată de intrare în curgere a armăturilor;
- explică modurile de cedare al acestor pereți în funcție de rigiditatea zonei delimitate de două goluri succesive (legături);
- normativele și codurile de proiectare seismică nu conțin prevederi explicite pentru armarea și calculul acestor pereți solicitați seismic;
- prezintă o metodă de calcul simplificată cu ajutorul căreia se poate evalua rapid, forța orizontală maximă la care se produce zdrobirea betonului la baza montanților;
- în literatura de specialitate nu sunt precizate măsuri de consolidare a pereților structurali cu goluri decalate, afectați de acțiunile seismice.

Teza de doctorat este structurată pe 6 capitole:

**Capitolul 1: “INTRODUCERE. OBIECTUL TEZEI”** cuprinde o introducere cu privire la problemele cu care se confruntă societatea după producerea unor evenimente seismice. Este prezentată buna comportare seismică a clădirilor înalte care conțin în cadrul sistemului structural pereți portanți din beton armat, fiind subliniată comportarea deosebit de bună a pereților structurali cu goluri decalate pe verticală, la diverse clădiri civile și industriale realizate pe plan mondial, utilizarea lor fiind exemplificată prin introducerea unor imagini sugestive a câtorva clădiri civile și industriale realizate cu aceste tipuri de pereți structurali. În cadrul aceluiași capitol este realizată o clasificare a tipurilor de sisteme structurale portante din beton armat, fiind prezentate apoi tipurile cele mai des utilizate de clădiri ce au în componență pereți structurali. O atenție specială a fost acordată clasificării tipurilor de pereți structurali și în special a celor cu goluri decalate, care constituie subiectul prezentei teze de doctorat. La sfârșitul capitolului, în încheiere, sunt prezentați factorii care fac ca această teză de doctorat să fie de actualitate.

**Capitolul 2: “PROIECTAREA SEISMICĂ A PEREȚILOR STRUCTURALI DIN BETON ARMAT. ASPECTE GENERALE”** prezintă o sinteză a modului de conformare

seismică a clădirilor, prin prezentarea principiilor fundamentale ale proiectării conceptuale pentru clădirile amplasate în zone seismice, conform EUROCOD 8. Sunt enumerate ulterior exigențele generale de proiectare a construcțiilor cu pereți structurali din beton armat prevăzute în noul normativ românesc Normativului P85/2001. Capitolul mai cuprinde concluzii și clasificări ale ductilității și mecanismelor de cedare a pereților structurali din beton armat. Sunt prezentate de asemenea direcțiile actuale de cercetare pe plan mondial a pereților structurali din beton armat, în cadrul noilor filozofii de proiectre seismică: proiectare la mai multe nivele de performanță, proiectarea pe bază de spectre de deplasări, comportarea pereților slab armați la acțiuni seismice, influența pe care o exercită tipurile de seisme asupra pereților structurali, precum și cele mai noi metode de analiză static neliniară de tip biografic (push-over).

**Capitolul 3: “SINTEZA CERCETĂRILOR TEORETICE ȘI EXPERIMENTALE REALIZATE PE PEREȚI STRUCTURALI DIN BETON ARMAT CU GOLURI DECALATE”** prezintă cele mai noi concluzii obținute în urma cercetărilor teoretice și experimentale efectuate pe plan mondial, pe pereții structurali din beton armat cu goluri decalate sollicitați seismic. Modelele studiate experimental au fost de tip lamelar sau cu bulbi la capete și au fost armate identic pe întreaga lor suprafață. Sunt descrise influențele pe care le exercită decalarea pe verticală a golurilor asupra ductilității de deplasare, a capacității de disipare a energiei seismice și a rigidității acestor pereți. Acești indicatori sunt studiați și pentru pereții dimensionați, pe baza procedurii modelelor de bare. În capitol este prezentată o metodă de previzionare a tipurilor de cedare a acestor pereți și o metodologie de calcul a forței seismice la care este atinsă capacitatea portantă a pereților prin zdrobirea betonului de la baza pereților. Metoda propusă a fost verificată experimental pe trei modele de pereți, iar rezultatele au fost confirmate de cele obținute în urma unei analize dinamice neliniare efectuată cu programul ABAQUS.

**Capitolul 4: “STUDII TEORETICE ASUPRA COMPORTĂRII SEISMICE A PEREȚILOR STRUCTURALI DIN BETON ARMAT CU GOLURI DECALATE”** analizează comportarea teoretică în domeniul elastic, postelastice și până la cedare, a cinci tipuri de pereți structurali: unul plin, unul cuplat și trei cu goluri decalate pe verticală. Răspunsul pereților a fost studiat în funcție de direcția de acțiune seismică și de poziția golurilor. Simularea comportării seismice în domeniul elastic a fost efectuată cu ajutorul programului de calcul AXIS 5.0 V.M., care a furnizat informații despre stările de eforturi și de deformație dezvoltate în modelele experimentale, oferind totodată un tablou sugestiv al cerințelor de armare. Sunt studiate atent zonele concentratoare de eforturi maxime de la baza pereților și de la colțurile golurilor,

precum și rigiditățile comparative ale acestora . Comportarea în *domeniul postelast*, a fost evidențiată în urma unei analize statice neliniare de tip biografic efectuată cu programul de calcul BIOGRAF. Pe baza rezultatelor furnizate s-au trasat curbele forță-deplasare și forță-deformată specifică pentru beton și armătură, s-au calculat valorile energiei disipate a ductilității de deplasare și s-au identificat mecanismele de cedare a acestor tipuri de pereți. La sfârșitul capitolului este prezentată o metodologie de evaluare simplificată a forței orizontale ultime la care se înregistrează zdrobirea betonului la baza montanților.

**Capitolul 5 : “ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE REALIZATE PE PEREȚI STRUCTURALI DIN BETON ARMAT CU GOLURI DECALATE ”** prezintă rezultatele programului experimental desfășurat de autor, pe cele 5 modele de pereți structurali. Sunt descrise modurile în care au fost armate, executate, transportate și fixate modelele, dimensiunile standului, precum și aparatura de măsură și control. Capitolul mai cuprinde informații despre ordinea de apariție a fisurilor, energia absorbită și degradarea de rigiditate la fiecare pas al ciclurilor de încărcare. De asemenea, răspunsul seismic al modelelor a fost completat cu date despre valorile comparative ale ductilității de deplasare, ale factorului de comportare  $q$  și a energiei totale disipate. Pe baza înregistrărilor oferite de stația topografică totală și timbrele tensometrice fixate pe beton și armătură, s-au trasat curbele forță - deplasare și forță - deformație specifică pentru beton și armătură. Aceste rezultate au permis stabilirea surselor de ductilitate, a mecanismului de cedare prin identificarea zonelor potențial plastice și au confirmat modurile de cedare previzionate. În general, rezultatele teoretice au fost confirmate de încercările experimentale, eventualele diferențe s-au datorat modului diferit de solicitare a modelelor sau a imperfecțiunilor standului de încercări.

**Capitolul 6 : “ CONCLUZII. CONTRIBUȚII PERSONALE ”** cuprinde concluziile cercetărilor teoretice și experimentale, prezentând contribuțiile autorului la clarificarea unor întrebări referitoare la influența pe care o exercită prezența golurile decalate asupra rigidității, ductilității, disipării de energie și a mecanismelor de cedare a pereților structurali cu goluri decalate. În încheiere sunt prezentate recomandările autorului privind modul de armare și de concepție a acestor pereți structurali, fundamentate pe baza rezultatelor teoretice și experimentale obținute.

Teza de doctorat se extinde pe un număr de 285 pagini, cuprinzând un număr de 191 figuri, 27 tabele, două anexe și 97 titluri biografice.

# 2

## PROIECTAREA SEISMICĂ A PEREȚILOR STRUCTURALI DIN BETON ARMAT. ASPECTE GENERALE

---

### 2.1 PRINCIPIILE FUNDAMENTALE ALE PROIECTĂRII CONCEPTUALE PENTRU CLĂDIRILE AMPLASATE ÎN ZONE SEISMICE

#### 2.1.1 Cerințe fundamentale

În conformitate cu filozofia de proiectare seismică, proiectarea și execuția structurilor de rezistență amplasate în zone seismice se bazează pe două cerințe esențiale:

- *cerința de prevenire a colapsului*, care impune ca structura să fie proiectată și realizată, astfel încât, după evenimentul seismic, structura să-și păstreze integritatea structurală și o capacitate portantă reziduală, evitând apariția colapsului local sau general;

- *cerința de limitare a avariilor*, care urmărește înzestrarea structurii cu capacități de rezistență și deformare adecvate cu costuri reduse, astfel încât, să evite apariția avariilor importante și să nu limiteze funcționalitatea.

Aceste cerințe sunt satisfăcute în cadrul metodei de proiectare a capacității de rezistență prin respectarea următoarelor principii generale [Paulay și Bachmann, 1997]:

- eforturile din structură trebuie să înregistreze valori limitate;
- zonele pentru disiparea energiei trebuie stabilite prin proiectare și alcătuite constructiv în concordanță cu eforturile aferente;

- zonele cu tendință de rupere fragilă sau care nu se pretează la o disipare stabilă de energie, vor fi protejate împotriva eforturilor excesive și trebuie să rămână, indiferent de intensitatea acțiunii seismice, în domeniul de comportare elastic;

- structura de rezistență trebuie să înregistreze o comportare ductilă.

Dacă sunt respectate aceste condiții, structura, în totalitatea ei, prezintă în pofida zonelor fragile, o comportare ductilă cu o mare capacitate de deformare.

### 2.1.2 Principiile fundamentale ale proiectării conceptuale

Prin dispunerea elementelor de rezistență constitutive ale unei clădiri, pe baza unor principii fundamentale de proiectare în zone seismice, relativ simple de aplicat, se obțin sisteme structurale avantajoase, atât din punct de vedere arhitectural, cât și financiar, necesitând eforturi financiare minime din partea investitorului. Principiile fundamentale ale proiectării structurilor de rezistență sunt :

a) *Simplitate structurală*. Orice construcție trebuie să fie caracterizată de o simplitate structurală, exprimată prin existența unor căi clare și directe de transmitere a solicitărilor seismice. Simplitatea structurală permite inginerului proiectant o predicție a comportamentului seismic al structurii, foarte apropiată de comportamentul real al clădirii, reducându-i implicit acestuia incertitudinile în ceea ce privește modelarea, analiza și detalierea structurii.

b) *Uniformitate și simetrie*. Uniformitatea structurală permite o transmitere scurtă și directă a forțelor de inerție create în masele distribuite ale clădirii, de la suprastructură la fundații. În plan orizontal, uniformitatea structurală se obține fie prin distribuția simetrică a elementelor de rezistență în cadrul aceluiași tronson de clădire, fie prin împărțirea clădirii cu ajutorul rosturilor antiseismice, în corpuri independente dinamic. Este necesară obținerea unei uniformități structurale și pe verticală, în scopul evitării apariției zonelor critice în care concentrările de eforturi sau cerințele de ductilitatea greu de satisfăcut, care pot genera colapsul clădirii. Deasemenea, prin dispunerea simetrică în plan a elementelor structurale, se realizează o bună corelare între distribuția maselor, a rezistențelor și a rigidităților, evitând apariția unor excentricități mari între centrele de masă și de rigiditate, care să amplifice fenomenul de torsiune generală a clădirii. Amplasarea uniformă a elementelor de rezistență conferă structurii avantajul unor redistribuții favorabile a eforturilor între elementele componente, făcând totodată posibilă participarea întregii structuri la disiparea energiei seismice induse în structură.

c) *Rezistența și rigiditate bidirecțională*. Excitația seismică orizontală fiind un fenomen bidirecțional, poate solicita structura de rezistență după orice direcție. De aceea, structura trebuie conformată astfel încât rezistența și rigiditatea clădirii să fie asigurată pentru orice direcție de

acțiune a solicitării seismice. În acest scop, se recomandă dispunerea elementelor structurale sub forma unei scheme ortogonale în plan, capabilă să asigure capacități de rezistență și rigiditate sensibil egale după cele două direcții principale. Simultan se pot reduce efectele acțiunii seismice, prin limitarea producerii unor deplasări mari, care datorită efectelor de ordinul doi, pot genera instabilități și avarii structurale importante.

d) *Rezistență și rigiditate la torsiune.* Una dintre cauzele care produc apariția solicitărilor neuniforme între elementele structurii de rezistență este fenomenul de torsiune generală, datorat amplasării neuniforme în plan a elementelor structurale, de mase și rigidități diferite. Se recomandă prevederea acestora, astfel încât structura să fie înzestrată cu rezistențe și rigidități adecvate, prin dispunerea cât mai simetrică în plan a elementelor capabile să preia forțele seismice. În cazul în care nu este posibilă evitarea apariției torsiunii generale, se recomandă, fie reamplasarea, pe cât posibil, în plan a elementelor portante în scopul reducerii brațului de pârghie dintre centrul masic și centrul de rigiditate, fie amplasarea unor elemente principale de rezistență aproape de perimetrul clădirii cu scopul de a rezista acțiunilor orizontale.

e) *Realizarea diafragmei rigide la nivelul etajului.* Planșeele prezintă un rol foarte important în comportarea seismică globală a structurii, prin comportamentul lor de diafragme orizontale, deoarece pe lângă sarcina de a primi și a transmite forțele de inerție la sistemele structurale verticale, asigură și conlucrarea acestor sisteme la solicitări seismice. Rolul lor crește la sistemele structurale, în care elementele portante sunt dispuse neuniform sau când se folosesc sisteme structurale cu caracteristici de deformare laterale diferite (sisteme duale). În aceste condiții, planșeele trebuie să posed rezistența și rigiditatea necesare realizării unei legături eficiente între sistemele structurale verticale. În acest scop, se recomandă evitarea formelor necompacte sau alungite în plan și prevederea unor goluri cu dimensiuni mari în planșee sau dispuse în vecinătatea elementelor structurale verticale principale.

f) *Soluții de fundare adecvate.* Fundația structurii trebuie stabilită astfel încât să asigure solicitarea uniformă a întregii structuri de către acțiunea seismică. Se recomandă ca fundația sistemelor structurale cu pereți din beton armat, diferiți ca grosime și rigiditate, să fie o fundație rigidă tip cutie realizată dintr-un radier general și planșeul monolit de peste acesta. La clădirile cu fundații izolate se recomandă prevederea unui radier general, sau a unor rețele de grinzi pe cele două direcții principale ale clădirilor.



### 2.1.3 Exigențe generale în proiectarea construcțiilor cu pereți structurali din beton armat impuse de Normativul românesc de proiectare P85-96

Etapa de predimensionare a clădirilor cu pereți structurali de beton armat este sensibil influențată de dorința de a satisface toate exigențele specifice (funcționale, estetice, de execuție, de întreținere și reparare, etc.), respectând totodată condițiile concrete oferite de amplasament (geotehnice, seismice, climaterice, construcții învecinate, etc.) și de importanța construcției.

În aceste condiții, în faza de concepție a structurii de rezistență, inginerul proiectant de structuri trebuie să dispună elementele de rezistență astfel încât :

- să impună modul de dezvoltare a unui mecanism structural favorabil de disipare a energiei;
- să fie satisfăcute cerințele de rezistență, rigiditate, ductilitate și stabilitate a structurii;
- să se poată modela ușor structura pentru calcul, identificând metodele de calcul cele mai eficiente la determinarea eforturilor;
- infrastructura și planșeele să aibă o comportare în domeniul elastic.

Sub acțiuni seismice de intensitate ridicată, în cazul construcțiilor cu pereți structurali din beton armat, obținerea unui mecanism favorabil de disipare a energiei seismice, presupune :

- dirijarea și etapizarea apariției deformațiilor plastice, mai întâi în riglele de cuplare, iar apoi la baza montanților;
- să fie satisfăcute cerințele de ductilitate moderate și uniform distribuite în ansamblul structurii;
- elementele să aibă capacități de deformare postelastice apreciabile ;
- secțiunile să prezinte comportări histeretice stabile în zonele plastice ;
- să fie evitate ruperile premature cu caracter fragil, ce pot să apară datorită prezenței forțelor tăietoare mari și a pierderii capacității de ancorare a barelor;
- să fie eliminată apariția unor fenomene de instabilitate, care să reducă capacitatea de rezistență proiectată.

De asemenea, la proiectare trebuie să fie satisfăcute următoarele exigențe:

- *exigențele de rezistență* impuse structurii urmăresc ca, sub acțiuni seismice importante, capacitatea de rezistență a secțiunilor cele mai sollicitate să nu fie reduse semnificativ;
- *exigențele de stabilitate* impun măsuri în vederea evitării pierderii stabilității formei pereților structurali, sub eforturi mari de compresiune și eliminarea fenomenelor de răsturnare datorate unei suprafețe de rezemare insuficiente pe teren. Astfel clădirile înalte și zvelte necesită

o talpă de fundație cu suprafață mare, pentru a putea transmite la teren momentul de răsturnare (fig. 2.1 a). Totodată momentul de răsturnare este sporit și prin dispunerea unor mase importante la înălțimi mari (fig. 2.1 b). Pentru eliminarea acestor inconveniențe sus menționate se recomandă mărirea bazei suprastructurii și limitarea înălțimii clădirii (fig. 2.1 c,d).

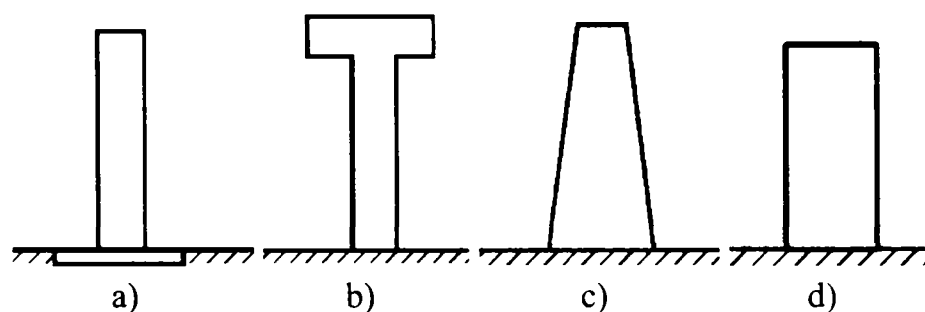


Figura 2. 1 Forme în elevație a clădirilor

De asemenea, în categoria fenomenelor de instabilitate se înscriu și situațiile în care repartizarea în plan a pereților dau naștere la excentricități semnificative ale centrului maselor, în raport cu centrul de rigiditate al pereților structurali.

➤ *exigențele de rigiditate* impun construcțiilor, prin dimensiunile elementelor structurale, un control asupra deplasărilor laterale înregistrate de sistemul structural sub forțe seismice, în scopul evitării deplasărilor relative mari sau a coliziunii, în zona rosturilor, a tronsoanelor de clădire învecinate. Se recomandă ca rigiditatea construcțiilor cu pereți structurali să fie constantă pe verticală (fig.2.2 b) sau să varieze în trepte, rigiditatea descrescând de la bază spre partea superioară a construcției (fig.2.2 c). Salturile de rigiditate pe verticală pot genera apariția mecanismului de cedare de tip “etaj slab”, caracteristic structurilor cu parter elastic, sau cu variații bruște de rigiditate pe înălțimea unui etaj oarecare. (fig. 2.3)

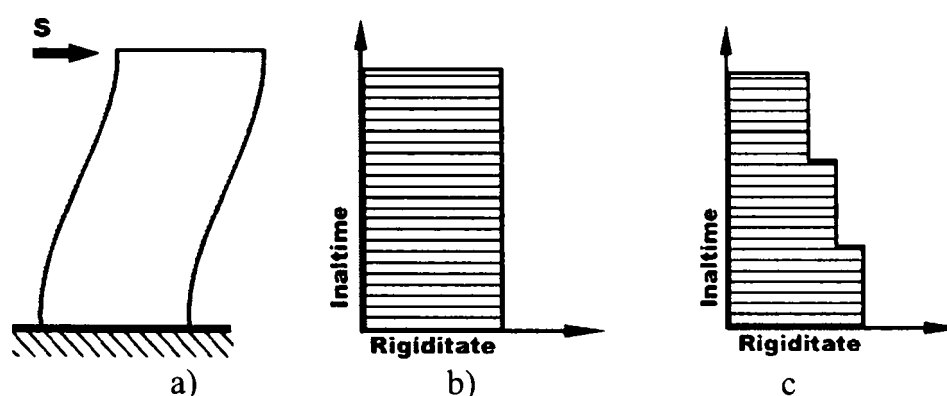


Figura 2. 2 Variația pe verticală recomandată a rigidității

În scopul evitării ruperilor cu caracter casant a pereților structurali, sub solicitări seismice importante, este necesară asigurarea unei capacități suficiente de rotire postelastice în articulațiile plastice, fără a reduce semnificativ capacitatea de rezistență și rigiditatea

construcțiilor cu pereți structurali din beton armat. Ductilitatea unui perete structural din beton armat este mărită prin:

➤ limitarea înălțimii relative a zonei comprimate a secțiunii de beton în cazul ductilității locale;

➤ limitarea efortului unitar mediu de compresiune în cazul ductilității generale.

Măsurile de ductilizare urmăresc ca la solicitări de încovoiere, cu sau fără efort axial, secțiunea sau perețele structural să poseze capacități de rezistență și stabilitate superioare celor care produc ruperi casante generate de:

➤ forțele tăietoare (ruperi în secțiuni înclinate);

➤ forțele de alunecare (ruperi în lungul rosturilor de lucru);

➤ reducerea aderenței dintre beton și armături în zonele de ancoraj și suprapunere;

➤ cedarea zonelor întinse armate;

➤ voalarea zonelor comprimate și a armăturii comprimate.

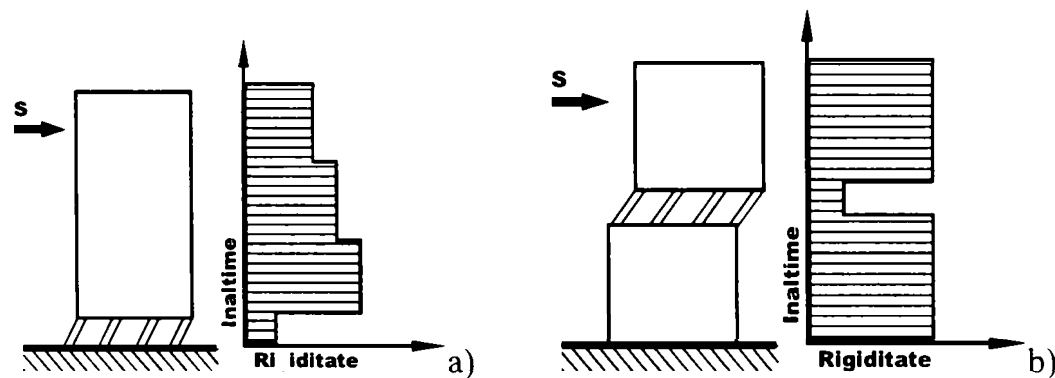


Figura 2. 3 Variația pe verticală nerecomandată a rigidității

### 2.1.4 Reguli de alcătuire generală a clădirilor cu pereți structurali din beton armat

Exigențele de proiectare specifice sistemelor structurale cu pereți portanți din beton armat, prezentate anterior, pot fi satisfăcute prin respectarea în fază de concepție a structurii, a recomandărilor prevăzute în normativele de proiectare. Toate aceste prevederi urmăresc obținerea unor conformări seismice corecte a clădirilor prin impunerea unor contururi regulate în plan, compacte și simetrice, în scopul evitării apariției unor disimetrii pronunțate în cadrul aceluiași tronson de clădire, a volumelor, maselor și rigidităților elementelor structurale.

Datorită capacității mari de disipare de energie a pereților structurali, trebuie acordată o atenție deosebită modului de dispunere a acestora, deoarece o dispunere nefavorabilă în plan și în elevație amplifică fenomenul de torsiune generală și suprasolicită elementele de rezistență.

În acest scop, se recomandă respectarea următoarelor principii concrete de proiectare:

a) Suprafețele planșeelor dintr-un tronson de clădire, să fie aceleași la fiecare nivel în scopul asigurării conlucrării spațiale a pereților structurali din beton armat;

b) Structura să fie înzestrată cu rezistențe și rigidități adecvate la solicitarea de torsiune generală, prin dispunerea cât mai uniformă în plan și elevație a pereților structurali. La construcțiile cu formă dreptunghiulară în plan se recomandă ca pereții structurali să fie dispuși astfel încât structura să aibă rigidități sensibil egale după cele două direcții, iar la clădirile de forme speciale se recomandă amplasarea pereților structurali după direcțiile principale determinate de forma clădirii. Eforturile înregistrate în structură datorită torsiunii generale, pot fi reduse prin dispunerea unor pereți din beton armat perimetrali perpendicularari pe direcțiile de acțiune seismică datorită brațului de pârghie avantajos în preluarea torsiunii generale (fig 2.4).

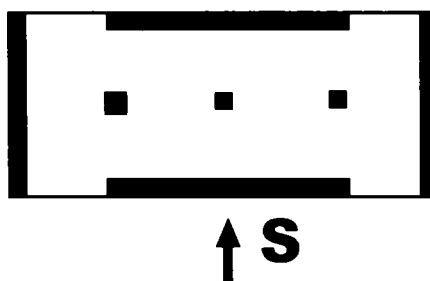


Figura 2. 4 Dispunerea avantajoasă a pereților structurali perimetrali

Una dintre cauzele care provoacă apariția disimetriilor de rezistență și rigiditate este amplasarea greșită a casei scârilor, în zonele perimetrice ale clădirilor. Datorită încărcărilor mari ce acționează asupra scârilor, care nu pot fi preluate ușor de elementele structurii și a faptului că scările întrerup structura de rezistență principală a clădirii se recurge la dispunerea unor stâlpi sau pereți structurali suplimentari în jurul scârilor, rezultând o rigiditate mare a structurii în zona casei scării. Această excentricitate mare dintre centrul de rigiditate CR al structurii și centrul de masă CM, determină apariția torsiunii generale (fig. 2.5 a). Pentru limitarea și uniformizarea deplasărilor în șaiba rigidă, este necesară dispunerea simetrică a pereților structurali și înlocuirea pereților nucleului din zona casei scârilor cu pereți nestructurali (fig. 2.5 b).

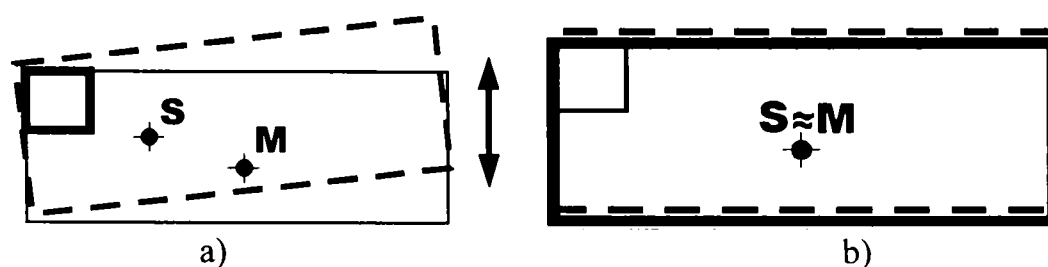


Figura 2. 5 Moduri de dispunere a pereților structurali în zona casei scârilor

Deși torsiunea generală este preluată în bune condiții de nucleele închise, s-a observat că elementele structurale ce preiau încărcările verticale înregistrează deplasări excesive, deplasări ce variază direct proporțional cu distanța de la nucleu la elementele structurale respective. Se

recomandă, ca aceste tipuri de elemente, să fie dispuse cât mai aproape de nucleul central. (fig. 2.6). Excentricități mari se înregistrează și prin dispunerea asimetrică a nucleelor și pereților structurali. Cu toate că aceste moduri de dispunere a nucleelor și diafragmelor nu sunt indicate, prin utilizarea lor se reduc considerabil rotirile și deplasările planșelor. (fig. 2.7). Sistemele structurale cu diafragmele dispuse în forma literei U, nu sunt întotdeauna avantajoase în preluarea forțelor seismice, deoarece centrele de rigiditate sunt situate departe de centrele masice (fig. 2.8 a,b).

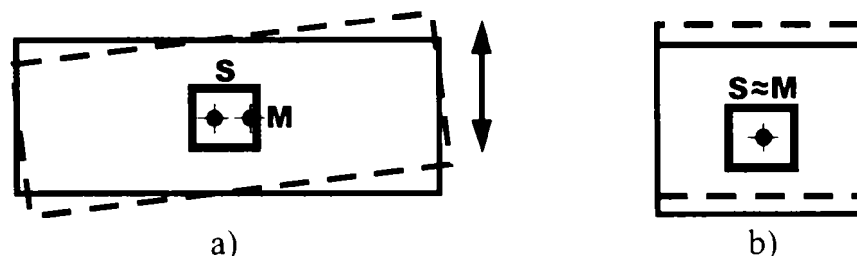


Figura 2. 6 Moduri de dispunere a nucleelor închise din beton armat

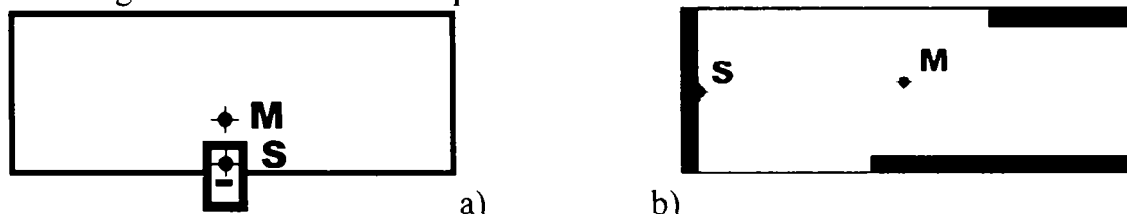


Figura 2. 7 Moduri de dispunere în plan nerecomandate a pereților structurali

În figurile 2.8 c,d,e sunt prezentate tipuri de structuri, în care se înregistrează eforturi minime de torsiune generală, prin dispunerea avantajoasă în plan a pereților structurali și a nucleelor.

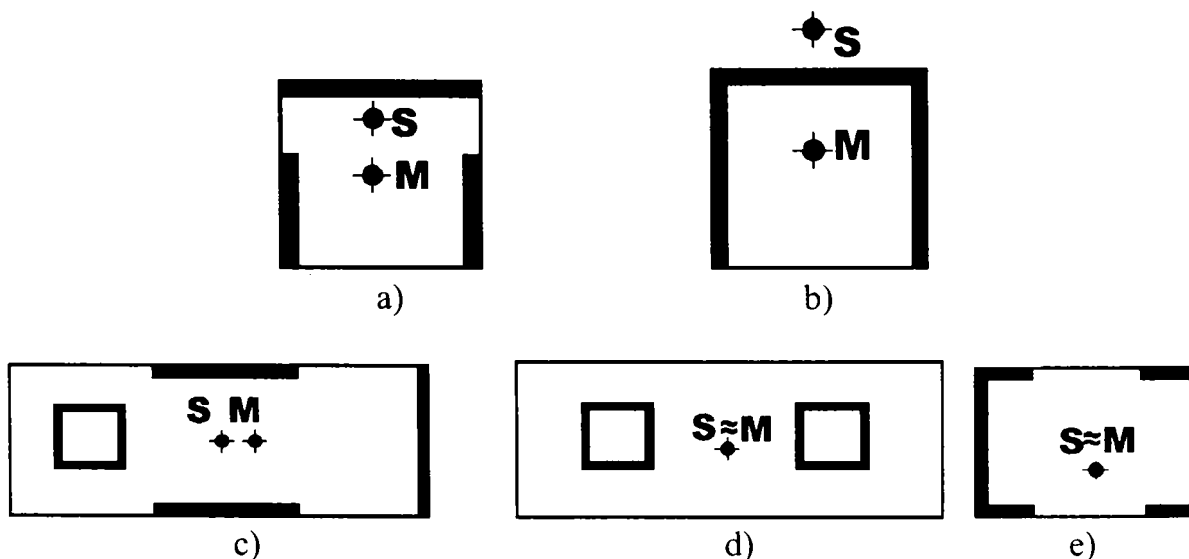


Figura 2. 8 Moduri de dispunere în plan a pereților structurali și a nucleelor

c) Pereții structurali vor fi dispuși în plan, astfel încât, după plastificarea unui perete structural la bază, nu vor apare excentricități mari între centrul de rigiditate și centrul masic care să ducă la suprasolicități în ceilalți pereți structurali neplastificați, în urma redistribuției

eforturilor în întreaga structură. De asemenea, se va ține seama că plastificarea unui perete dispus paralel cu direcția de acțiune a solicitării seismice poate amplifica mișcarea de torsiune generală, provocând pierderea stabilității generale a structurii.

d) Din punct de vedere economic, se recomandă ca pereții structurali ce preiau forțe orizontale mari să fie încărcăți cu forțe gravitaționale mari. Nerespectarea acestei recomandări va avea ca efect procente de armare ridicate pentru armăturile verticale în zona întinsă a pereților structurali. Prezența unei încărcări gravitaționale mari în perete, micșorează eforturile de întindere înregistrate în betonul din această zonă, reducând cerințele de armare. O situație specială apare în cazul pereților structurali dispuși la colțurile clădirii. Datorită eforturilor de compresiune reduse ce se întregistreză în acești pereți, pe lângă eforturile mari de întindere, trebuie luate măsuri speciale de fundare, costisitoare, datorită acestor eforturi greu de preluat și transmis la terenul de fundare.

e) Pereții structurali vor fi dispuși identic pe fiecare nivel, realizându-se o transmitere directă pe verticală a încărcărilor la fundații. Se admit suprimări parțiale sau totale ale unor diafragme, atât la nivelurile superioare, cât și la cele inferioare, dar numai în zonele seismice cu risc seismic redus D,E,F. În cazul suprimării pereților la nivelurile superioare sau inferioare, se vor lua măsuri speciale în vederea menținerii caracterului rigid al structurii, pe ambele direcții.

f) În scopul asigurării unei bune conlucrări între toate elementele verticale, distanța maximă dintre pereții structurali se va alege în funcție de tipul de planșeu. De asemenea, în vederea obținerii unor deplasări solidare de translație și de torsiune generală, se va urmări ca prin modul de dispunere a golurilor și prin forma planșeului să nu se slăbească exagerat rigiditatea planșeului.

g) La dispunerea în plan a pereților structurali se va urmări ca rezultanta eforturilor axiale gravitaționale să nu genereze excentricități mari de același sens, raportate la centrele de greutate ale pereților respectivi.

h) Pereții interiori de rezistență să se dispună în jurul caselor de scări, grupurilor sanitare și în zonele de separație dintre apartamente. Astfel se satisfac simultan și cerințele de rezistență la transfer fonic, datorită grosimii mai mari a pereților.

i) Pereții structurali vor fi dispuși în plan, astfel încât contracțiile împiedicate să nu introducă în structură eforturi defavorabile importante. Pentru evitarea solicitărilor mari datorită contracției betonului, se recomandă ca pereții longitudinali să nu depășească lungimea de 40 m. Reducerea eforturilor datorită variațiilor de temperatură, se realizează prin limitarea tronsoanelor de clădiri prin rosturi de dilatare la lungimi de maxim 45 m.

## 2.2 DUCTILITATEA PEREȚILOR STRUCTURALI DIN BETON ARMAT

### 2.2.1 Generalități

Până în anii 1960, noțiunea de ductilitate era utilizată doar pentru caracterizarea comportării materialului. Numai după cercetările efectuate de Housner în domeniul ingineriei seismice și a studiilor efectuate de Backer privind comportarea structurilor din beton armat în domeniul plastic, acest concept a început să fie utilizat la stabilirea caracteristicilor structurilor.

Ductilitatea este definită ca fiind ”capacitatea unui element sau a unui sistem structural de a se deforma plastic, păstrându-și nealterată capacitatea de rezistență” [Paulay, 1997].

În proiectarea seismică, termenul de ductilitate este folosit în scopul evaluării performanțelor structurii, el fiind un indicator al cantității de energie seismică care poate fi disipată prin deformații plastice. Conceptul de ductilitate permite reducerea forțelor seismice de cod și simultan controlul asupra avariilor care pot apare în structură. De asemenea, prin intermediul ductilității, putem prevedea capacitatea portantă ultimă a structurii, care stă la baza normativelor de proiectare a structurilor sollicitate seismic.

Din figură se poate observa că structurile trebuie concepute, astfel încât să reziste elastic numai la cutremure moderate, reducând forțele seismice prin amortizări vâscoase, iar în cazul seismelor puternice structura trebuie să absoarbă energia seismică prin deformații elasto-plastice și deteriorări locale fără să cedeze [Nicula, 1982].

Principalele tipuri de ductilități utilizate în literatura de specialitate [Anastasiadis, 1998] sunt reprezentate în tabelul 2.2 :

- *ductilitatea de material*, sau ductilitatea de deformație, caracterizează deformațiile plastice ale materialelor sub diverse tipuri de încărcări;
- *ductilitatea de curbură*, sau ductilitatea de secțiune, studiază deformațiile plastice ale secțiunii de beton, considerând interacțiunea dintre beton și armătura;
- *ductilitatea de rotire*, sau ductilitatea de element, care se utilizează la calculul structurilor la care se acceptă formarea unor articulații plastice punctiforme;
- *ductilitatea de deplasare*, sau ductilitatea de structură, studiază comportarea globală a structurii, pe baza deplasărilor orizontale. În tabelul 2.1 sunt prezentate valori tipice ale ductilității de deplasare  $\mu_{\Delta}$  pentru trei clase diferite de ductilitate ale sistemelor structurale din beton armat. Valorile indicate se pot realiza cu condiția respectării regulilor de dimensionare și alcătuire constructivă din normative.

Tabelul 2. 1 Valori ale ductilității de element

Clasa de ductilitate	Pereți structurali (h/l>3)
puțin ductil ("elastic")	1,0-1,3
cu ductilitatea limitată	3
ductil	5

Între aceste tipuri de ductilități există legături deoarece ductilitatea de structură este definită prin ductilitățile de element și secțiune, iar ductilitatea de element depinde de ductilitatea de secțiune și de material.

Tabelul 2. 2 Tipuri de ductilități ale pereților structurali

TIPUL DE DUCTILITATE	DIAGRAMA	FORMULA
<b>DUCTILITATE DE MATERIAL</b>		$\mu_{\epsilon} = \frac{\epsilon_h - \epsilon_y}{\epsilon_y}$
<b>DUCTILITATE DE SECȚIUNE (ductilitate de curbura)</b>		$\mu_{\varphi} = \frac{\varphi_u - \varphi_y}{\varphi_y}$
<b>DUCTILITATE DE ELEMENT (ductilitate de rotire)</b>		$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u - \theta_y}{\theta_y}$
<b>DUCTILITATE DE STRUCTURA (ductilitate de deplasare)</b>		$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u - \Delta_y}{\Delta_y}$



În proiectarea seismică, o problemă foarte importantă o constituie stabilirea ductilităților limită, care nu trebuie să permită realizarea unor construcții cu ductilitate redusă sau foarte mare, care ar putea conduce la schimbarea comportării așteptate a structurii. Această condiție se verifică prin compararea directă a ductilităților cu formula 2.1:

$$\mu_{eff} > \mu_{nec} \quad (2.1)$$

unde :

-  $\mu_{eff}$  este ductilitatea efectivă definită de comportarea structurii, proprietățile materialelor, tipul secțiunii transversale, încărcările gravitaționale, degradările de rigiditate și rezistență ca urmare a incursiunilor în domeniul plastic, etc.;

-  $\mu_{nec}$  reprezintă ductilitatea necesară, impusă de acțiunile seismice influențate de magnitudine, tipul seismului, influența solului, numărul de cicluri importante, etc. .

### 2.2.2 Ductilitatea structurilor din beton armat

Pentru structurile din beton armat amplasate în zone seismice, ductilitatea reprezintă un factor foarte important, care influențează comportarea construcțiilor la acțiuni orizontale, deoarece o structură ductilă permite redistribuția eforturilor în sistemele statice nedeterminate ce alcătuiesc structura și pentru disiparea unei mari cantități de energie seismică, fără pericolul unui colaps general al structurii. Filozofia de proiectare seismică a clădirilor din beton armat urmărește ca, prin moduri de armare simple și economice, structurile să fie capabile să reziste elastic numai la cutremure moderate; la cutremure puternice se consideră că energia suplimentară se absoarbe și se disipează prin deformații plastice și prin avarii locale, fără ca structura să cedeze. O structură incapabilă de un comportament ductil este costisitoare deoarece va trebui calculată la forțe seismice mari [Oneț, 1982]. În figura 2.9 sunt prezentate comparativ comportarea fragilă sau ductilă a unei structuri.

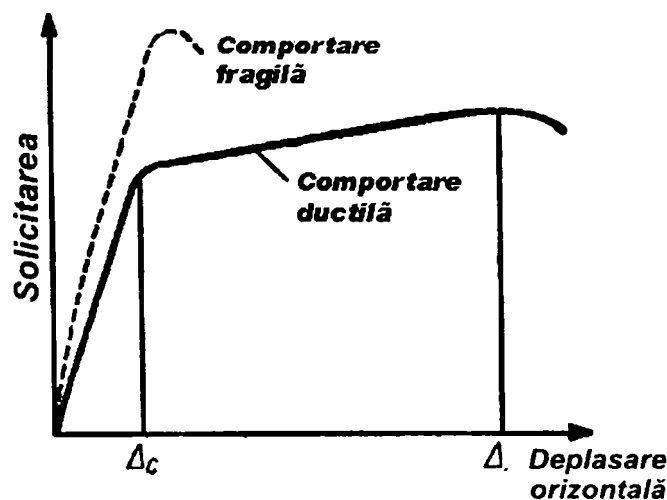


Figura 2. 9 Tipuri de cedări ale unei structurilor din beton armat

Principalele măsuri recomandate în scopul măririi ductilității construcțiilor din beton armat sunt:

- utilizarea armăturilor realizate din oțeluri ductile ;
- consolidarea zonei comprimate prin reducerea acesteia, prin confinarea betonului și prin folosirea unui beton de calitate ridicată;
- limitarea eforturilor provenite din forțele tăietoare;
- dirijarea articulațiilor plastice;
- limitarea deplasărilor laterale;
- reducerea încărcărilor gravitaționale;
- conformarea uniformă și simetrică a structurilor;
- transmiterea cât mai directă a încărcărilor gravitaționale.

Factorii principali care afectează ductilitatea secțiunilor din beton armat sunt:

- factori care depind de material și în special de diagrama efort-deformație a betonului;
- factori geometrici, cum sunt procentele de armare, respectiv forma secțiunii ;
- factori care depind de prezența sau absența forței axiale.

### 2.2.3 Clasele de ductilitate

Din motive practice se recomandă definirea unui număr redus de clase de ductilitate a tipurilor de construcție. Aceasta permite o sistematizare în trepte logice a alcătuirii consecutive, iar la execuție un anumit număr de elemente structurale devin identice din punct de vedere constructiv, ușurând reutilizarea cofrajelor și prefabricarea în serie a armăturilor.

În funcție de capacitatea de disipare histeretică, EUROCOD 8 (mai, 2003) clasifică clădirile de beton în trei clase de ductilitate [Lungu și alții, 1997]:

-*clasa de ductilitate "L"* (ductilitate joasă) corespunde structurilor proiectate și dimensionate după EUROCOD 2, pentru clădiri care nu sunt amplasate în zone cu seismicitate ridicată [Bob 1997];

-*clasa de ductilitate "M"* (ductilitate medie) corespunde structurilor proiectate, dimensionate și detaliate conform previziunilor specifice proiectării antiseismice, ce permit structurii ca sub încărcări ciclice alternate, să înregistreze incursiuni importante în zona inelastică, fără cedări casante;

-*clasa de ductilitate "H"* (ductilitate înaltă), corespunzătoare structurilor pentru care prescripțiile de proiectare, dimensionare și detaliere asigură, ca răspuns structural la încărcări seismice, dezvoltarea unui mecanism stabil ales, asociat cu o disipare masivă a energiei histeretice. Valorile comparative ale forțelor și deplasărilor orizontale sunt prezentate în figura 2.10.

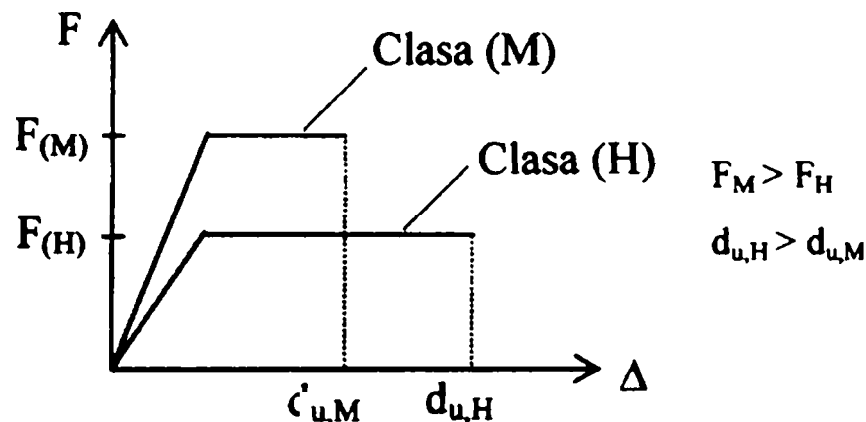


Figura 2. 10 Forțe și deplasări ale claselor de ductilitate

### 2.2.4 Ductilitatea generală

Capacitatea de disipare a energiei este evaluată de EUROCOD 8, prin intermediul factorului de comportare  $q$ :

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \tag{2.2}$$

unde :

-  $q_0$  este valoarea de bază a factorului de comportare, care depinde de tipul sistemului structural și de regularitatea pe verticală a clădirii. Acesta poate avea următoarele valori [Postelnicu, 1997]:

Tabelul 2. 3 Valori factori de comportare

SISTEM STRUCTURAL	CLASA DE DUCTILITATE H	CLASA DE DUCTILITATE M
Cadre, sisteme duale	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$
Pereți structurali	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$	3,0
Sisteme tubulare	3,0	2,0
Pendul inversat	2,0	1,5

unde:

-  $\alpha_1$  este coeficient de multiplicare a forței seismice la apariția primei articulații plastice în structură;

-  $\alpha_u$  este coeficient de multiplicare a forței seismice înainte de intrarea în colaps a structurii.

Raportul  $\alpha_u / \alpha_1$  poate avea următoarele valori:

- $\alpha_u / \alpha_1 = 1,0$  pentru doi pereți necuplați pe orizontală;
- $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$  pentru alte sisteme de pereți necuplați pe orizontală;
- $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$  pentru pereți necuplați pe orizontală.

Pentru componentele verticale ale acțiunii seismice, se adoptă o valoare  $q_0 = 1$  pentru toate sisteme structurale;

$k_H$  este factorul care ține seama de modul predominant de cedare, în cazul sistemelor structurale cu pereți. În cazul sistemelor structurale cu pereți, acest coeficient va avea valorile:

$$k_H = (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1 \text{ - dar nu mai mici de } 0,5 \text{ pentru pereți structurali din beton armat;}$$

$\alpha_0$  = este raportul dintre suma înălțimilor totale și lățimilor tuturor pereților unei clădiri;

$$k_H = 1,00 \text{ - pentru structuri în cadre sau sisteme duale.}$$

Pentru prima dată în România și normativul de proiectare seismică a clădirilor P100-1/2003, indică valori separate pentru factorul de reducere datorat sistemului structural  $q$  și factorul de suprarezistență  $q_{ov}$  [Postelnicu, 2003]. Aceste valori sunt prezentate în tabelul 2.4.

Tabelul 2. 4 Valori ale factorului de reducere

SISTEME STRUCTURALE	$q \cdot q_{ov}$	
	Clasa de ductilitate H	Clasa de ductilitate M
Cadre, sisteme duale	$5 \cdot q_{ov}$	$3.5 \cdot q_{ov}$
Pereți structurali	$4 \cdot q_{ov}$	3
Sisteme tubulare cu pereți	3	2

În calcule se poate accepta simplificat pentru  $q_{ov}$  valori între 1,15 – 1.35. El este alcătuit din trei factori:

- $q_{ov1}$ , stabilit de cerințele minime de asigurare a ductilității sau de condițiile de arhitectură;

- $q_{ov2}$ , factor stabilit de diferența dintre rezistența efectivă și rezistența de calcul a betonului și oțelului;

- $q_{ov3}$ , factor stabilit de redundanța structurii în care nu vor apărea simultan toate articulațiile plastice.

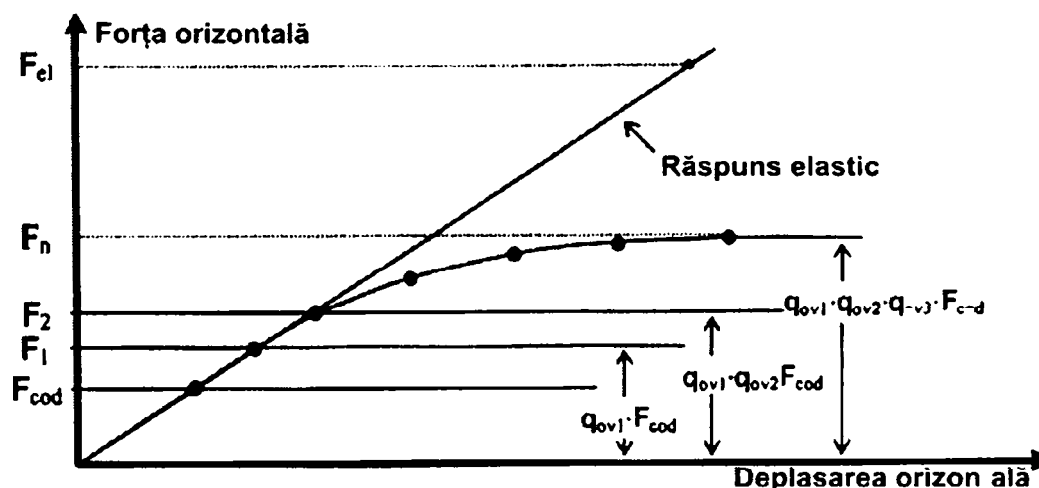


Figura 2. 11 Tipuri de răspuns al structurii

### 2.2.5 Ductilitatea locală

Prin asigurarea unei ductilități locale, se urmărește ca în zonele plastice ale pereților structurali să se asigure o capacitate suficientă de rotire plastică, fără reduceri semnificative ale rigidității și/sau capacității de rezistență sub acțiuni seismice importante. În normativul românesc de proiectare P85/2001, această cerință este asigurată prin limitarea înălțimii relative a zonei comprimate de beton sau, în cazul evaluărilor preliminare, prin limitarea efortului unitar mediu de compresiune.

EUROCOD 8 rezolvă cerința de asigurare a ductilității locale a zonelor critice ale peretelui structural, impunând factorului de ductilitatea convențională de rotire următoarele valori:

$$\mu_{\phi} = 2q - 1 \quad \text{pentru } T_1 \geq T_c,$$

$$\mu_{\phi} = 1 + 2(q - 1) \quad \text{pentru } T_1 < T_c,$$

unde  $T_1$  este perioada proprie de vibrație, iar  $T_c$  este perioada de colț.

În concluzie, ductilitatea reprezintă o măsură concludentă a capacității unui sistem structural de a disipa energie, siguranța unei structuri fiind mai mare atunci când disiparea de energie se face printr-un număr mare de articulații plastice și nu numai în zonele izolate.

### 2.3 TIPURI DE CEDĂRI A PEREȚILOR STRUCTURALI DIN BETON ARMAT

Așa după cum este specificat la începutul capitolului, obiectivul principal al proiectării antiseismice a clădirilor este acela de a proteja viețile omenești și de a reduce numărul avariilor structurale și nestructurale prin deținerea controlului asupra modurilor de cedare. În acest sens Paulay subliniază faptul că “...la baza dimensionării și alcătuirii constructive a pereților structurali se află cunoașterea modurilor posibile de cedare ale acestora” [Paulay și alții, 1992].

Normativele existente, bazate pe teoria proiectării capacității de rezistență, urmăresc ca să asigure proiectantului posibilitatea de a controla disiparea de energie prin intermediul articulațiilor plastice, care se vor dezvolta în anumite zone stabilite. Metodologia de proiectare asigură o anumită ierarhie a eforturilor capabile, care nu vor permite formarea unor mecanisme fragile sau cu ductilitate redusă. Legătura dintre modurile de cedare și ductilitatea sistemului structural este prezentată în fig. 2.14 [Paulay 1996].

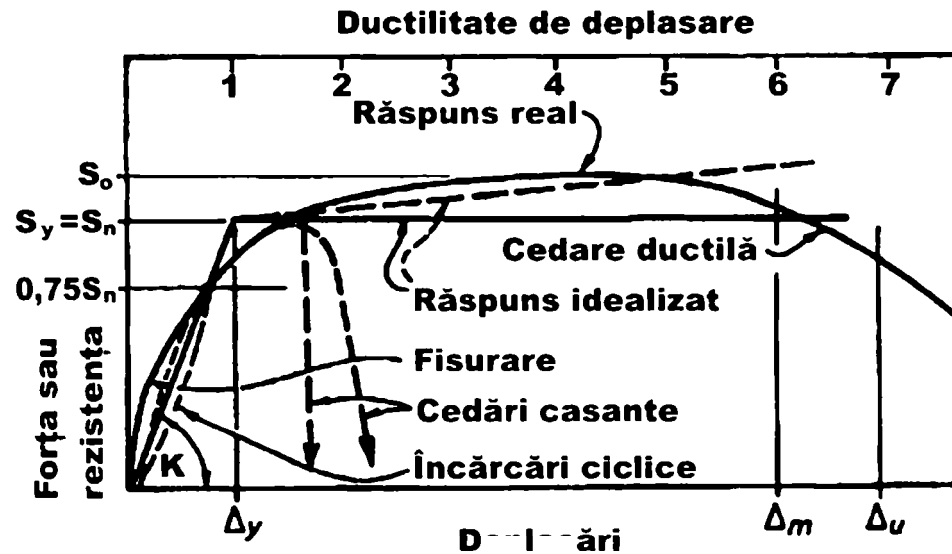


Figura 2. 12 Tipuri de cedări

### 2.3.1 Tipuri de cedări ale pereților structurali plini

În pereții structurali plini, disiparea de energie trebuie să se producă prin curgerea armăturii longitudinale din încovoiere în zona articulației plastice de la nivelul încastrării. Cedările casante ale pereților structurali sunt produse de (Tabelul 2.5):

- compresiunii și întinderii oblice generate de forțele tăietoare;
- pierderii stabilității pereților în zonele de perete cu grosimi reduse;
- suprasolicitării aderenței barelor în zonele de ancorare sau de îmbinare prin suprapunere;
- flambajului armăturii din zona comprimată;
- lunecărilor în rosturile de turnare.

O atenție specială trebuie acordată limitării la un nivel acceptabil a scăderii capacității de disipare de energie prin degradarea de rezistență și rigiditate.

### 2.3.2 Tipuri de cedări ale pereților structurali cu goluri

Studiile realizate asupra modurilor de cedare a peretilor structurali cu goluri, după diverse evenimente seismice au indicat faptul că în general avariile s-au înregistrat în riglele de cuplare. Cauza principalelor avarii la început a constituit-o concepția greșită de calcul, care a considerat riglele de cuplare ca bare încovoiate, neglijând efectele forței tăietoare. Ulterior s-a înțeles că în scopul evitării cedărilor casante ale riglelor de cuplare, se recomandă considerarea în proiectare și a forțelor tăietoare, asociate momentelor capabile ale riglelor. Capacitatea de preluare a forțelor tăietoare este mult redusă, ca urmare a fisurării puternice a betonului din riglele de cuplare, datorită acțiunii alternante a încărcărilor seismice.

Și în cazul pereților structurali cu goluri, obținerea mecanismului corect de plastificare a structurii presupune ierarhizarea apariției articulațiilor plastice. Printre cei mai importanți factori care influențează acest mecanism putem enumera rezistența și rigiditatea riglelor de cuplare, modul de cuplarea a montanților, intensitatea seismului, etc. . Tipurile de cedare corecte depind de armarea pereților structurali și de mărimea acțiunilor seismice [Paulay 1992]:

a) După tipul de seism și modul de realizare al riglelor de cuplare :

➤ în cazul *seismelor de intensitate ridicată* și cu perioadă mare de revenire, articulațiile plastice vor apare întâi la extremitățile riglelor de cuplare și apoi la baza montanților, (fig. 2.13 a);

➤ în zonele cu *seismicitate redusă* articulațiile plastice se vor înregistra numai la capetele riglelor de cuplare a pereților;

➤ un caz aparte îl constituie pereții structurali cuplați prin intermediul planșeelor, unde articulațiile plastice vor apare numai la baza montanților (fig. 2.13 b).

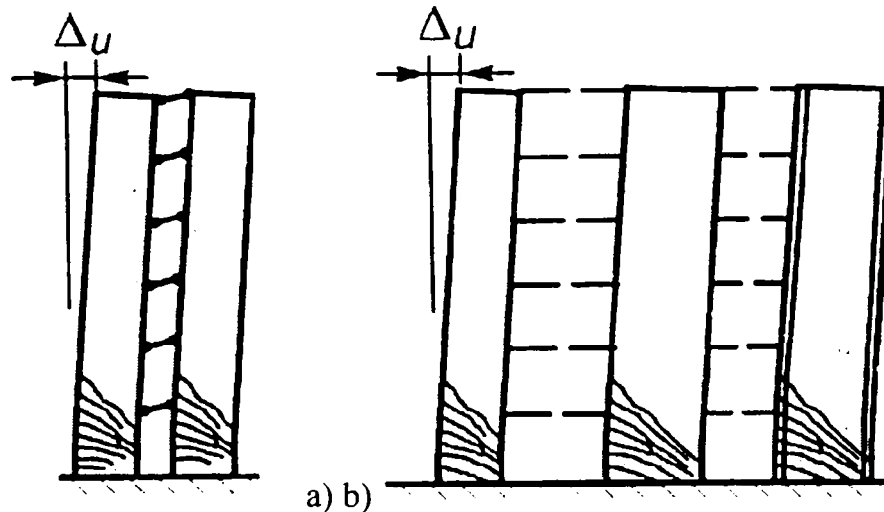


Figura 2. 13 Tipuri de cedări ale pereților structurali

b) După *rigiditatea riglelor de cuplare*. În funcție de rigiditatea riglelor de cuplare, au fost identificate trei tipuri de cedări a pereților structurali cu goluri:

➤ cedările din încovoiere a riglelor de cuplare, apar în cazul în care riglele sunt slab armate și nu sunt rigide. În prima fază, la încărcări seismice reduse, se vor înregistra fisuri din încovoiere atât în perete cât și la capetele riglelor (fig. 2.14 a) . Pe măsură ce forța orizontală crește, grinzile de cuplare vor avea un comportament asemănător grinzilor încovoiate, înregistrând un număr din ce în ce mai mare de fisuri. Dacă încărcarea va crește în continuare, riglele vor fisura puternic pe înălțimea peretelui, iar cedarea structurii se va produce prin zdrobirea la bază a montantului comprimat. Capacitatea portantă a riglelor de cuplare va fi depășită înainte de zdrobirea betonului la baza montantului celui mai comprimat. (fig. 2.14 b);

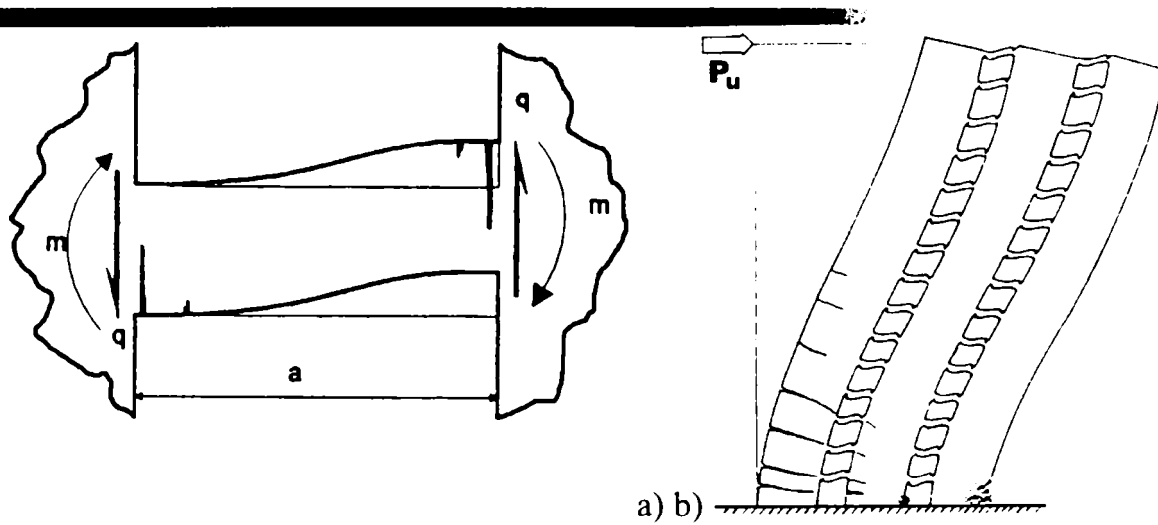


Figura 2. 14 Cedări din încovoiere a riglelor de cuplare a) și a pereților b)

➤ cedările din tăiere cu fisurare în diagonală a riglelor de cuplare se produc la rigle de cuplare cu rigiditate medie și armate cu procente medii de armare (fig. 2.15 a și b). Procesul de cedare începe prin apariția primelor fisuri din încovoiere la baza montantului întins. La forțe horizontale mai mari se înregistrează fisuri minore de încovoiere, la capetele grinzilor de cuplare. La nivele de solicitare mari se vor înregistra fisuri în diagonala riglelor de cuplare, care pornesc din mijlocul riglei spre extremități, după direcția diagonalelor comprimate. La cedare doar o parte foarte mică din betonul comprimat se va zdrobi. Pe măsură ce forța orizontală crește, se vor dezvolta fisurile din încovoiere pe înălțimea peretelui și numărul de fisuri în diagonală va crește la mai multe rigle de cuplare. Cedarea peretelui se va produce prin zdrobirea betonului comprimat în încastrare, simultan cu fisurarea în diagonala a majorității riglelor de cuplare;

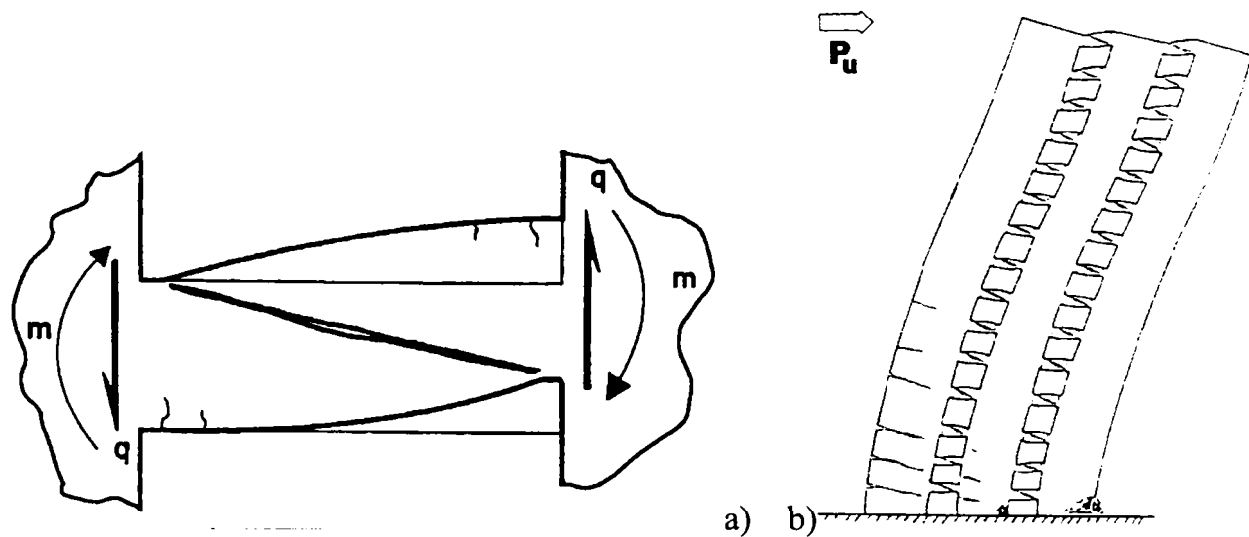


Figura 2. 15 Cedări din forțe tăietoare a riglelor de cuplare a) și a pereților b)

➤ când riglele de cuplare sunt foarte rigide, peretele va ceda la nivelul încastrării în montantul cel mai comprimat, în timp ce în riglele de cuplare se vor înregistra un număr de fisuri foarte redus. În montantul întins vor apare fisuri din încovoiere pe toată înălțimea peretelui. Peretele se va comporta ca și o consolă verticală încastrată la bază. Modul de cedare este



prezentat în figura 2.16.

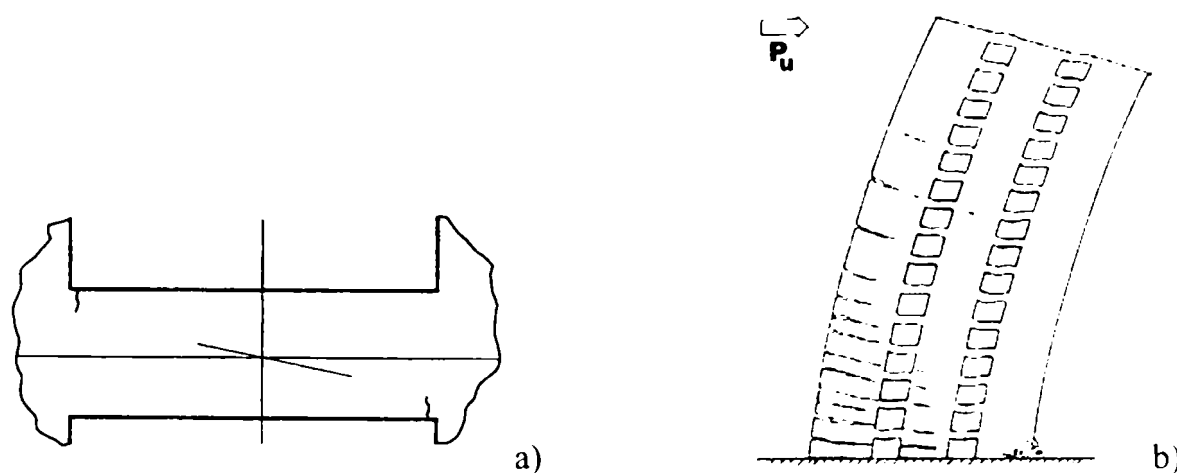


Figura 2. 16 Cedări ale riglelor de cuplare foarte rigide a) și a pereților b)

c) După *modul de armare al riglelor de cuplare* . În funcție de modul de armare se pot înregistra următoarele tipuri de cedări [Paulay 1997]:

- cedări casante din forfecare, în cazul în care forța tăietoare aferentă capacității de rezistență la încovoiere nu poate fi preluată de etrieri (fig. 2.17 a);

- cedări casante în cazul armării transversale cu etrieri îndesiți. Dacă procentul de armare transversală a riglei este ridicat astfel încât în momentul intrării în curgere a armăturilor longitudinale, etrierii rămân în domeniul elastic, rigla va dezvolta o ductilitate limitată. După un număr mai mare de cicluri de solicitare, fisurile din încovoiere de la capetele riglelor se vor uni și riglele vor ceda casant (fig. 2.17 b);

- cedări ductile în cazul armării acestora cu carcasse diagonale. În timp ce la primul ciclu de solicitare, forța de compresiune înclinată este transmisă prin beton, la ciclurile următoare ea este transmisă prin armăturile înclinate. Acest tip de descărcare a forței diagonale prin armături, conduce la un sistem structural foarte ductil cu proprietăți foarte bune de disipare a energiei și la rigle capabile să preia mai multe cicluri de efort decât pereții structurali adiacenți (fig. 2.17 c).

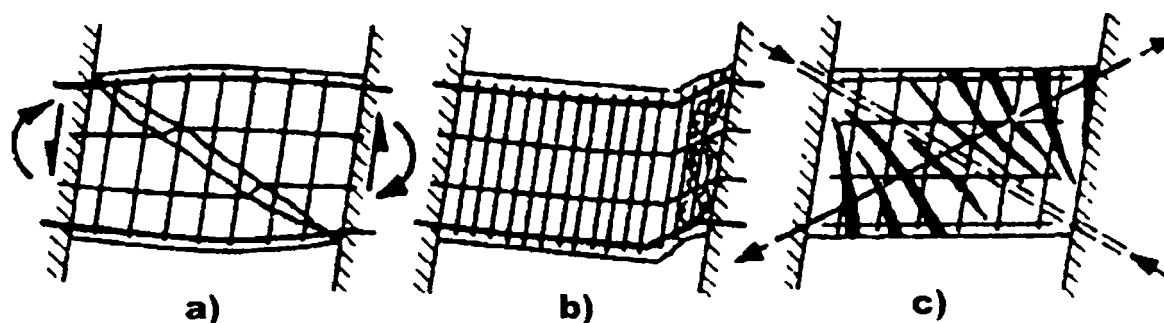
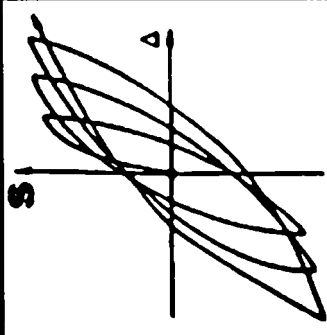
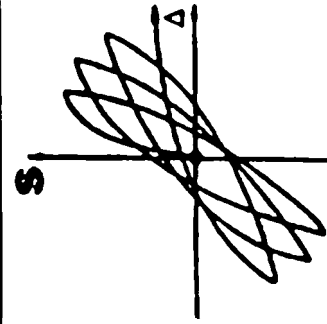
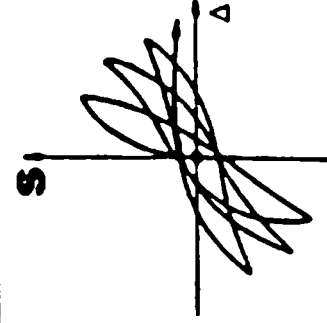
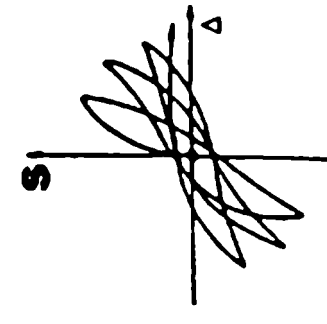
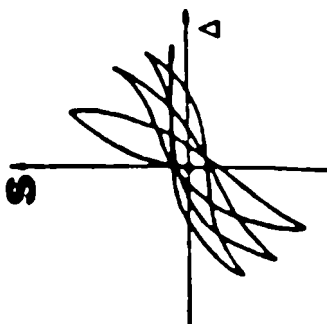
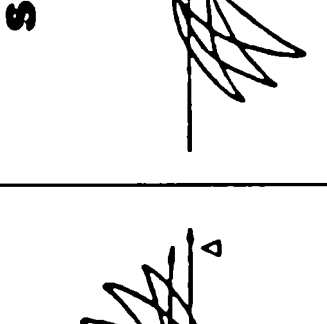
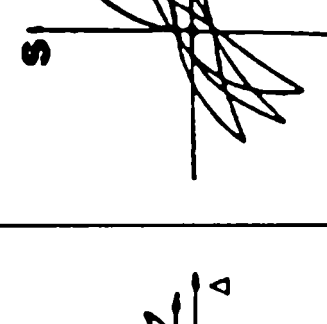
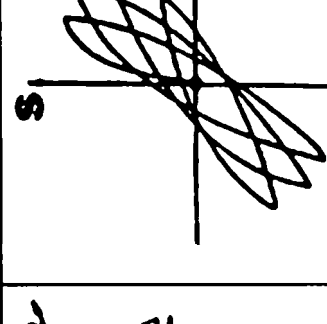


Figura 2. 17 Tipuri de cedări ale riglelor de cuplare

Tabelul 2. 5 Cedări ale pereților structurali plini

MOD DE CEDARE	INCOVOIERE				TĂIERE			
	DUCTILĂ	FRAGILĂ	COMPRESIUNE	RUPERE ÎN DIAGONALĂ A PERETELUI	COMPRESIUNE	ÎNTINDERE	LUNECARE	
CAUZA	-limita elastică atinsă simultan pe cele două fețe	- pierderea stabilității	- grosime insuficientă a peretelui diafragmei	- armare insuficientă a inimii diafragmei	- grosime insuficientă a peretelui diafragmei	- armare insuficientă a inimii diafragmei	- armătură de ancoraj insuficientă	
COMPARTAMENT HISTERETIC								

## 2.4 FILOZOFII NOI DE PROIECTARE A CLĂDIRILOR CU PEREȚI STRUCTURALI DIN BETON ARMAT ÎN ZONE SEISMICE

### 2.4.1 Proiectarea structurilor la mai multe nivele de performanță

Scopul principal al oricărei construcții este cel de a proteja viețile omenești în orice condiții. Dar, așa cum s-a arătat și în capitolul 1, datorită pierderilor economice ridicate înregistrate după evenimentele seismice majore, acest scop nu mai este singurul obiectiv al proiectării. O clădire poate fi supusă seismelor slabe, moderate sau puternice ca intensitate. Ea poate trece peste aceste evenimente neafectată, poate suferi cedări locale mici, moderate, puternice, poate fi parțial distrusă, sau se poate prăbuși. Aceste nivele de cedare depind de intensitățile seismelor. Seismele de intensitate mică au loc frecvent, cele de intensitate moderată mai rar, în timp ce acelea de intensitate mare au loc o dată sau de maxim două ori pe durata vieții construcției. Este de asemenea posibil ca ținând seama de durata de existență a unei construcții și de perioada de revenire, un cutremur devastator să nu afecteze clădirea proiectată.

În urma unor seisme puternice, care au avut loc în ultimul timp și care au avut un mare impact social și economic prin pierderea funcționalității construcțiilor, s-a ajuns la concluzia că proiectarea seismică trebuie abordată și din alte perspective. Astfel, una din prioritățile proiectanților este aceea de a avea un control asupra avariilor. Datorită acestei cerințe se impune ideea proiectării antiseismice la mai multe nivele de acțiune seismică. De aceea, în ultimul timp, cresc eforturile de a defini noile limite, de a le asocia obiectivele și de a cuantifica performanțele pe care trebuie să le respecte structurile supuse acțiunii seismice [Mazzolani, 1997].

În general, multe din aceste limite și obiective nu sunt agreeate de către toți inginerii proiectanți, dar totuși cele care sunt acceptate fără discuții sunt:

a) Pentru cutremurele puternice rare:

- prevenirea colapsului;
- asigurarea vieților;
- obținerea de avarii reparabile;

b) Pentru cutremurile moderate dese:

- întreruperi acceptabile ale activităților;
- continuarea activității;
- inexistența avariilor care să necesite reparații.

Aceste cerințe nu trebuie aplicate doar structurii ci și elementelor nestructurale.

Unul dintre elementele primordiale care stau la baza stabilirii acestor nivele este perioada de revenire a acțiunii seismice. Pe baza unor studii statistice sunt acceptate trei perioade de revenire [Gioncu 2000]:

- 970 de ani pentru starea limită ultimă;
- 475 de ani pentru starea limită de avarie;
- 30-75 de ani pentru starea limită de exploatare (depinde de tipul de seism);

Un alt element important în stabilirea nivelelor de performanță este accelerația, determinată în funcție de perioadele de revenire. Stabilirea spectrelor caracteristice are un rol crucial în proiectarea bazată pe mai multe nivele de performanță. Este important să se stabilească, pentru fiecare nivel în parte, perioadele de colț precum și factorul de amplificare. Valorile coeficientului de amplificare sunt diferite atât în funcție de stările limită considerate, cât și de tipul cutremurului, efectele de propagare, condițiile locale, etc.[Poland 1997].

Deoarece această direcție a proiectării antiseismice este de actualitate și se realizează cercetări în acest domeniu, în viitorul apropiat inginerii proiectanți vor putea cuantifica performanțele structurii, în conformitate cu necesitățile investitorilor. Normativele existente conțin aceste obiective, dar într-o formă descriptivă ce nu poate fi cuantificată. Din această cauză, proiectanții întâmpină dificultăți în a explica investitorilor în ce constă investiția lor pentru asigurarea seismică minimă, pentru salvarea vieților omenești și pentru protecția construcției în cazul unui seism devastator.

În cadrul acestei metodologii, o atenție specială este acordată rigidității, rezistenței și ductilității pentru a controla cedarea structurii. Principalul avantaj al acestei metodologii de proiectare este acela că oferă beneficiarilor și proiectanților posibilitatea de a selecta obiectivele de performanță ale construcției [Hamburger, 1997]. În general, până nu de mult, majoritatea codurilor de proiectare luau în considerare explicit doar un singur obiectiv de performanță, considerat ca asigurând protecția de vieți în cazul unor cutremure majore, dar rare. Astfel până în 1997, din 41 de coduri de proiectare antiseismice elaborate în lume, 38 din ele au fost bazate doar pe un nivel de proiectare: cel pe baza cerințelor de rezistență [Bertero, 1997]. Doar de curând, datorită cutremurelor din California și Japonia, au fost discutate de comunitatea inginerească noi filozofii de proiectare. În S.U.A. documentul VISION 2000 oferă concepte fundamentale ale acestei abordări. În Japonia [Otani, 1997] a fost elaborat proiectul unui nou cod de proiectare pe mai multe nivele de performanță. În Europa, Eurocod 8 este bazat pe două nivele de proiectare. În VISION 2000 proiectarea seismică bazată pe performanță este definită ca și *„constând din selecții de criterii de proiectare și sisteme structurale, astfel ca, la niveluri specificate de mișcări ale Pământului și cu nivelurile definite de siguranță, structura nu va*

suferi distrugeri dincolo de anumite stări limită.” Și România s-a aliniat la acest concept nou de proiectare prin introducerea în viitorul normativ de proiectare seismică a clădirilor P100-1/2003 a două stări limită: starea limită de limitare a degradărilor (SLS) și starea limită ultimă (ULS) [Postelnicu, 2003].

În funcție de considerarea diferitelor stări limită pentru elementele structurale și nestructurale, există mai multe criterii de proiectare pe mai multe nivele, ce vor fi prezentate în cele ce urmează (fig. 2.18).

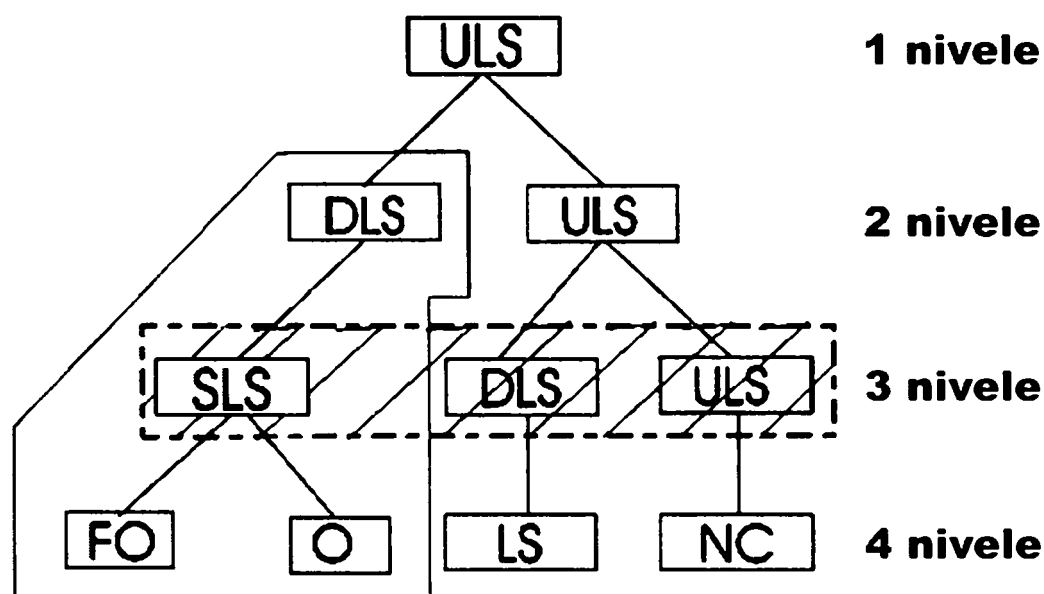


Figura 2. 18 Corelări între nivelele de proiectare

#### 2.4.1.1 Clasificarea criteriilor de performanță

a) *Criterii pe 4 nivele de performanță.* Criteriile de proiectare pe patru nivele de performanță au fost definite de Comitetul Vision 2000 al SEAOC (1995) și ATC (1995) și constă în selectarea unor sisteme structurale, amplasări ale elementelor structurale în cadrul unei clădiri și detalieri ale elementelor portante și neportante de compartimentare, astfel încât la anumite nivele specificate de mișcări ale pământului și la nivele definite de importanță, structura să nu fie afectată peste anumite stări limită. Nivelele de performanță au fost definite în funcție de tipurile de cedări ale structurii, a elementelor nestructurale, a cerințelor funcționale ale clădirii și a reparațiilor necesare. Aceste stări limită sunt:

- starea limită complet operațională (FO), în care funcțiunile nu sunt întrerupte în timpul și după un seism;
- starea limită operațională (O), în care funcțiunile puțin importante sunt întrerupte pentru o scurta durată de timp;
- starea limită de siguranță a vieții (LS), în care se pot înregistra avarii ale elementelor

structurale și nestructurale, dar clădirea poate satisface cerințele de urgență de după seism și poate fi reparată fără dificultăți deosebite;

➤ starea limită aproape de colaps (NC), în care clădirea se află înainte de prabușire iar structura poate prelua doar forțele gravitaționale. Menținerea ei prin consolidare sau demolarea va fi stabilită de o expertiză.

În tabelul 2.6 sunt prezentate comparativ caracteristicile nivelelor de performanță seismică, definite de ATC, SEAOC și Yamawaki[2000].

b) Criterii pe 3 nivele de performanță. Verificarea la trei nivele a fost propusă de Bertero și Bertero [1992], Gioncu și Mazzolani [2002].

Cele trei stări limită propuse sunt:

➤ starea limită de serviciu a exploatării normale, pentru seisme slabe frecvente (SLS); seismul corespunzător de proiectare este numit seism de exploatare. Această stare limită impune ca structura, împreună cu elementele nestructurale, să sufere cedări minime și disconfortul locuitorilor să fie redus la minim. Deci, pentru acest nivel, structura ar trebui să rămână în domeniul elastic sau să sufere deformații plastice neimportante. Verificarea de bază se referă la rigiditatea structurii, verificările pentru rezistență fiind opțională. Elementele nestructurale sunt parțial afectate, deci analiza trebuie să ia în considerare doar comportarea structurii în interacțiune cu elementele nestructurale;

➤ starea limită de avarie pentru seisme ocazionale (DLS); această stare limită consideră o intensitate a seismului care produce cedări în elementele nestructurale și cedări moderate la structură, care poate fi reparată fără mari dificultăți tehnice;

➤ starea limită ultimă pentru seisme rare (ULS), propusă pentru mișcarea seismică maximă posibilă a pământului. Pentru aceste seisme este de așteptat cedarea elementelor structurale și nestructurale, dar siguranța locuitorilor este garantată. În multe cazuri, cedarea este așa de puternică încât structurile nu mai pot fi reparate, iar demolarea este soluția recomandată de către experți. Pentru starea limită ultimă, trebuie efectuată o analiză cinematică, care ia în considerare comportarea unor mecanisme plastice posibile. Verificarea de bază se referă la ductilitate, verificarea de rezistență și rigiditate fiind doar opțională. Strategia de proiectare se referă la controlul formării unui mecanism plastic preselectat și la capacitatea de rotire a articulațiilor plastice. Elementele nestructurale cedează complet.

Tabelul 2. 6 Caracteristicile nivelului de performanță

	CERINȚA	CARACTERIZARE	STRUCTURĂ	REPARAȚII
1	1.Operațională 2.Complet operațională 3.Menținerea funcționalității	Fără intreruperea a nici unei funcții. Funcțiunile continuă să fie operaționale.	Fără cedare în structură. Deformații reziduale nevizibile.	Fără reparații.
2	1.Ocupare imediată 2.Funcțională 3.Menține principalele funcțiuni	Avariere redusă a componentelor nestructurale. Principalele facilități continuă să fie operaționale, cele neesențiale sunt întrerupte dar se pot relua imediat.	Avarieri structurale minore. Fără deformații reziduale. Structura își menține rigiditatea și rezistența inițială.	Mici reparații pentru elemente nestructurale. Fără reparații pentru structură.
3	1.Siguranța vieții 2.Viață sigură 3.Siguranța vieții	Avarieri semnificative a componentelor nestructurale. Activitatea este întreruptă. Clădirea rămâne deschisă la activități de urgență.	Cedere structurală semnificativă. Structura își reduce semnificativ rigiditatea și rezistența inițială.	Reparații pentru componente nestructurale. Reparații imediate pentru elemente structurale.
4	1.Prevenirea colapsului 2.Apropiat de colaps 3.Nici o garanție pentru siguranța vieții	Avarierea completă a componentelor structurale și nestructurale. Prezintă risc de prăbușire. Nu este permisă intrarea în clădire.	Cedari a elementelor structurale. Pierdere substanțială a rezistenței structurale. Structura rezistă doar încărcărilor gravitaționale. Este probabil un colaps parțial, dar nu colaps general.	Experții decid dacă clădirea ar trebui demolată sau se poate repara. Reparația este probabil să nu fie o soluție, fiind prea costisitoare.

c) Criterii pe 2 nivele de performanță. Deși e recunoscut faptul că metodologia ideală ar trebui să folosească cel puțin trei nivele pentru proiectare, metodologiile din codurile curente și filozofiile de proiectare seismică sunt bazate doar pe două nivele.

- starea de limitare a avariilor pentru care structurile sunt proiectate să rămână elastice sau cu mici deformații plastice. Elementele nestructurale rămân neafectate sau cu cedări minore;
- starea limită ultimă pentru care structurile exploatează capacitatea de a se deforma dincolo de domeniul elastic, elementele nestructurale fiind parțial sau total afectate.

În Eurocodul 8, accelerațiile corespondente stării limite a exploatarei normale sunt date ca fracțiuni din cele corespondente stării limită ultime. În general, această metodologie nu poate

asigura o cedare controlată, deoarece determinarea acestei cerințe nu este clar definită în cod. Corelarea criteriilor este prezentată în figura 2.18. La criteriile pe 2 nivele, starea limită de serviciu corespunde unei situații intermediare datorită acestui fapt se acceptă distrugerii minore ale structurii și elementelor nestructurale.

d) Criteriul la 1 nivel de performanță. Structurile proiectate la această stare limită sunt asigurate doar pentru starea limită ultimă, când structurile sunt în fază de colaps.

Desigur cea mai completă abordare este cea care consideră patru nivele de performanță, dar trecerea de la un singur nivel de performanță la patru nivele nu este posibilă în etapa actuală. De aceea abordarea treptată este singura soluție abordabilă și proiectarea la două nivele, așa cum este considerată în EC8, UBC și P100-1/2003, poate constitui o etapă intermediară spre trecerea la proiectarea la trei nivele de performanță, care este singura propunere ce poate fi acceptată de proiectanți, dar numai într-un viitor apropiat.

Din cele prezentate rezultă următoarele concluzii:

➤ acceptarea a patru nivele de performanță este propunerea cea mai rațională, iar a două nivele reprezintă opțiunea minimă acceptată. Deoarece este dificil pentru inginerii proiectanți să efectueze multe verificări, pare mai rațională introducerea a maxim trei nivele de verificare: nivelele stării limită a exploatării normale, stării limită de avarie și stării limită ultime;

➤ proiectarea seismică la mai multe nivele de performanță este definită ca o metodă de proiectare a sistemului structural și nestructural, care oferă asigurarea și controlul asupra avariilor, o bună comportare pe timp îndelungat în funcție de nivelul mișcării seismice, cu o definire clară a nivelului de avarie, având siguranța că nu vor exista avarii dincolo de limita impusă;

➤ structura trebuie verificată pentru rigiditate la nivelul exploatării normale, pentru rezistență la starea de avarie și pentru ductilitate la starea limită ultimă. Deci verificările de bază a rigidității, rezistenței și ductilității trebuie făcute la nivele diferite de încărcări seismice. Alte verificări la fiecare nivel sunt doar opționale și nu necesare, în funcție de importanța clădirii și intensitățile seismului [Truță 2002,2003].

### 2.4.1.2 Influența proiectării la mai multe nivele asupra proiectării pereților structurali

În scopul determinării eforturilor secționale de dimensionare, normativele de proiectare acceptă ca metoda simplificată de calcul a structurilor cu pereți structurali, schematizarea acestora în structuri alcătuite din elemente de tip bară. În acest scop, valorile de calcul echivalente ale caracteristicilor geometrice secționale se calculează prin reducerea



caracteristicilor geometrice ale secțiunii de beton nefisurate, prin intermediul unor coeficienți subunitari. Acești coeficienți sunt specificați în normativul de proiectare P85/2001, în funcție de raportul dintre forța axială și produsul dintre aria secțiunii de beton nefisurată și rezistența la compresiune. În cazul proiectării la mai multe nivele, acești coeficienți variază și în funcție de starea limită la care se calculează clădirea (Tab. 2.7).

$P_u$  = forța axială în starea limită ultimă.  $h$  = înălțimea riglei de cuplare.  $L$  = lungimea riglei de cuplare.

Tabelul 2. 7 Valori de calcul echivalente

Tipul de element	Starea limită ultimă $\mu_N = 6$	Starea limită de serviciu	
		$\mu_N = 1,25$	$\mu_N = 3$
<b>Pereti structurali:</b>			
a) $P_u / f_c A_g > 0,5$	$0,45 I_g, 0,80 A_g$	$I_g, A_g$	$0,70 I_g, 0,80 A_g$
b) $P_u / f_c A_g = 0,2$	$0,25 I_g, 0,50 A_g$	$I_g, A_g$	$0,50 I_g, 0,75 A_g$
c) $P_u / f_c A_g = -0,05$	$0,15 I_g, 0,30 A_g$	$I_g, A_g$	$0,40 I_g, 0,65 A_g$
<b>Grinzi de cuplare</b>			
a)	$\frac{0,40 I_g}{1,7 + 2,7 \left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{I_g}{1,7 + 1,3 \left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{0,70 I_g}{1,7 + 2,7 \left(\frac{h}{L}\right)^2}$
<b>Armari diagonale</b>			
b)	$\frac{0,40 I_g}{1 + 8 \left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{I_g}{1 + 5 \left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{0,70 I_g}{1 + 8 \left(\frac{h}{L}\right)^2}$
<b>Armari ortogonale</b>			

## 2.4.2 Proiectarea seismică a clădirilor cu pereți structurali din beton armat pe baza spectrelor de deplasare

### 2.4.2.1 Introducere

Filozofiile moderne de proiectare seismică urmăresc ca răspunsul structurii proiectate, pentru o anumită intensitate a încărcării seismice, să nu depășească starea limită la care au fost dimensionate elementele portante (starea limită de serviciu, de control al avariilor, starea limită ultimă, etc.). Tendința actuală pe plan mondial este ca stările limită să fie definite prin diferite valori ale deformațiilor și nu prin valori ale rezistențelor, ceea ce reprezintă o schimbare majoră a modului de gândire în multe țări cu seismicitate ridicată [Priestley 1991, Moehle 1998, Fardis 1997, Hamburger 1996, Krawinkler 1997, Fajfar 1998].

Proiectarea bazată pe deplasări utilizează aceleași principii ca cele ale proiectării la nivel de forțe, unde proiectarea inițială utilizează un spectru de accelerații amortizate cu 5%,

corespunzătoare seismicității zonei și condițiilor de sol. Acesta este modificat pe baza unui factor de comportare (în EUROCOD 8), sau factor de reducere a forțelor (în S.U.A.), care ține seama de ductilitatea potențială a structurii. Diferența față de proiectarea seismică tradițională este că, sunt folosite ca indicatori ai avariilor, deplasările și deformațiile care sunt așteptate să fie înregistrate în structură. Filozofia proiectării bazată pe forțe, prezintă neajunsul că are la bază spectre de accelerație, iar factorii ce depind de performanțele clădirilor luați din coduri se corelează destul de slab cu potențialul distructiv și deformațiile structurii se verifică cu valori ale deplasărilor de proveniență îndoielnică.

Noua metodă de proiectare utilizează spectrul de proiectare al deplasărilor, iar structura este caracterizată printr-o rigiditate secantă aferentă deplasării maxime. Disiparea de energie are o curbă histeretică și este reprezentată prin amortizarea vâscoasă echivalentă. Totodată, noua metodă de proiectare indică faptul că ipotezele curente privitoare la rigiditatea elementelor din beton armat, adoptate în metoda bazată pe forțe, sunt inadecvate și pot duce la erori semnificative în ceea ce privește calculul perioadei și deplasărilor [Priestley, 1997,1998].

#### 2.4.2.2 Proiectarea bazată pe deplasările directe

Datorită acceptării principiului că deplasările și deformațiile specifice sunt cele mai bune indicatoare ale potențialelor avarii, structura proiectată trebuie să atingă sub o încărcare seismică dată, o anumită deformație. În timp ce, proiectarea pe baza forțelor caracterizează o structură pe baza proprietăților din domeniul de comportament elastic al acesteia (rigiditate, amortizare), stabilite înainte de atingerea limitei de curgere a armăturilor întinse, proiectarea bazată pe deplasari, caracterizează structura printr-o rigiditate secantă pentru deplasarea maximă (figura 2.19 b) și un nivel de amortizare viscoasă echivalent.

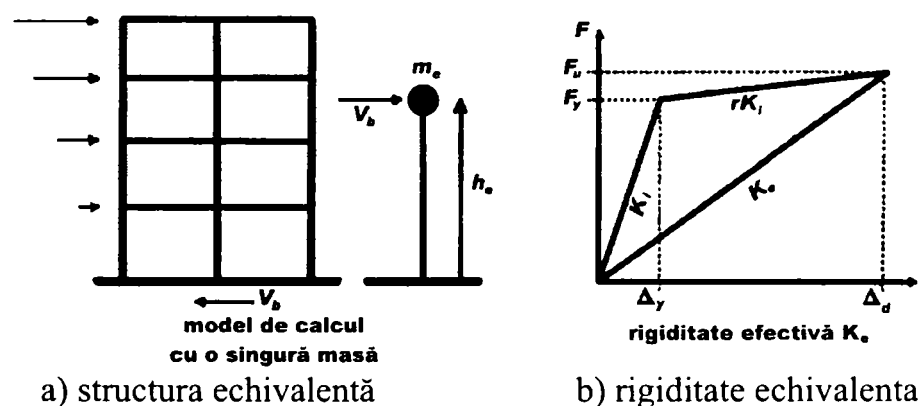


Figura 2. 19 Caracteristici ale structurii echivalente

Proiectarea bazată pe deplasări utilizează un set de spectre perioadă-deplasare pentru diferite nivele ale amortizării vâscoase și nu utilizează, ca și în cazul proiectării actuale, spectre forță-deplasare pentru o valoare a amortizării de 5%.

Deoarece perioada structurii pentru structura înlocuitoare este mai lungă, spectrele deplasărilor trebuie să fie reprezentate și pentru perioade mai lungi decât cele reprezentate pentru spectrele de accelerație.

În figura 2.20 este prezentat spectrul deplasărilor derivat din spectrul accelerațiilor, conform codului din Noua Zeelandă [Bommer, 1999], pentru condiții diferite de sol și o accelerație maximă efectivă de 0.4g. Pentru a nu influența negativ comportarea structurii, o atenție deosebită trebuie să se acorde neliniarității spectrului de deplasări în zona perioadelor scurte 0-0.5sec.

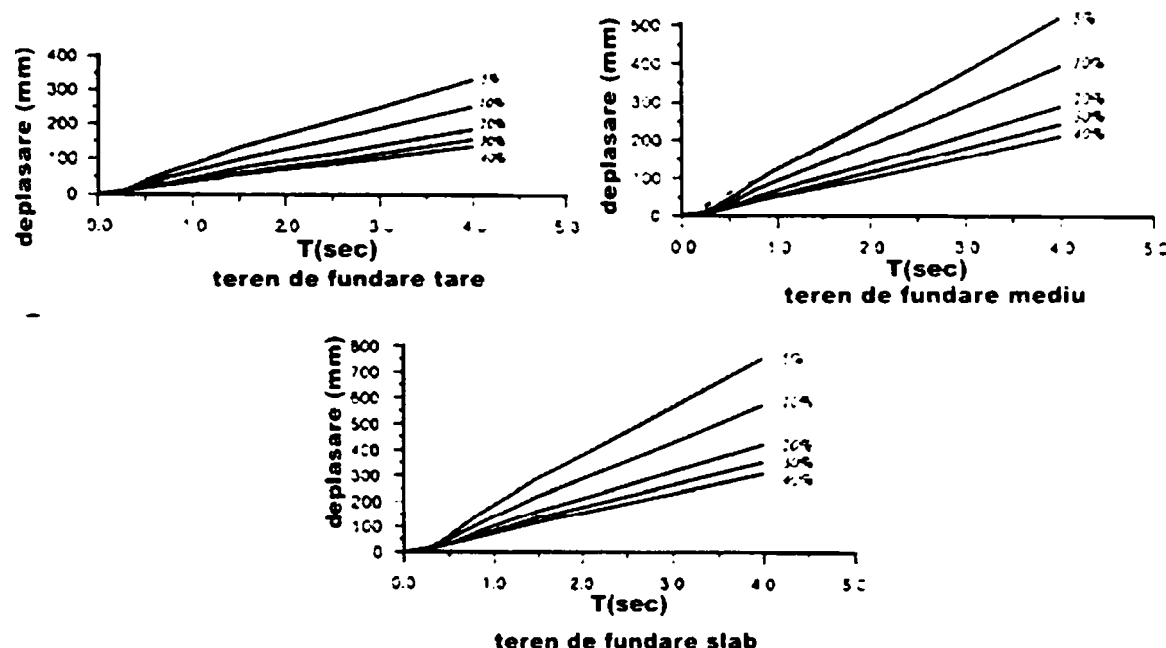


Figura 2. 20 Spectre de deplasare in funcție de natura terenului

Metoda de proiectare constă în parcurgerea următoarelor etape de calcul :

a) *Stabilirea deplasării de calcul.* Această valoare a deplasării se calculează pornind de la prevederile normativelor de proiectare, care limitează la anumite valori deplasările relative.

Deplasarea de calcul a fiecărui nivel se determină cu formula :

$$\Delta_i = \frac{2}{3} \varepsilon_y \frac{h_i^2}{l_w} \left( 1.5 - \frac{h_i}{2h_n} \right) + \left( \theta_d - \frac{\varepsilon_y h_n}{l_w} \right) \left( h_i - \frac{l_p}{2} \right); \quad (2.3)$$

Unde  $\varepsilon_y$  este deformația specifică la curgere a armăturilor longitudinale,  $l_w$  este lungimea peretelui,  $h_i$  este înălțimea de nivel,  $h_n$  este distanța pe verticală de la bază la nivelul  $i$ ,  $l_p$  este lungimea articulației plastice, iar  $\theta_d$  reprezintă deplasarea relativă maximă acceptată.

Deplasările de calcul pentru sisteme echivalente cu o singura masa SDOF se calculează cu formula :

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}; \quad (2.4)$$

unde  $m_i$  sunt masele planșeelor;

b) *Calculul masei efective.* Pentru sistemul echivalent cu o singură masă SDOF pentru modul fundamental de vibrație, masa efectivă se determină cu formula :

$$M_e = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) / \Delta_d \quad (2.5)$$

c) *Amortizarea efectivă depinde de sistemul structural și de ductilitate,* Deplasarea la curgere a pereților structurali la nivelul forței seismice rezultante, poate fi calculată cu formula :

$$\Delta_y = \frac{2\varepsilon_y}{3l_w} (0,7h_n)^2 \quad (2.6)$$

unde înălțimea la care se exercită rezultanta forțelor laterale este aproximată la  $0.7 h_n$  pentru pereți. Ductilitatea de deplasare se calculează cu relația :

$$\mu_\Delta = \Delta_d / \Delta_y \quad (2.7)$$

Amortizarea efectivă rezultă din figura 2.21, în funcție de tipul sistemului structural și de ductilitatea de deplasare;

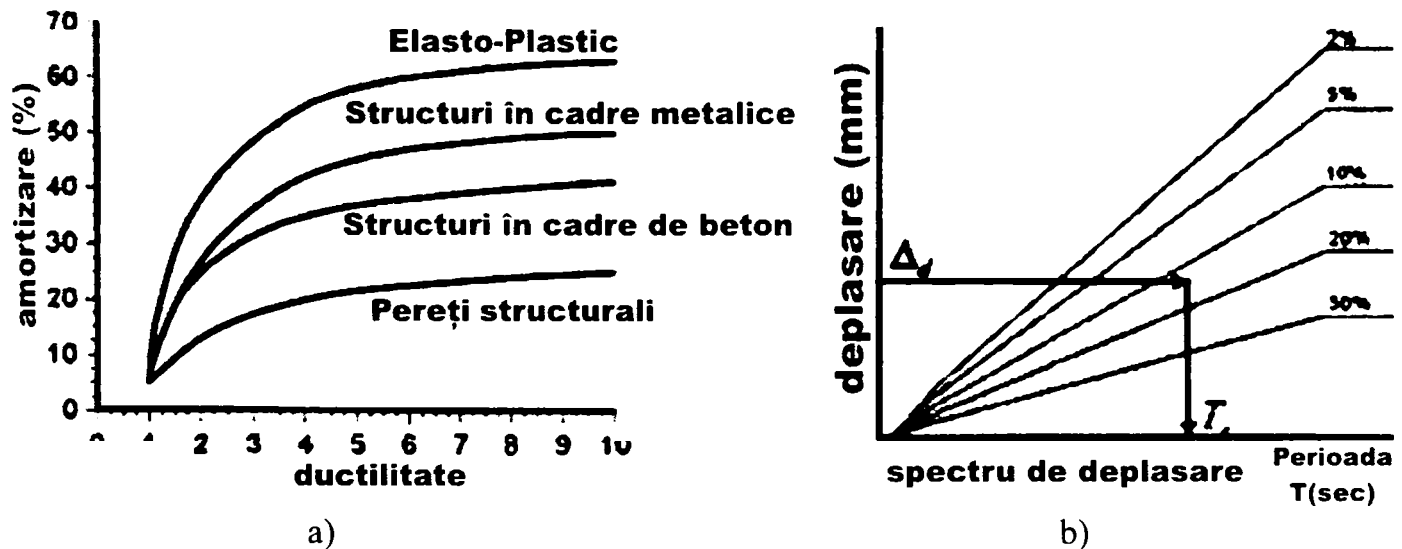


Figura 2. 21 a) curbe ductilitate-amortizare și b) spectru de deplasare

d) Având deplasările determinate ( $\Delta_d$ ) și amortizarea estimată conform ductilității de deplasare, se poate calcula perioada efectivă  $T_e$ , la răspunsul de deplasare maximă dintr-un set de spectre de deplasare.

e) Se calculează rigiditatea efectivă cu formulele 2.8 și 2.9:

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{M_e}{K_e}} \quad (2.8)$$

care ne conduce la determinarea rigidității efective:

$$K_e = 4\pi^2 M_e / T_e^2 \quad (2.9)$$

f) Având determinate deplasările de calcul, masa efectivă și amortizarea efectivă, forța tăietoare de bază se determină cu formula:

$$V_b = K_e \cdot \Delta_d \quad (2.10)$$

g) Forța tăietoare de bază se repartizează pe verticală, proporțional cu masa și deplasările pe baza formulei :

$$F_i = V_b (m_i \Delta_i) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \quad (2.11)$$

*Concluzii asupra metodei de proiectare bazată pe deplasări:*

Metoda de proiectare bazată pe spectre de deplasări, în comparație cu metoda de proiectare bazată pe spectre de forțe, prezintă următoarele diferențe:

➤ stabilește direct dimensiunile elementelor portante. Procedura este la fel de simplă ca și abordarea într-un singur ciclu a proiectării bazate pe forțe, însă are un potențial mult mai mare pentru a produce structuri proiectate eficient și rațional. Dimensiunile elementelor portante a construcțiilor în cadre și pereți structurali pot fi foarte simplu determinate, prin compararea pentru o anumită stare limită a deplasărilor relative maxime efective, cu valorile maxime ale deplasărilor relative admise;

➤ se observă că față de proiectarea bazată pe forțe, se adoptă o deplasarea efectivă, în locul deplasărilor proporționale cu înălțimea;

➤ necesită un calcul simplu, neiterativ. Pentru a asigura o proiectare realistă, bazată pe forțe, este necesar un proces iterativ, care necesită reverificări ale deplasărilor și a capacităților portante, indiferent că metoda de calcul se bazează pe o încărcare din forțe laterale, sau că are loc o analiză dinamică.

Noua metodă de calcul estimează valorile deplasărilor la care armătura atinge limita de curgere, fără a cunoaște forța seismică de bază. În consecință, vor fi cunoscute atât deplasarea la curgere, cât și deplasările de calcul, încă de la începutul procesului de proiectare, în funcție de dimensiunile impuse elementelor structurale. Aceasta asigură faptul că procedura bazată pe deplasări se desfășoară într-un singur ciclu, nefiind nevoie de iterații, ca și în cazul metodei de proiectare bazată pe forțe.

Conceptul de proiectare este astfel foarte simplu, dar dificultatea procedurii constă în determinarea caracteristicilor structurii echivalente, a deplasărilor de calcul și spectrului de calcul al deplasărilor.

### 2.4.3 Metode noi de analiză statică neliniară (PUSH-OVER)

#### 2.4.3.1 Generalități

Scopurile principale al proiectării seismice ale unei clădiri urmăresc conceperea unui sistem structural capabil să reziste unui eveniment seismic de o intensitate specificată și deținerea controlului asupra gradului de avariere și a mecanismul de cedare pe care îl va dezvolta structura.

Tendința actuală în proiectarea seismică este de a controla deplasările, deoarece acestea permit o descriere mai amplă a răspunsului structurii, iar gradul de degradare poate fi mai eficient controlat prin limitarea acestora. Acest control asupra structurii se obține numai prin evaluarea corectă a deformațiilor inelastice maxime reale, deci este foarte importantă estimarea acestora la structurile capabile de un comportament neliniar. În scopul cunoașterii răspunsului structurii, se utilizează programe de analiză dinamică neliniară, foarte complexe și mai greu de utilizat în proiectare curentă. Din acest motiv, normativele de calcul seismic: ATC-40 (Applied Technology Council, 1996), VISION 2000 (Structural Engineers Association of California, 1995), FEMA-273 (Federal Emergency Management Agency) Japan Building Standards, acceptă ca deplasările reale sub forțe seismice să fie determinate simplificat printr-o analiză neliniară statică de tip biografic (push-over) [Fajfar 1995,1996; Gašperšič 1992; Kilar 1996; Reinhorn 1997].

Aceste metode de analiză seismică a structurilor amplasate în zone seismice, sunt procedee simplificate de evaluare a răspunsului maxim așteptat al structurii pentru un nivel seismic precizat. În acest scop, pentru simplificarea calculelor, structura cu mai multe mase de vibrație se substituie cu o structură echivalentă având o singură masă.

Toate aceste metode de calcul utilizează:

- metode push-over pentru determinarea caracteristicilor de rezistență a structurilor prin trasarea curbei de capacitate;
- deplasările structurii echivalente ca răspuns al forțelor seismice. Noile metode de analiză nu mai evaluează perioada structurii cu ajutorul rigidității elastice ca și la procedeele bazate pe forțe, ci pe rigiditatea efectivă care se înregistrează la deplasarea maximă;
- mai multe nivele de amortizare vâscoase și mai multe valori ale ductilității de deplasare a structurii.

Dintre cele mai noi metode de analiză statică neliniară putem aminti:

### 2.4.3.2 Metoda spectrului de capacitate (CSM)

A fost propusă de Freeman în anul 1998 și este adoptată în normativul ATC-40. Metoda permite analiza răspunsului seismic al structurii, pe baza deplasărilor, și descrie eficient performanțele seismice ale clădirii.

Ideile de bază pe care a fost dezvoltată această metodă sunt:

- deplasările relative orizontale, descriu cel mai eficient răspunsul seismic al clădirii;
- deplasările relative maxime sunt influențate de deformațiile sistemului, în domeniul elastic în modul fundamental de vibrație ;

În analizele neliniare, răspunsul structurii este reprezentat prin diagrama forță tăietoare-deplasare la vârf. Această curbă se transformă în spectrul de capacitate, cu ajutorul coeficienților dinamici pentru structura aflată în domeniul elastic: factorul de participare și coeficientul masei modale. În urma acestei transformări se obține o structură echivalentă cu o singură masă. Echivalența între structura reală cu mai multe mase și structura echivalentă se realizează cu ajutorul unei matrici de rigiditate secante și a unui coeficient de amortizare echivalent. Acest spectru de capacitate este reprezentat în figura 2.22.

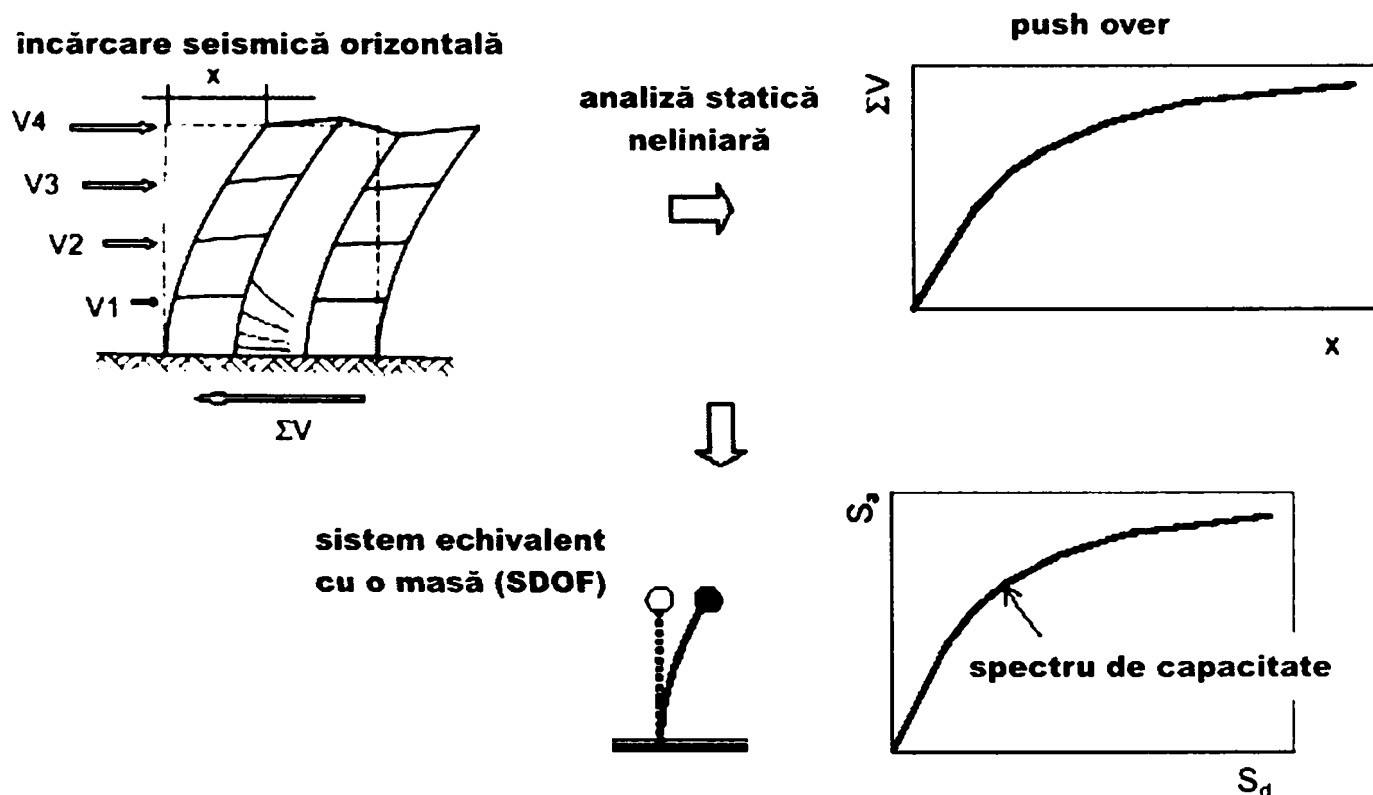


Figura 2. 22 Tipuri de spectre

Metoda de calcul este o metodă grafică și constă în identificarea accelerației maxime și a deplasării maxime așteptate a se înregistra în structură, prin intersecția dintre spectrul de capacitate cu spectrul de forță redus (fig.2.23).

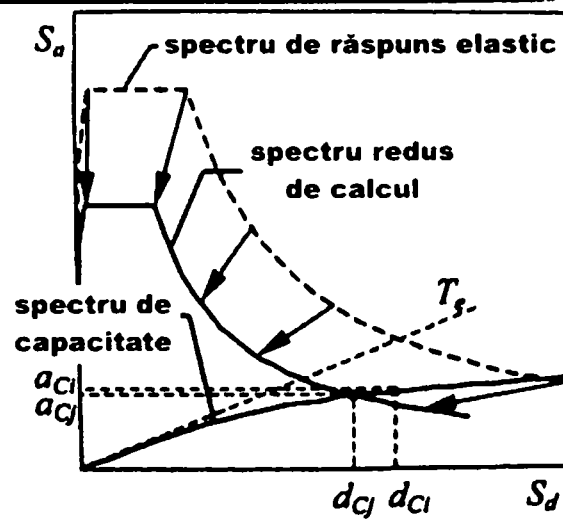


Figura 2. 23 Determinarea deplasărilor și accelerațiilor maxime

După determinarea deplasărilor și accelerațiilor maxime, se calculează deplasarea la vârf  $D_t$ , forța tăietoare de bază  $V_b$  a structurii reale și se compară cerințele de deformații cu valorile limită aferente la obiectivele de performanță selectate.

Metoda spectrului de capacitate este simplă conceptual, dar iterativă și de aceea consumă mult timp în proiectare.

#### 2.4.3.3 Metoda coeficientului de deplasare (MCD)

Metoda coeficientului de deplasare este propusă în FEMA-273 și estimează performanța structurii în funcție de deplasarea maximă posibilă  $D_t$ , calculată prin corectarea deplasării spectrale calculate în domeniul elastic cu ajutorul unor coeficienți.

$$D_t = C_0 \times C_1 \times C_2 \times C_3 \times d_e = C_0 \times C_1 \times C_2 \times C_3 \times a_e \times T_{2\text{eff}} / 4\pi^2 \quad (2.11)$$

unde:

- $C_0$  coeficient ce face legătura între deplasarea spectrală și deplasarea maximă elastică;
- $C_1$  coeficient ce face legătura între deplasarea maximă inelastică și cea elastică;
- $C_2$  coeficient ce reprezintă efectele comportării hysteretice (reducerea rezistenței, a rigidității) asupra deplasării maxime ;
- $C_3$  coeficient ce reprezintă influența efectelor dinamice de ordinul II asupra deplasărilor;
- $a_e$  este accelerația spectrală maximă calculată în domeniul elastic;
- $T_{\text{eff}}$  este perioada efectivă.

Spre deosebire de metoda spectrului de capacitate, metoda coeficientului de deplasare, oferă un procedeu numeric direct pentru definirea cerinței de deplasare și nu necesită modificări în formatul spectral.



### 2.4.3.4 Metoda N2

Metoda de analiză neliniară N2 a fost concepută de către Fajfar și este o variantă a metodei spectrului de capacitate, care utilizează însă spectre inelastice (fig.2.24). Metoda N2 combină avantajele reprezentării vizuale a metodei spectrului de capacitate : nu folosește nici amortizarea vâscoasă echivalentă și nici perioada rezultată din intersecția curbei de capacitate cu spectrele elastice cu amortizare. Spectrele inelastice pot fi obținute din spectrele de calcul elastice prin aplicarea factorilor de reducere utilizați în S.U.A..

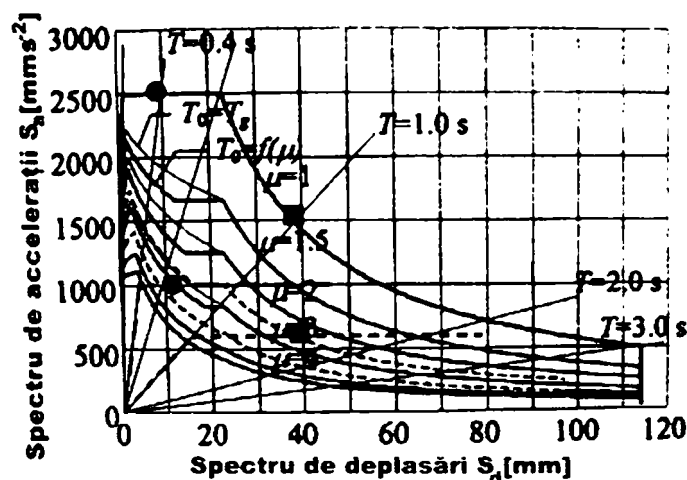


Figura 2. 24 Spectre utilizate de metoda N2

## 2.5 PROIECTAREA SEISMICĂ A PEREȚILOR SLAB ARMAȚI

Este în general recunoscut faptul că structurile cu pereți structurali nu ating starea de colaps, chiar dacă în procesul de calcul încărcarea seismică nu a fost evaluată corect. Acest tip de structură poate avea suficientă rezervă de rezistență în timpul cutremurului, în cazul în care nu s-au făcut greșeli evidente în proiectare, sau în procesul de execuție. Oricum, cele mai multe normative de calcul seismice nu recunosc complet această capacitate a structurilor cu pereți structurali, din moment ce sunt propuși coeficienți de comportare mai reduși decât cei pentru structuri în cadre. În consecință sunt aplicate procente de armare mai ridicate [Paulay 1992, Wallace 1992], rezultând pereți puternic armați în zonele de la bază.

De aceea începând din 1990, în Franța au fost depuse eforturi considerabile în scopul studierii comportării structurilor cu pereți portanți din beton armat slab armați. Cercetările experimentale au indicat faptul că și prin folosirea unui procent de armare optim redus, structura poate fi protejată eficient la acțiuni seismice. Aceste teste au indicat [Mazars 1998, Combescure 1998, Moșoarcă 1998]:

- importanța majoră pe care o exercită asupra comportării structurilor posibilitatea de a genera, printr-o distribuție adecvată a armăturilor, zone multiple de fisurare;

➤ comportarea bună a pereților structurali solicitați de seisme de suprafață și seisme de adâncime.

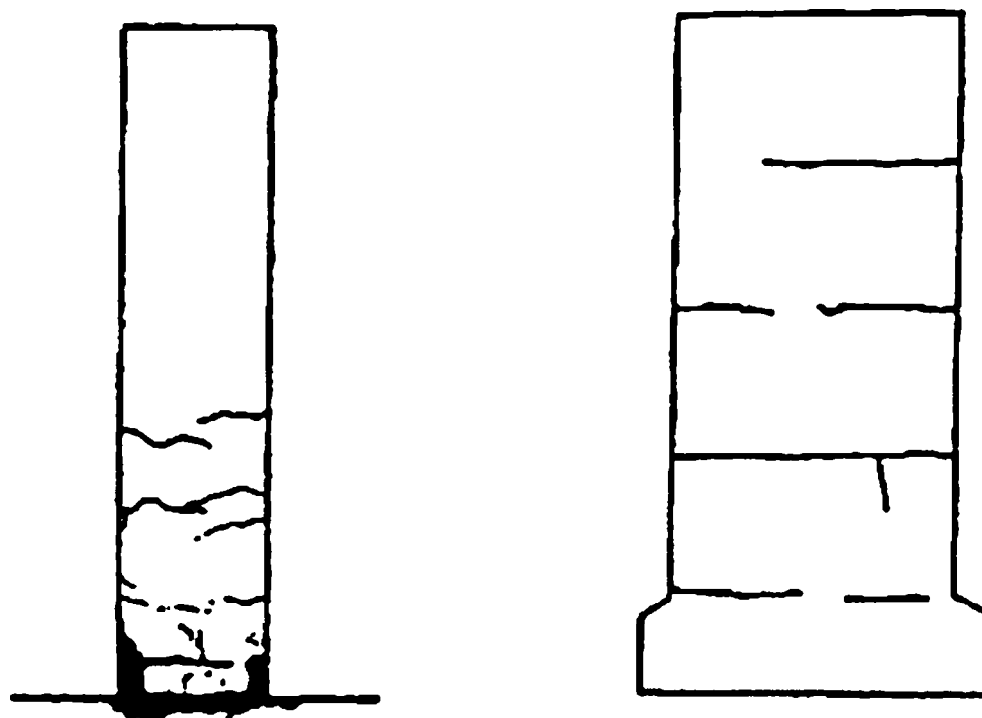
Aceste două direcții de cercetare au fost realizate în cadrul programelor internaționale: CASSBA (1991-1994) și CAMUS (1996-1998). Studiile s-au realizat prin compararea rezultatelor obținute pe baza experimentală, cu cele obținute cu ajutorul programelor de calcul. Încercările experimentale s-au efectuat pe machete scara 1/3, așezate pe masă vibrantă a Comisariatului de Energie Atomică CEA Saclay - Franța.

În practica curentă de proiectare a pereților structurali din beton armat se presupune că principala sursă de disipare a energiei seismice o constituie armătura verticală din zona întinsă a articulațiilor plastice situate la baza peretelui. Din această cauză, aceste zone critice trebuie armate cu grijă, pentru a asigura incursiunile în domeniul postelastice a pereților și a evita cedările casante provenite din forțele tăietoare. Pentru asigurarea unui model de proiectare simplu și a unui răspuns inelastice previzibil și satisfăcător, pereții se armează distinct în regiunile plastice și elastice situate pe înălțimea peretelui.

Când un element structural este supus la încovoiere, procedeul de calcul uzual considera că articulația plastică va pare în locul în care se așteaptă să se petreacă avariere. Acest concept de cedare a fost numit conceptul « *monofuse* ». Considerând pereții structurali încastrați la bază, zona degradată poate avansa chiar până la înălțimea primului etaj. Pentru a asigura localizarea mecanismului format prin apariția articulațiilor plastice este necesară dispunerea unui număr ridicat de armături în restul peretelui. În acest fel, pentru a asigura comportarea elastică a etajelor superioare, la toate nivelele peste parter și etaj, peretele este supradimensionat pentru preluarea eforturilor de încovoiere și forfecare. Ca urmare, vor rezulta consumuri ridicate ale armăturilor verticale și orizontale, cu un efect important asupra costurilor de construcție. Despre acest mod de armare se specifică: „...separarea în comportare plastică și elastică nu are legătură cu disiparea energiei la partea superioară a diafragmei și poate conduce la o proiectare conservatoare. Proiectările simulate urmate de calcule neliniare făcute în cadrul programului de cercetare prenORMATIV în sprijinul EUROCOD 8, indică faptul că aplicarea regulilor prezente de EUROCOD 8 poate conduce la o capacitate portantă inutilă” [Ile 1998, Mazars 1998].

Noul concept de proiectare seismică dezvoltat în cadrul programelor CASSBA și CAMUS este denumit « *multifuse* » și constă în distribuția avariei pe toată înălțimea structurii ( fig. 2.25 b). Acest concept are avantajul că multiplică zonele disipative și asigură o împrăștiere progresivă a zonelor avariate cu procente de armare redusă, dar distribuite optim. Astfel se asigură apariția unui model de fisurare mai larg pe toată înălțimea peretelui, care permite

disiparea unei cantități mai mare de energie seismică. Modul diferit de cedare și fisurare este prezentat în fig. 2.25 b [Bisch 1998].



a) cedarea din incovoiere, concept monofuse      b) fisurare multipla observata la peretii slabi armati

Figura 2. 25 Tipuri de cedări comparative

Problema esențială a acestui concept este legată de modul în care se poate realiza consolidarea peretelui după un seism puternic, dacă el este fisurat pe întreaga înălțime.

## 2.6 INFLUENȚA TIPURILOR DE SEISME ASUPRA COMPORTĂRII PEREȚILOR STRUCTURALI DIN BETON ARMAT

Până la începutul anilor 1990 s-a considerat că răspusul structurilor nu este influențat de tipul de seism ce acționează asupra clădirii și din această cauză marea majoritate a clădirilor au fost proiectate pe baza unor spectre de forțe, care au neglijat particularitățile diverselor tipuri de seisme. Aceste caracteristici ale seismelor nu au mai putut fi neglijate însă datorită pagubelor imense, înregistrate după seismele din Japonia (Kobe, 1995) și S.U.A. (Northridge, 1994), și a modurilor de cedare a clădirilor aproape neglijate pînă în acel moment. Înregistrările efectuate în zonele epicentrale și îndepărtate de epicentru, au subliniat faptul că aceeași structură prezintă caracteristici de rigiditate, ductilitate și moduri de cedare diferite în funcție de tipul de seism. Aceste probleme au fost prezentate în diverse lucrări ale conferințelor internaționale, de cercetători ca: Alavi [2000], Bozorgnia [1995], Gariel [1992].

### 2.6.1 Tipuri de seisme

Pe baza numărului mare de înregistrări obținute după fiecare eveniment seismic, au fost realizate câteva clasificări ale tipurilor de seisme. În funcție de mișcările plăcilor tectonice sunt identificate următoarele tipuri de seisme (fig. 2.26) [Gioncu și Mazzolani,2002]:

- între plăci (interplate), produse printr-o deplasare relativă bruscă a două plăci tectonice adiacente. Aceste mișcări sunt caracterizate de un domeniu larg al magnitudinilor, durată lungă și o zonă de acțiune pe o suprafață mare;
- în aceeași placă tectonică (intraplate), produse prin încovoierea și ruperea aceleiași plăci tectonice. Sunt caracterizate de magnitudine redusă, perioadă de acțiune redusă și acțiune de tip impuls.

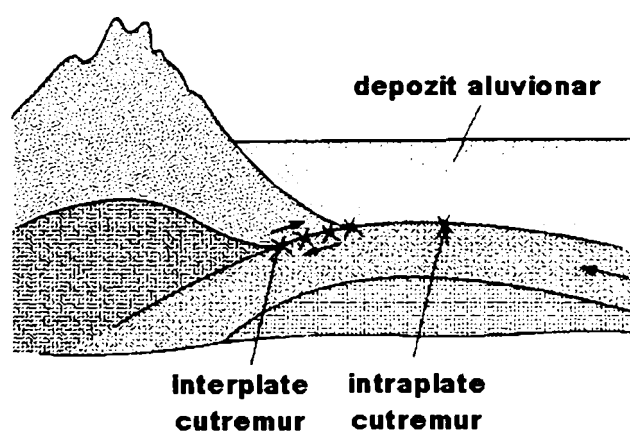


Figura 2. 26 Tipuri de seisme în funcție de mișcarea plăcilor tetonice

După adâncimea focarului, avem următoarele tipuri de seisme (fig. 2.27)[Gioncu și Mazzolani, 2002]:

- seism crustal de suprafață, având hipocentru situat la o distanță cuprinsă între 0 și 25Km;
- seism crustal normal cu adâncimea cuprinsă între 25 și 70km;
- seism intermediar, cu adâncimea cuprinsă între 70 și 300km;
- seisme de adâncime pentru adâncimi mai mari de 300km.

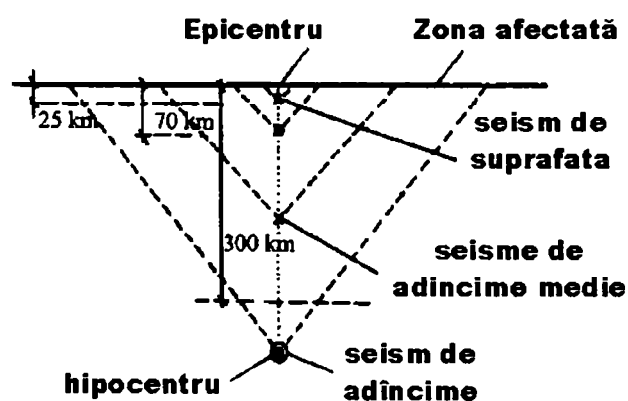


Figura 2. 27 Tipuri de seisme în funcție de adâncimea focarului

În funcție de distanța epicentrală, zonele seismice pot fi (fig. 2.28) :

- zone epicentrale;
- zone seismice aproape de sursă, situate la o distanță de 25-30 km de sursă;
- zone cu seisme intermediare, situate pînă la 150km de epicentru;
- zone cu seisme departe de sursă, pentru distanțe mai mari de 150km.

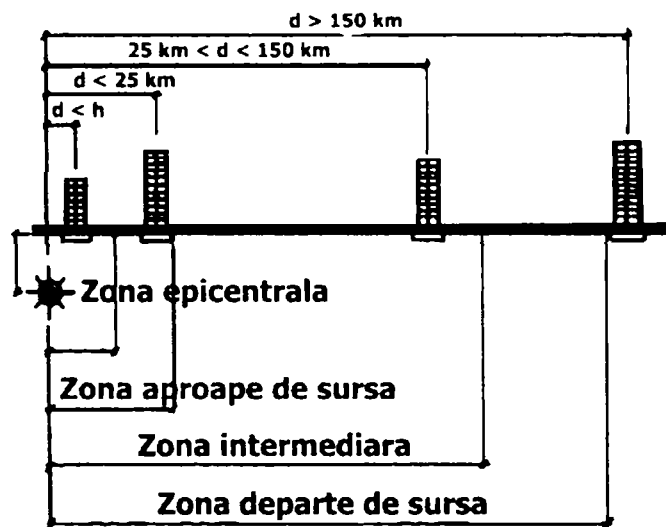


Figura 2. 28 Tipuri de seisme în funcție de distanța focarului

În urma comparării acestor tipuri de seisme (fig. 2.29) au rezultat următoarele concluzii :

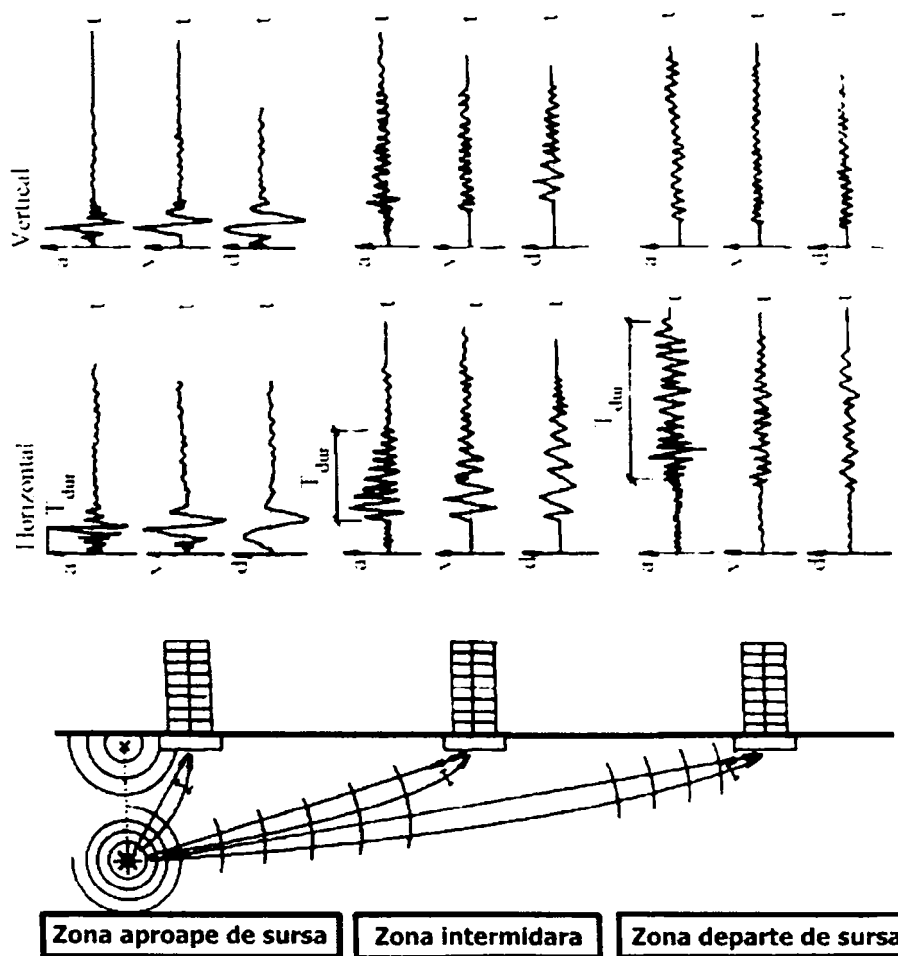


Figura 2.29 Tipuri de spectre în funcție de distanța focarului

➤ seismele de suprafață au componentele verticale ale accelerației și vitezei mult mai mari decât cele orizontale, în timp la seismele departe de sursă, componentele orizontale sunt cele mai mari [Chow, 2000];

➤ durata seismelor aproape de sursă este mai redusă decât a seismelor departe de sursă;

➤ seismele de suprafață, înregistrează un număr redus de cicluri și o atenuare rapidă.

Din combinarea celor 3 factori: tipul de seism, adâncimea sursei și distanța față de epicentru respectă următoarele tipuri principale de cutremure:

- *cutremure crustale de tip intraplacă*. În acest caz, falia este situată în crusta tectonică de suprafață și cutremurul se produce prin ruperea plăcii prin încovoiere sau tăiere. În general, magnitudinea acestor cutremure nu este foarte mare și frecvența de apariție este redusă. Perioada seismului și durata sunt scurte, iar suprafața afectată este mică, situată în jurul epicentrului. Seismul are caracteristicile unui șoc. Dar în condițiile unui sol neconsolidat aceste cutremure pot avea efecte dezastruoase, în special dacă afectează zone urbanizate și dezvoltate economic. Marele pericol al acestor cutremure este caracterul lor ascuns, ele producându-se în arii considerate neseismice, sau de seismicitate redusă. Cazul cutremurului Kobe este cel mai semnificativ pentru acest tip de seism;

- *cutremure de subducție de tip interplacă de suprafață*. Cutremurele se produc prin mișcare bruscă a două plăci adiacente de suprafață, mișcare de lunecare în lungul faliei și care durează destul de mult. Aceste cutremure sunt caracterizate de magnitudini importante, durată lungă, valori mari ale vitezelor. În zonele epicentrale, aceste cutremure produc avarii importante datorită vitezelor mari care împiedică formarea articulațiilor plastice și produc ruperi fragile. Componentele verticale sunt foarte importante. Cutremurele Nothridge (S.U.A.), Kocaeli (Turcia) și Chi-Chi (Taiwan) sunt exemple ale acestui tip de seism;

- *cutremurele de subducție de tip interplacă de adâncime*. În acest caz, cele două plăci sunt situate la adâncime. Aria influențată este foarte mare și natura terenului joacă un rol foarte important. Numărul de cicluri este mare și se produc într-un interval de timp îndelungat. Magnitudinea nu este așa de mare ca și în cazul cutremurelor de suprafață, dar din cauza duratei devine deosebit de distructiv. Cele mai reprezentative cutremure de acest tip sunt Mexico City (Mexic) și Vrancea (România).

### 2.6.1.1 Comportarea seismică a pereților structurali din beton sub diverse tipuri de seisme

Până de curând s-a considerat că datorită rigidității și ductilității ridicate, răspunsul pereților structurali din beton în timpul evenimentelor seismice, nu este influențat de tipul de seism. În timpul unor cutremure de magnitudine moderată, structurile clădirilor cu pereți

structurali au înregistrat un nivel neașteptat de scăzut de avariere, în comparație cu valoarea maximă a accelerației solului, așa cum a fost cazul seismului înregistrat în San Salvador în anul 1986 [Combescure și alții, 1998]. Această observație se explică prin faptul că pereții solicitați de seismele de suprafață au un alt comportament decât pereții structurali solicitați de cutremurele de adâncime. În general, înregistrările seismelor de suprafață indică o accelerație mai mare, conținut mai restrâns de frecvențe și o durată mai scurtă decât înregistrările seismelor de adâncime.

Comparația spectrelor elastice a ambelor tipuri de semnal, corespunzătoare aceleiași amplasament indică faptul că seismul de suprafață e mai agresiv în primul rând datorită valorii maxime ale accelerației solului (fig. 2.30).

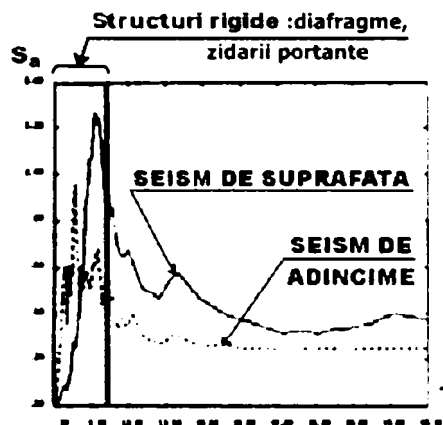


Figura 2. 30 Spectre elastice ale seismelor de adâncime și de suprafață

În scopul identificării comportării structurilor cu diafragme din beton cu număr redus de etaje la diverse tipuri de seisme, în cadrul programului de cercetare CAMUS, au fost încercați doi pereți structurali pe masă vibrantă de la CEA Saclay (fig.2.31) .



Figura 2. 31 Modelul experimental

Ambele accelerograme au avut valorile : 0.25g, 0.375g, 0.5g, 0.75g, 1.0g, 1.25g și au fost aplicate la pereți armați și încărcăți identic (fig. 2.32).

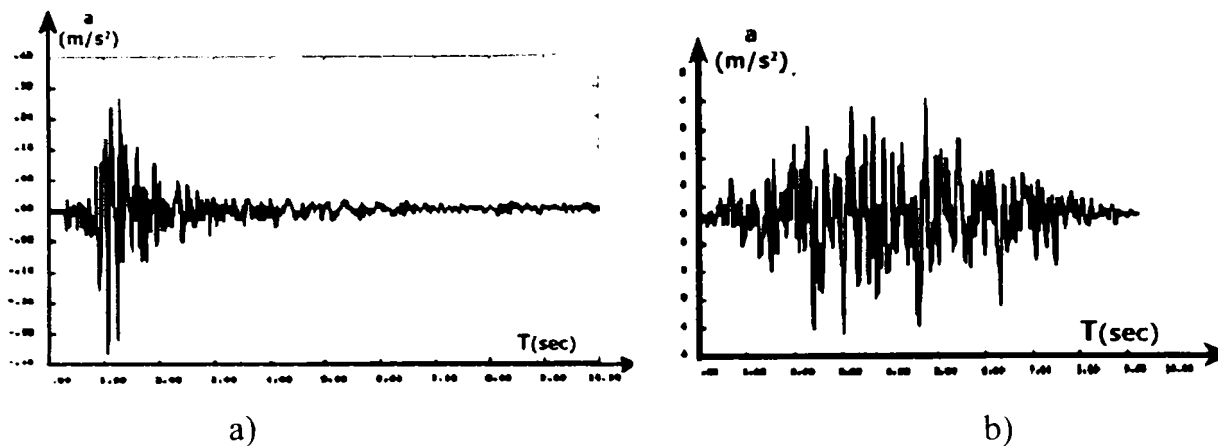


Figura 2. 32 Accelerograme ale seismelor de suprafață (a) și de adâncime (b)

Din interpretarea rezultatelor încercărilor experimentale au rezultat următoarele concluzii [Moșoarcă, 2002]:

- pereții structurali amplasați în zonele cu seismele de suprafață înregistrează eforturi și deformații orizontale mai mari decât cei amplasați în zonele cu seisme de adâncime;
- degradarea de rigiditate a pereților solicițați de seisme de suprafață, este mai redusă datorită închiderii fisurilor, ca urmare a componentelor verticale mari, specifice acestor tipuri de seisme;
- armăturile pereților situați în zone cu seisme de suprafață, ating limita de curgere la accelerații ale terenului cu mult mai mari decât accelerația la care se produce curgerea armăturilor în cazul seismelor de adâncime;
- pereții structurali amplasați în zonele cu seisme de suprafață, disipează o cantitate mai redusă din energie, datorită numărului redus de cicluri la care sunt supuși, neavând capacitatea de a acumula deformații plastice. Deoarece disipează o cantitate redusă de energie, pare rațional ca în calculul forțelor seismice de cod la structurile cu pereți portanți amplasați în zonele cu seisme de suprafață, valorile coeficientului comportare  $q$  să aibe valori mai reduse decât cele pentru seisme de adâncime. Din această cauză, în zonele cu seisme de suprafață, la clădiri cu înălțimi mici, nu este recomandată folosirea în cadrul structurilor portante, a pereților structurali din beton armat.



# 3

## **SINTEZA CERCETĂRILOR TEORETICE ȘI EXPERIMENTALE REALIZATE PE PEREȚI STRUCTURALI DIN BETON ARMAT CU GOLURI DECALATE**

---

### **3.1 STADIUL ACTUAL AL CERCETĂRILOR**

Cutremurul din 3 martie 1985 înregistrat în Chile cu magnitudinea de 7,8 a deschis o nouă etapă în domeniul cercetării seismice, deoarece a evidențiat comportarea seismică foarte bună a clădirilor înalte care conțineau pereți structurali de beton armat cu goluri decalate pe verticală. Studiarea răspunsului seismic al acestor pereți, s-a realizat în cadrul unor programe naționale și internaționale de cercetare, care s-au desfășurat în universități de prestigiu sub conducerea unor cercetători de talie mondială. Cele mai importante rezultate teoretice și experimentale în acest domeniu au fost înregistrate de :

- echipa de cercetători: Paulay, Yanez și Park de la Universitatea Christchurch din Noua Zeelandă [Yanez ș. a. 1992], care au adus contribuții importante în stabilirea unei metodologii de calcul, studierea comportării histeretice a acestor pereți, precum și în explicarea influenței pe care o au dimensiunile golurilor asupra mecanismelor de cedare a acestor pereți;
- colectivele de cercetători din cadrul Universităților: Berkeley - California, Illinois - Urbana și Ann Arbor – Michigan din S.U.A. [Aejaz Ali,1991], în cadrul programelor comune de

cercetare conduse de J. K. Wight, au studiat influența pe care o au poziția golurilor și procentele de armare asupra capacității de disipare a energiei seismice și a modurilor de cedare a acestor pereți structurali. Încercările experimentale au fost realizate în cadrul laboratoarelor de la Universitatea Ann Arbor – Michigan SUA;

➤ N. Subedi de la Universitatea Dundee din Scoția, care a propus o metodologie de previzionare a modurilor de cedare și o evaluarea a capacității portante a pereților structurali cu goluri decalate. Studiile teoretice efectuate au fost verificate atât experimental, cât și cu ajutorul programului de analiză dinamică neliniară ABAQUS [Marsono, 2000].

Cu toate eforturile depuse în ultima perioadă, datorită numărului ridicat de parametri care intervin în comportarea pereților sub solicitări seismice, nici până în prezent codurile de proiectare nu impun încă prescripții clare de calcul și armare a acestor pereți. În aceste condiții munca inginerului proiectant de structuri este cu atât mai dificilă cu cât acesta este obligat să se bazeze pe rezultatele unei analize liniar elastice oferite de programele de calcul automate, care nu îi conferă un grad de siguranță ridicat asupra proiectului realizat.

## 3.2 REZULTATELE CERCETĂRILOR EFECTUATE DE PAULAY (1992)

### 3.2.1 Cercetări teoretice și experimentale

Obiectivele principale ale cercetărilor teoretice și experimentale obținute în urma colaborării dintre Universitatea Cristchurch și Universitatea din Chile au fost:

- studierea comportării seismice a pereților structurali din beton armat slab armați sau cu procente medii de armare;
- propunerea unei metodologii raționale de proiectare seismică a acestora pe baza procedurii modelului de bare (strut and tie). Această metodă a fost perfecționată de mai mulți cercetători, care au propus scheme concrete de modelare în bare a elementelor de suprafață cu goluri dispuse neordonat, dar numai pentru încărcări seismice ce acționează într-o singură direcție.

Rezultatele încercărilor experimentale prezentate provin de la modele de pereți din beton armat de 3 etaje, realizați la scara 1/3, care au fost solicitați sub încărcări orizontale ciclic alternante. *Principalele variabile au fost dimensiunile și poziția golurilor.* Procentele de armare verticale și orizontale au fost aceleași pentru toți cei 6 pereți testați. Secțiunea transversală a tuturor pereților a fost lamelară. Asupra modelelor nu a fost aplicată nici o încărcare axială, în scopul evitării efectului favorabil pe care o exercită aceasta asupra comportării lor.

Pereții testați au avut înălțimea de 2,50m, lățimea de 2,0m și grosimea de 12cm, rezultând un raport înălțime/lungime  $h_w / l_w$  de 1,25. Modelele experimentale de pereți sunt prezentate în figura 3.1. Modelul S1 nu a avut goluri. Modelele S2, S3 și S5 au avut goluri cu dimensiunile de 600x600 mm, iar modelele S4 și S6 au avut goluri cu dimensiunile de 400x400 mm. Golurile au reprezentat procentual 23.5% respectiv 10.4% din aria peretelui.

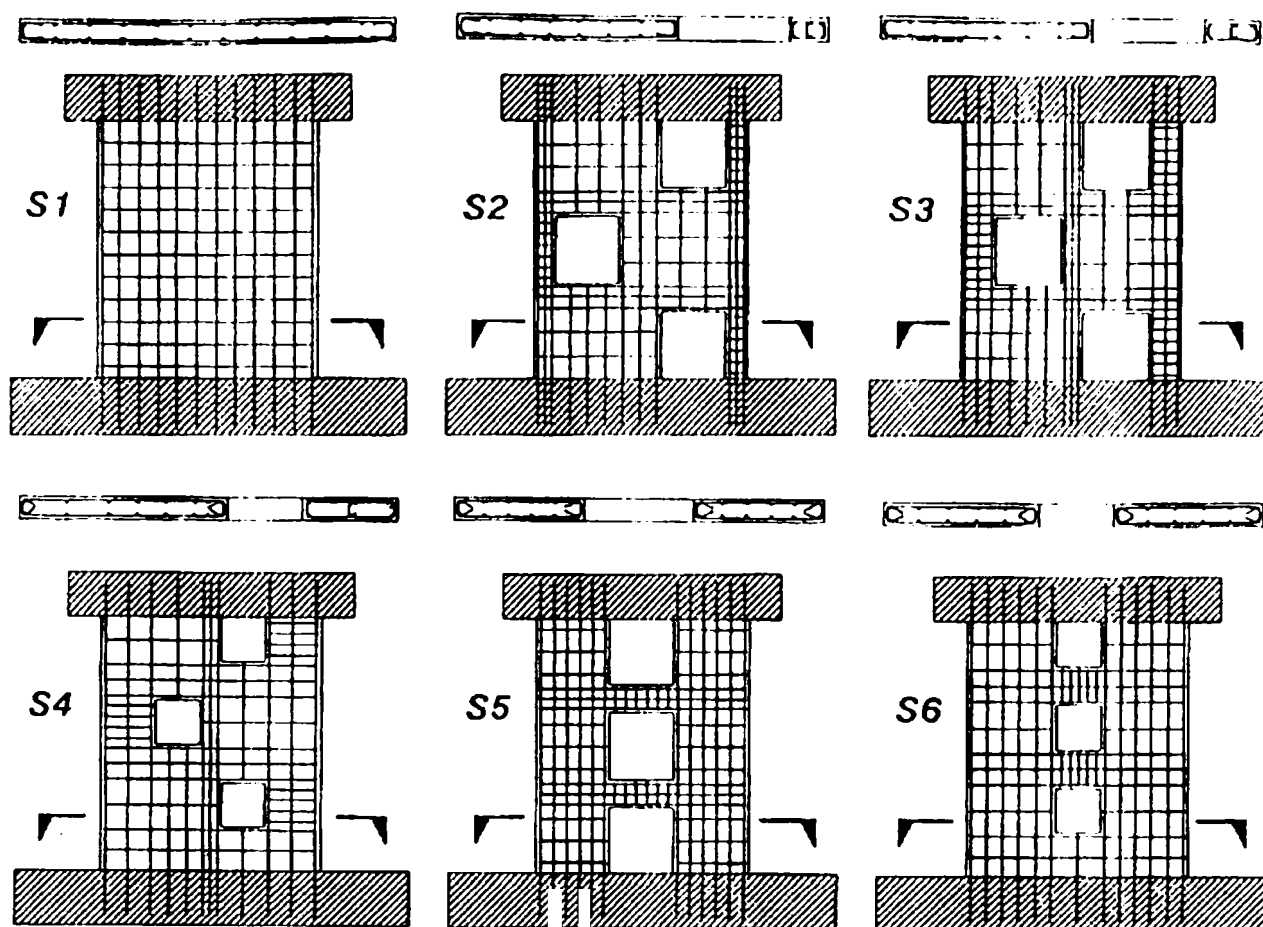


Figura 3. 1 Tipuri de modele experimentale S1-S6

Betonul folosit a avut dimensiunea maximă a agregatelor de 13 mm, iar acoperirea cu beton a barelor orizontale a fost de 14 mm la fața modelului și 18 mm față de marginile laterale.

Armăturile verticale și orizontale din pereți au fost realizate din bare, cu rezistența la curgere de  $4750 \text{ daN/cm}^2$  și o rezistență ultimă de  $6900 \text{ daN/cm}^2$ . Etrierii s-au realizat din oțel rotund, neamprentat, cu rezistența la curgere măsurată de  $3500 \text{ daN/cm}^2$  și rezistență ultimă de  $4700 \text{ daN/cm}^2$ . Modurile de armare a modelelor experimentale sunt prezentate în figura 3.1.

Forțele orizontale teoretice ultime, aplicate la partea superioară a peretelui, au fost calculate pe baza rezistențelor la curgere determinate experimental.

Modelul S1 a fost proiectat pentru a reprezenta un perete cu o ductilitate limitată, având procentul de armare pe direcția verticală de 0,5%, respectiv 0.4% pe direcția orizontală. Armăturile au fost dispuse astfel încât greutatea totală a armăturilor din fiecare model experimental să fie identică.

Modelele S2, S3 și S4 au fost calculate și armate pe baza procedurii modelelor de bare. În figura 3.2 sunt prezentate schemele de calcul corespunzătoare direcției pozitive și negative de acțiune a forței orizontale. În modelele experimentale S2 și S3 armătura a fost distribuită după direcția eforturilor de întindere. Modelul S4 a studiat influența pe care o manifestă dimensiunea golului asupra răspunsului seismic al peretelui.

Valorile încărcărilor limită ultime pentru pereții S5 și S6 au fost realizate considerând modelele, ca structuri în cadre ce lucrează în domeniul elastic, neacceptând redistribuții de moment. Momentele de inerție folosite în analiză au fost  $0.9 I_g$  pentru pereții comprimați,  $0.45 I_g$  pentru pereții întinși și  $0.5 I_g$  pentru rigle de cuplare, unde  $I_g$  este momentul de inerție al secțiunii pline (Paulay, 1996). Această metodă de calcul a presupus că încărcarea ultimă a fost atinsă atunci când secțiunea critică a peretelui (peretele întins) a atins rezistența la încovoiere. Diferențele dintre modelele experimentale S5 și S6 constau în mărimea golurilor.

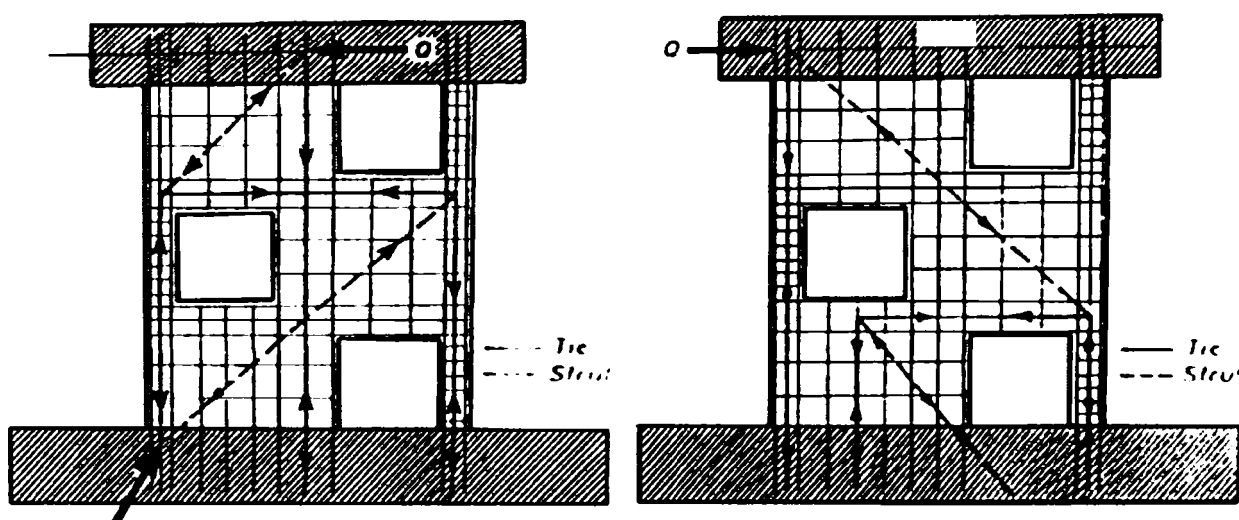


Figura 3. 2 Schema de calcul pentru specimenul S2

Modelele au fost turnate orizontal și au fost ridicate și așezate în standul de încercări, numai după ce betonul și-a atins rezistența. Încărcările laterale alternante au fost aplicate prin intermediul unui dispozitiv hidraulic care a acționat la partea superioară a pereților.

Modelele de pereți au fost încărcate static cu cicluri lente de forțe laterale, mai întâi în stadiul elastic, apoi cu cicluri cu deplasare controlată în stadiul inelastic. Factorul de ductilitate DF a fost definit ca raportul între deplasarea laterală și deplasarea la care se înregistrează prima curgere. În ciclurile cu deplasare controlată, deplasările impuse în testarea specimenelor S2 până la S6 au fost: un ciclu cu factorul de ductilitate  $DF = \pm 1$ , două cicluri cu  $DF = \pm 2$ ,  $DF = \pm 3$  și așa mai departe, până când a fost depășită capacitatea portantă a peretelui. Pentru specimenul S1, seria de încărcări a fost:  $DF = \pm 1$ ,  $DF = \pm 2.5$ ,  $DF = \pm 3.75$  și  $DF = \pm 5$ , datorită unui defect al unui instrument.

În timpul testelor au fost realizate înregistrări continue ale:

- încărcărilor laterale;
- deformațiilor laterale la partea superioară a pereților;
- deplasărilor și deformațiilor în câteva puncte ale modelelor;
- deformațiilor în armăturile orizontale și verticale.

Încărcările laterale măsurate și curbele histeretice pentru deplasările laterale corespunzătoare sunt prezentate în figura 3.3.

Toate modelele experimentale au prezentat o comportare ductilă, cedările pereților manifestându-se prin ruperea barelor verticale și zdrobirea betonului comprimat la nivelul fundației. Cedarea modelului S2 la  $DF = -6$  este prezentat în figura 3.4.

Comportarea barelor comprimate din modelele de calcul S2, S3 și S4 (fig. 3.3 b, c, d) a fost destul de satisfăcătoare, montanții mici de la bază au înregistrat deformațiile laterale, fără să cedeze la forfecare.

În tabelul 3.1 se prezintă comparativ rezultatele obținute pe cale experimentală și cele teoretice a încărcărilor orizontale ultime, ductilității și rigidității. Interpretarea rezultatelor prezentate conduc la următoarele observații:

- *modelele S2, S3 și S4 au suportat o încărcare limită ultimă mai mare, când montanții mari de la primul nivel au fost comprimați. În aceste cazuri, barele comprimate au preluat și o parte din forța de forfecare. Când montanții au fost întinși, aceștia au fost incapabili să preia o cantitate mare de forță tăietoare.*

- *rigiditatea speciemenelor S2, S3 și S4, cu deschideri mai mari, regulate sau neregulate, nu diferă cu mult. Rigiditățile pereților cu goluri mai mici și cea a speciemenului S1 au fost aproape identice. Se demonstrează astfel că rigiditatea pereților structurali este puternic influențată de mărimea golurilor și mai puțin influențată de poziția acestora.*

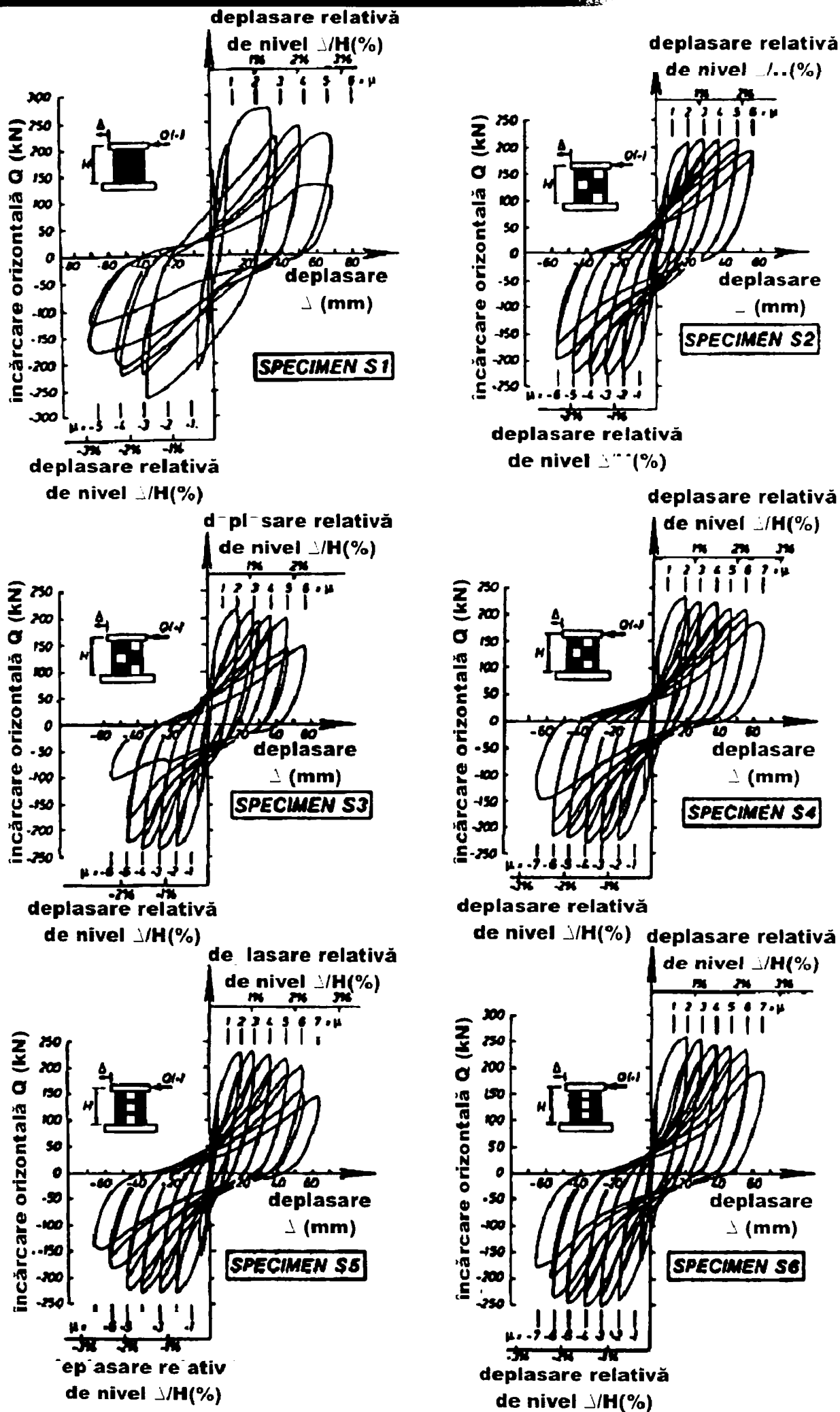


Figura 3. 3 Curbe histeretice ale modelelor experimentale



Figura 3. 4 Cedarea modelului experimental S2

Tabelul 3. 1 Rezultate comparative

Perete	Încărcarea ultimă teoretică (kN)		Încărcarea ultimă experimentală (kN)		Raport valori exper. și reale pt.încărc. ultimă (c) + (d) / (a) +(b)	Ductilitatea de deplasare maximă experimentală	Rigiditatea experimentală kN/mm
	(+) (a)	(-) (b)	(+) (c)	(-) (d)			
1	210	210	287	261	1.30	4.0	37.5
2	139	145	208	228	1.54	6.0	21.3
3	139	140	217	239	1.63	5.0	27.9
4	139	142	235	236	1.68	6.0	36.7
5	141	141	233	227	1.63	6.0	25.9
6	136	136	257	246	1.85	6.0	35.4

### 3.2.2 Interpretarea rezultatelor

Din interpretarea rezultatelor teoretice si experimentale prezentate anterior rezultă următoarele concluzii:

➤ *mărimea și aranjarea deschiderilor nu au avut un efect semnificativ asupra comportării hysteretice a pereților.* Toate modelele au demonstrat o comportare ductilă la încovoiere, până la o deplasare relativă maximă de 2%, în ciuda răspunsului ductil limitat

anticipat. Curbele histeretice ale modelului experimental S1 diferă ușor de cele ale celorlalte modele, în special datorită secvențelor de încărcare diferite;

➤ modelul de bare înclinate, prin care forța tăietoare este transferată la fundații în cazul pereților cu goluri neregulate este confirmat de modelul de fisurare prezentat în figura 3.4. În bara înclinată din panoul de jos au fost permanent observate eforturi de compresiune la modelele experimentale S2, S3 și S4. Același mecanism a fost observat când încărcarea a fost aplicată în direcție pozitivă;

➤ comportarea nodurilor modelelor de bare din pereții S2, S3 și S4 a fost excelentă, în ciuda schimbărilor ciclice ale direcției forței seismice. S-a considerat că această comportare excelentă s-a datorat în special cantității moderate de armătură în pereți, ceea ce a indus o stare de tensiune, relativ scăzută la compresiune, a betonului din noduri;

➤ testele indică faptul că atunci când proiectăm pereți cu goluri neregulate, este necesară utilizarea a două modele independente de bare pentru încărcări laterale aplicate în sens pozitiv și negativ.

### **3.3 REZULTATELE CERCETĂRILOR EFECTUATE DE WIGHT (1991)**

#### **3.3.1 Introducere**

Obiectivele principale ale cercetărilor teoretice și experimentale urmărite în colaborarea dintre Universitățile din S.U.A.: Berkeley - California, Ann Arbor - Michigan, Illinois - Urbana, au fost:

➤ studierea comportării seismice a pereților structurali din beton armat cu goluri decalate, slab armați și cu procente reduse de armare a armăturii de confinare a bulbilor de la extremitățile pereților;

➤ identificarea modurilor de cedare a acestor pereți, în funcție de poziția golurilor decalate.

Programul experimental a fost inițiat după analiza detaliată a uneia din multele clădiri din beton armat incluse în programul de supraveghere post seismic din Chile: clădirea Almendral din Valparaiso. Clădirea are 23 de etaje și nu a înregistrat avarii importante datorită prezenței în cadrul structurii de rezistență a pereților structurali cu goluri decalate. Planurile clădirii a fost în esență neschimbate la toate etajele și sunt prezentate în figura 3.5.



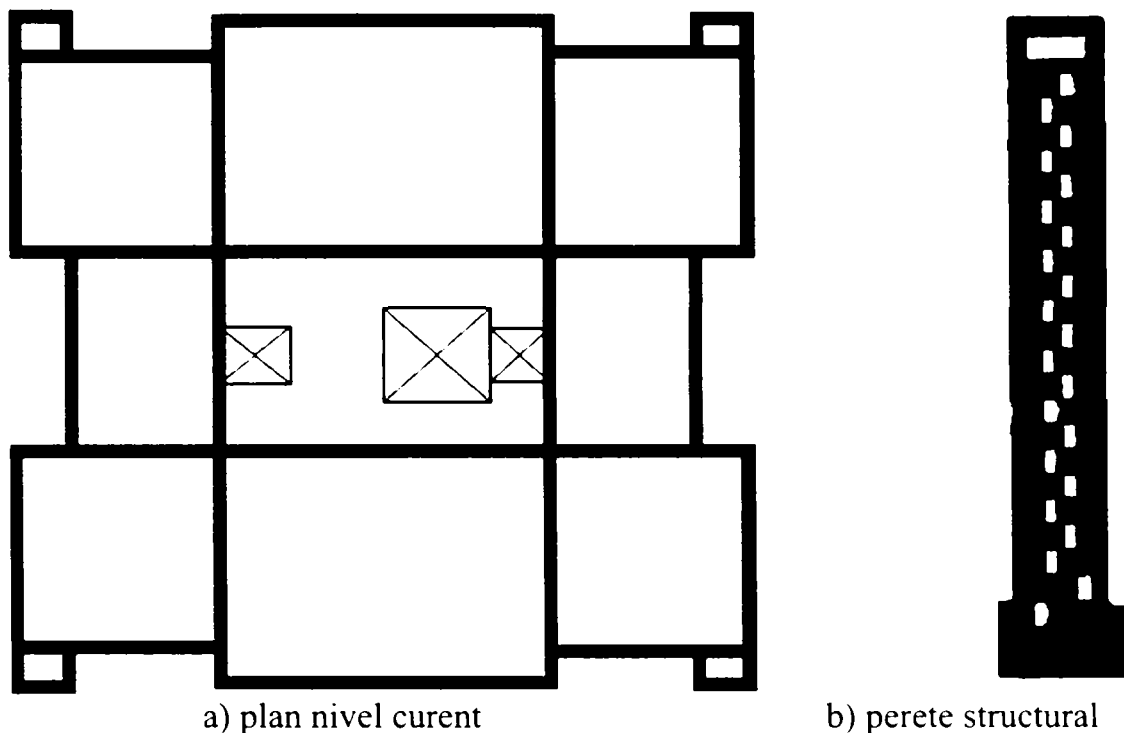


Figura 3. 5 Plan nivel curent si perete structural cu goluri de ușă decalate

În urma studierii mai detaliate a planurilor structurilor de rezistență a clădirilor înalte din Chile s-au identificat o serie de similitudini ale acestora, cum ar fi :

- dispunerea generoasă a pereților de rezistență în planul clădirii;
- utilizarea pereților structurali din beton armat cu decalaje ale deschiderilor de uși;
- impunerea unui procent ridicat de armare al armăturii longitudinale a elementelor de margine;
- absența etrierilor de la extremitățile pereților structurali cu goluri.

### 3.3.2 Încercări teoretice și experimentale

În ciuda unor diferențe semnificative, clădirea Almendral a servit ca model pentru modelele de pereți încercați experimental. Modelele care au fost construite la scară aproximativă de 1/5 și au 5 etaje. În tabelul 3.2. sunt prezentate asemănările și diferențele dintre modelele încercate și clădirea Almendral. Diferențierea modelelor s-a realizat cu ajutorul unghiului  $\alpha$ , definit, ca unghiul delimitat, de linia care unește colțurile a două goluri succesive cu orizontala.

Modelele au fost turnate în poziție verticală în 5 etape. Rezistența medie la compresiune a betonului în toate modelele experimentale a fost de aproximativ  $345 \text{ daN/cm}^2$ . Modelul W1 a fost un perete plin și a servit ca model de control (martor). Ceilalți pereți cu goluri decalate au fost diferențiați prin mărimea unghiului  $\alpha$ , care a avut următoarele valori: pentru peretele W2 :  $\alpha=32^\circ$ , pentru peretele W3:  $\alpha=45^\circ$ , iar pentru peretele W4:  $\alpha=62^\circ$ . Detaliile de armare ale modelelor W-1 și W2 sunt reprezentate în figura 3.7 a) și b).

Tabelul 3. 2 Comparație între clădirea Almendral și modelele testate

Caracteristici	Clădirea Almendral	Model
Secțiunea transversală	Secțiunea U	Secțiunea **
Înălțimea	60,2 m	3,56 m
Lungimea peretelui	10,0 m	1,22 m
Raportului aspectului între pereți	6,0 m	2,9 m
Înălțimea etajului	2,55 m	0,71 m
Raportul între etaje	0,25	0,58
Procentul de armare orizontală a inimii	0,04-0,05%	0,03%
Procentul de armare verticală a inimii	0,02-0,03%	0,03%
Procentul de armare longitudinală a extremităților montanților	8-12%	3%
Procentul de armare transversală a extremităților montanților	0,0	0,4%
Arie gol / arie perete (%)	7,55%	13,4%
Înălțimea legăturilor	0,45 m	0,20 m
Unghiul $\alpha$	32°	32°,45°,62°

În figura 3.6 sunt prezentate dimensiunile generale ale modelelor experimentale.

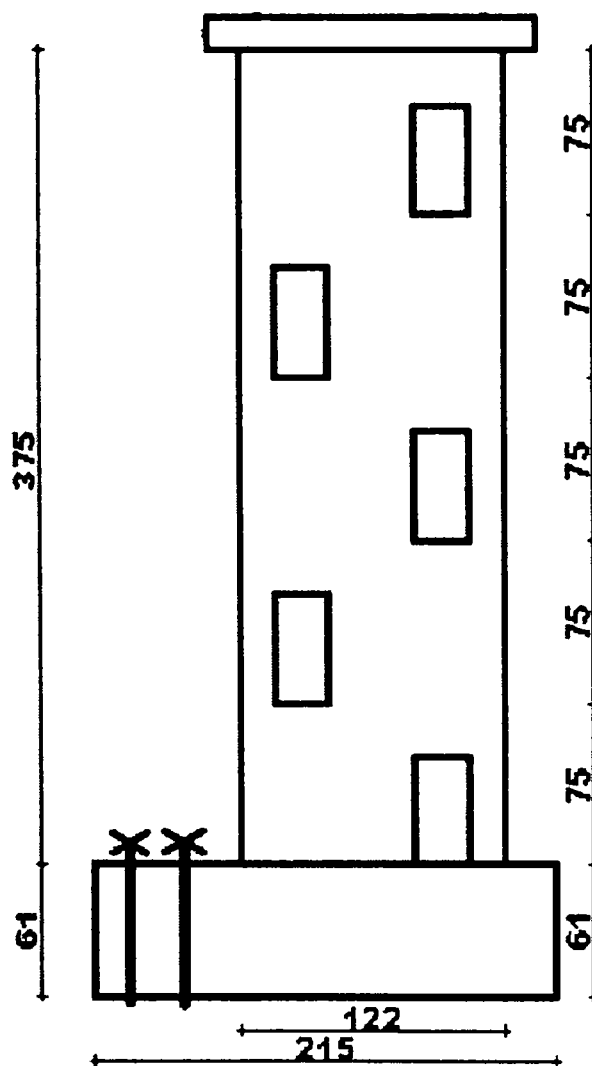
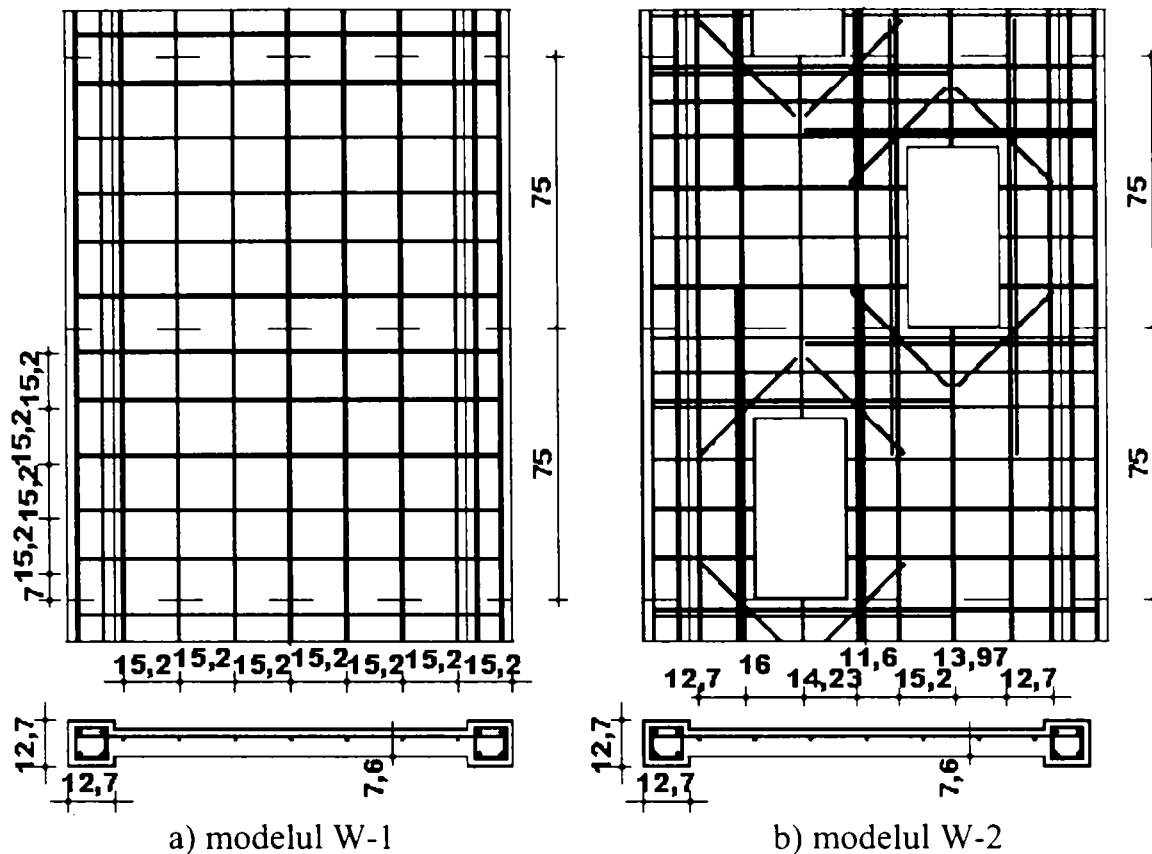


Figura 3. 6 Dimensiunile modelelor experimentale



a) modelul W-1  
b) modelul W-2  
Figura 3. 7 Armarea modelelor experimentale W-1 și W-2

Inima modelelor experimentale a fost armată cu un singur strat de armatură, iar în bulbi au fost introduse carcase de armatură. Barele de armatură din inima modelelor au avut limita de curgere de  $5620 \text{ daN/cm}^2$ , iar cele din bulbi de  $5400 \text{ daN/cm}^2$ . Barele, întrerupte din cauza golurilor decalate, au fost înlocuite cu bare ce bordează golurile. La colțurile golurilor pentru a controla fisurarea au fost adăugate bare diagonale scurte având diametrul de  $\phi=5\text{mm}$  și limita de curgere de  $6200 \text{ daN/cm}^2$ . Acoperirea cu beton a armaturilor a fost de  $17,5\text{mm}$ .

Modelele experimentale au fost fixate în standuri prin buloane și încercate în poziție verticală. Standul de încercări este prezentat în figura 3.8

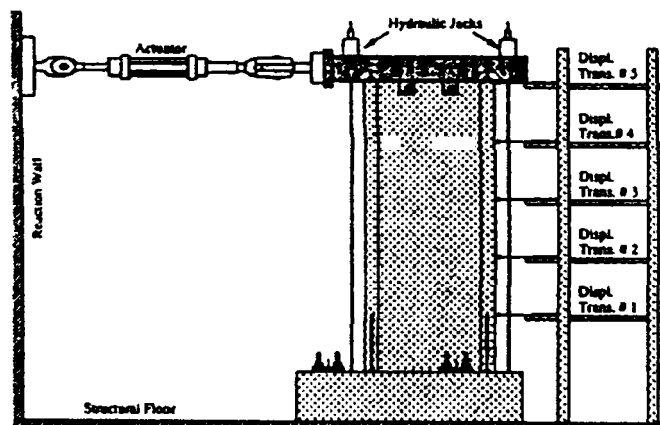


Figura 3. 8 Standul de încercare

Încărcarea ciclică laterală a fost aplicată modelelor prin intermediul unui piston hidraulic, care a lucrat în domeniul deplasărilor controlate (fig.3.9).

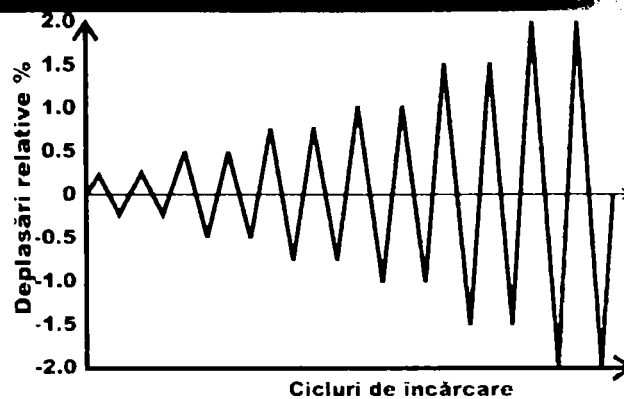


Figura 3. 9 Modul de încărcare

Asupra modelelor a acționat o forță verticală constantă de  $P=270\text{kN}$ , rezultând un efort unitar de compresiune axial de  $28\text{ daN/cm}^2$ . Valoarea încercării axiale s-a situat sub punctul de balans al forțelor axiale. Forțele și punctele de aplicare ale acestora sunt prezentate în figura 3.10.

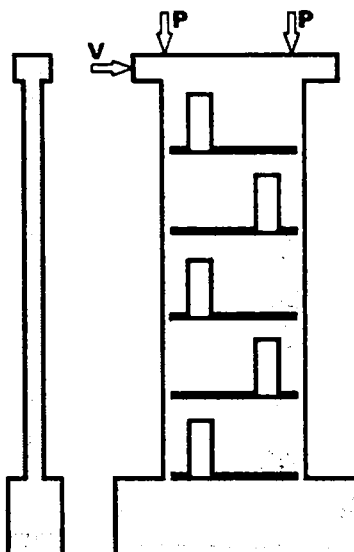


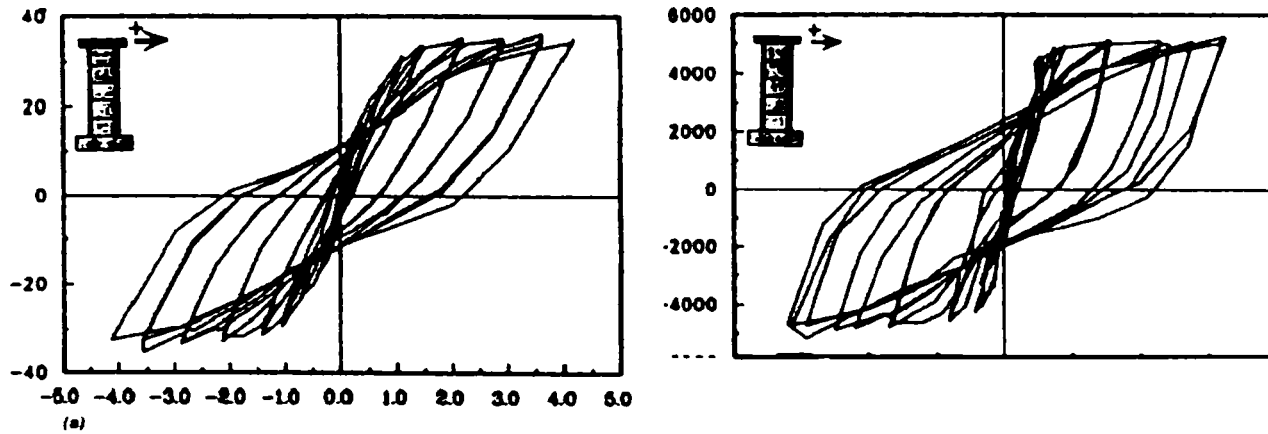
Figura 3. 10 Modul de aplicare al forțelor

### 3.3.3 Observații și rezultate

În general, toți pereții au prezentat o comportare ductilă la încovoiere. La toate modelele solicitate, armătura verticală de la extremitățile montanșilor a atins limita de curgere la deplasări relative la virf de 0,75%. Primele fisuri din încovoiere și tăiere sau înregistrat la deplasări relative de 1%, fără să apară semne de cedare. Peretele W1 a suportat o deplasare relativă de nivel de 3%, fără nici o pierdere semnificativă de rigiditate și rezistență. Comportarea stabilă a peretelui W1 a fost reprezentată în curbele  $P-\Delta$  și  $M-\phi$  în figura 3.11 a) și b).

Rotirile la bază au fost calculate cu ajutorul deplasărilor traductorilor plasați pe elementele de margine, cu lungimea de măsurare egală cu un etaj. Energia a fost disipată în principal prin deschiderea fisurilor din încovoiere-tăiere, care s-au extins peste primele trei etaje ale modelului. La sfârșitul încercării s-au constatat zdrobiri din compresiune la extremitățile

comprimate ale montanților. S-au observat lunecări minore în lungul îmbinărilor constructive la primul ciclu de încercare. Toți pereții cu goluri au prezentat o comportare ductilă la încovoiere, până la o deplasare relativă de nivel de 1%. Cedările pereților s-au înregistrat pentru valori ale deplasării relative orizontale, cuprinse între 1,25-1,5%. Toți pereții cu goluri au prezentat o cedare din tăiere-compresiune în zona peretelui dintre golul de ușă și marginile peretelui supuse la compresiune.

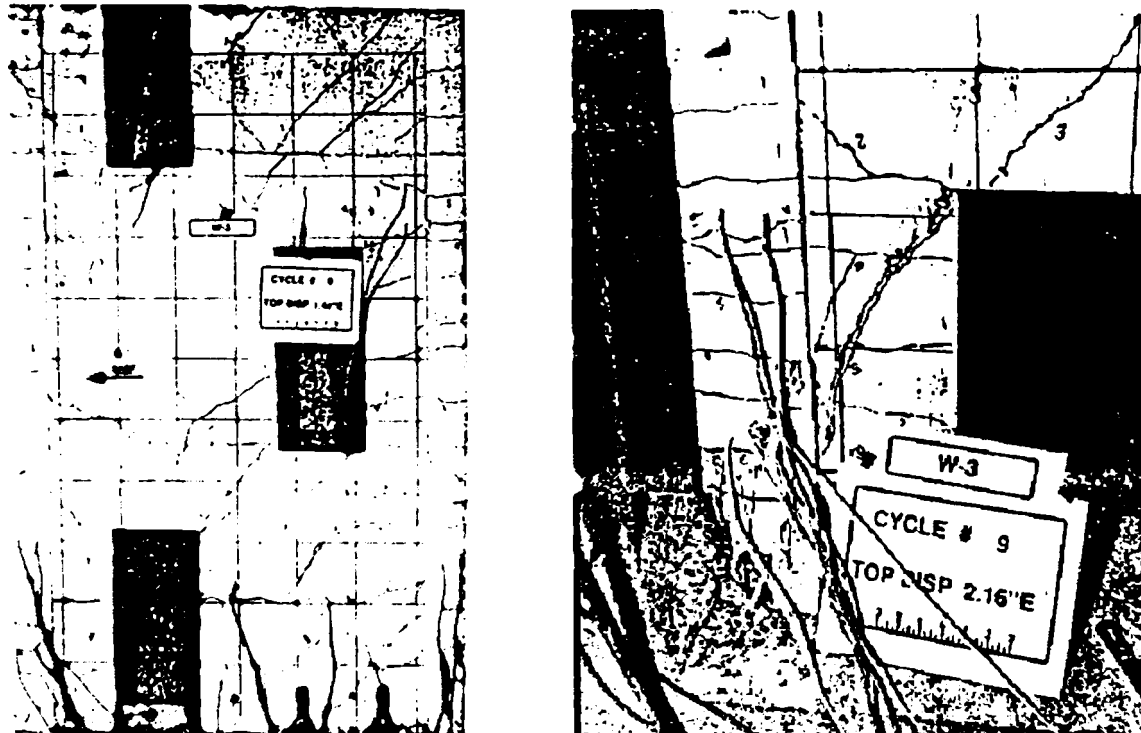


a) Curbe P-Δ

b) Curbe M-φ

Figura 3. 11 Curbe P-Δ și M-φ ale modelului experimental W-1

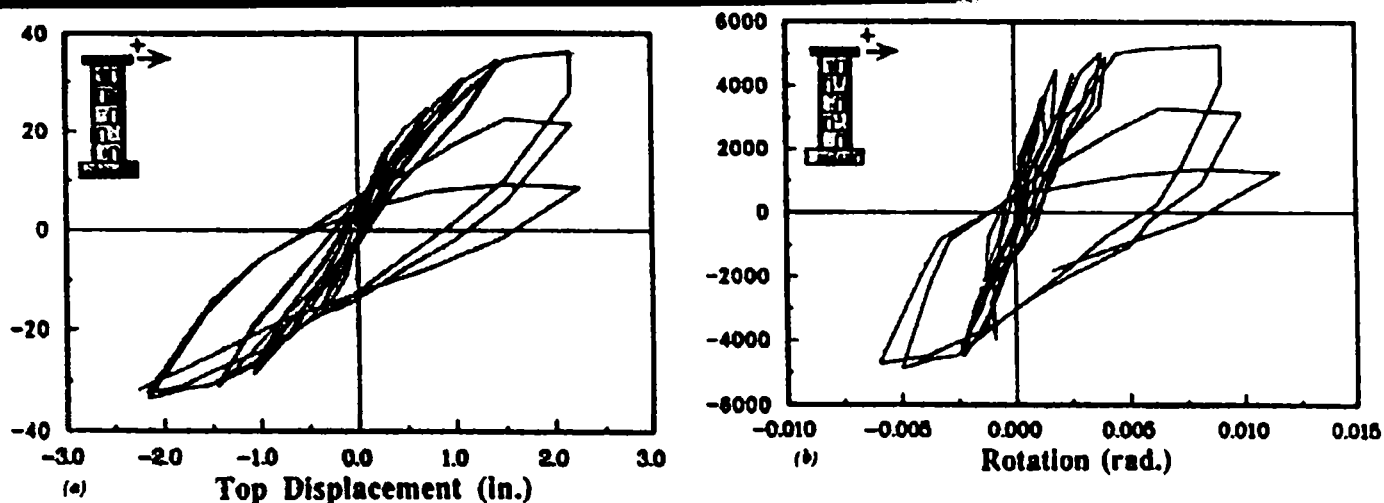
Modelul experimental W-3 a fost reprezentativ pentru toate modelele experimentale cu goluri de uși decalate. Distribuția fisurilor la bază și zdrobirea betonului în montantul mic este prezentată în figurile 3.12 a) și b). În figurile 3.13 a) și b) sunt prezentate diagramele P-Δ și moment - rotire M-φ ale modelului W-3.



a) Distribuția fisurilor la bază

b) Zdrobirea betonului la baza montantului mic

Figura 3. 12 Distribuția fisurilor la bază și zdrobirea betonului la modelul W-3


 Figura 3. 13 Curbe P- $\Delta$  și M- $\phi$  ale modelului experimental W-3

Când fisurile din încovoiere-tăiere au atins etajul 2 au penetrat colțul de sus al zonei comprimate a deschiderii de ușă, s-a înregistrat o rupere diagonală a zonei comprimate. Separarea zonei comprimate a fost însoțită de strivirea betonului la baza montanților marginali. Cedarea a fost bruscă, producind o reducere de aproximativ 20% a forței orizontale. În timpul încărcării reversibile, zona strivită a lucrat la întindere, întreaga capacitate portantă fiind refăcută. Zona cu beton zdrobit s-a deteriorat rapid, după al 11-lea ciclu, când amătura verticală a flambat. Cedarea la bază s-a produs datorită concentrării mari a eforturilor de compresiune, la extremitatea peretelui în montantul mic și a procentului redus de armături transversale cu rol de confinare a betonului. Poziția golului de ușă la extremitatea modelului, a redus aria de confinare și implicit zona de compresiune, provocând astfel zdrobirea fibrelor extreme de beton. Modelul cu cea mai redusă zonă comprimată W-2, a cedat la cea mai redusă valoare a deplasării orizontale.

Deoarece media eforturilor de forfecare din zona dintre goluri a fost moderată, ea nu a fost armată în mod special și s-au așteptat distrugerii locale ale acestei zone. Cu toate acestea, nu s-a înregistrat fisurarea din tăiere, așteptată în regiunea dintre golurile de uși ale modelului W-4, care avea cea mai mică distanță între goluri. Din aceste observații rezultă că *peretii cu goluri decalate prezintă un comportament seismic bun, cu mult mai puțină armătură decât cea cerută pentru sisteme de pereți cuplați.*

Disiparea de energie la toate modelele încercate s-a produs ca urmare a curgerii armăturilor și a deschiderii fisurilor. În momentul atingerii limitei de curgere a armăturilor, pereții W2, W3, W4 disipau 83%, 76% respectiv 71% din energia disipată de peretele plin, *deci pe măsură ce distanța dintre golurile de ușă scade, pereții disipează mai puțină energie.*

Încercările cu vibrații au fost efectuate pe modele, pentru a determina reducerea de rigiditate, iar factorul lor de amortizare s-a calculat pe baza înregistrării vibrațiilor în modelele experimentale, înainte și după efectuarea încercărilor. Din compararea valorii frecvențelor

modelelor s-a observat că prezența golurilor precum și poziția lor influențează rigiditatea la încovoiere a pereților în planul lor. Cea mai mare reducere de rigiditate s-a înregistrat în modelul cu cea mai mare distanță între goluri. Comparând valorile fundamentale înainte și după încercare, a rezultat o reducere de 60-70% a frecvenței în planul său, ceea ce înseamnă o reducere de 84-94% a rigidității la încovoiere. Valoarea coeficientului de amortizare, calculat pentru toate modelele, s-a situat sub 5% din valoarea critică.

În scopul studierii comportării secțiunii de beton sau trasat diagrame moment - curbura pentru toți pereții în șase puncte distincte: pentru punctul de fisurare, punctul de curgere și pentru patru valori ale deformației specifice ale betonului : 0,003; 0,004; 0,005; 0,006. În figura 3.14 este prezentată o comparare a valorilor calculate moment-curbură, pentru pereții  $W_3$  și  $W_1$ . S-a observat că :

- diagramele moment-cubură M-C până la punctul de curgere sunt aproape identice;
- după punctul de curgere, s-au înregistrat valori mai mari ale diagramei moment-curbură pentru diafragmele cu goluri, datorită procentului de armare mai ridicat rezultat ca urmare a înlocuirii barelor întrerupte de gol, cu bare de aceleași dimensiuni, însă plasate pe fiecare parte a golului.

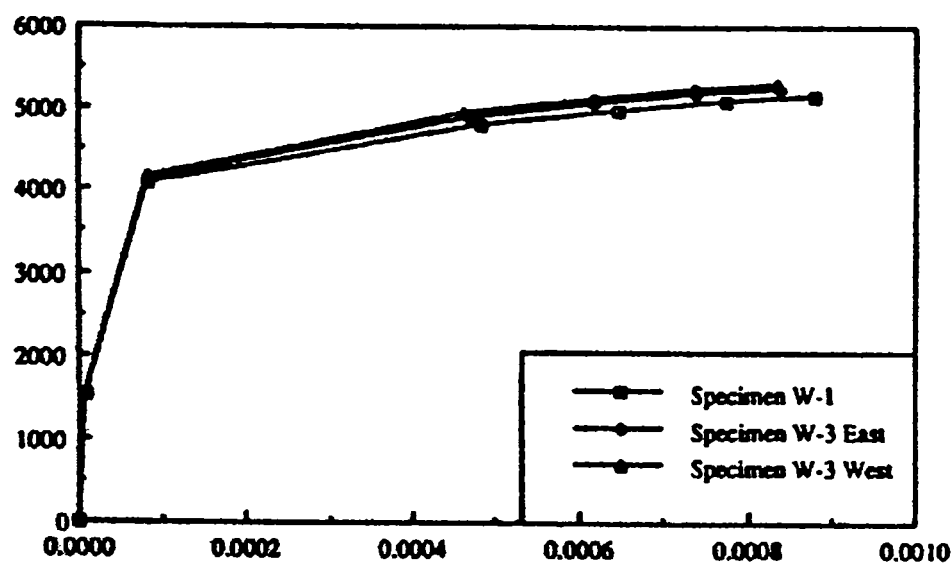


Figura 3. 14 Diagrame comparative moment-curbură pentru modelele W1 și W3

În figura 3.15 sunt prezentate comparativ, creșterea treptată a lungimii articulației plastice, pe măsură ce forța aplicată crește. Pentru o valoare extremă a deformației specifice a fibrei comprimate de 0,006, zona articulației plastice a depășit înălțimea primului etaj.

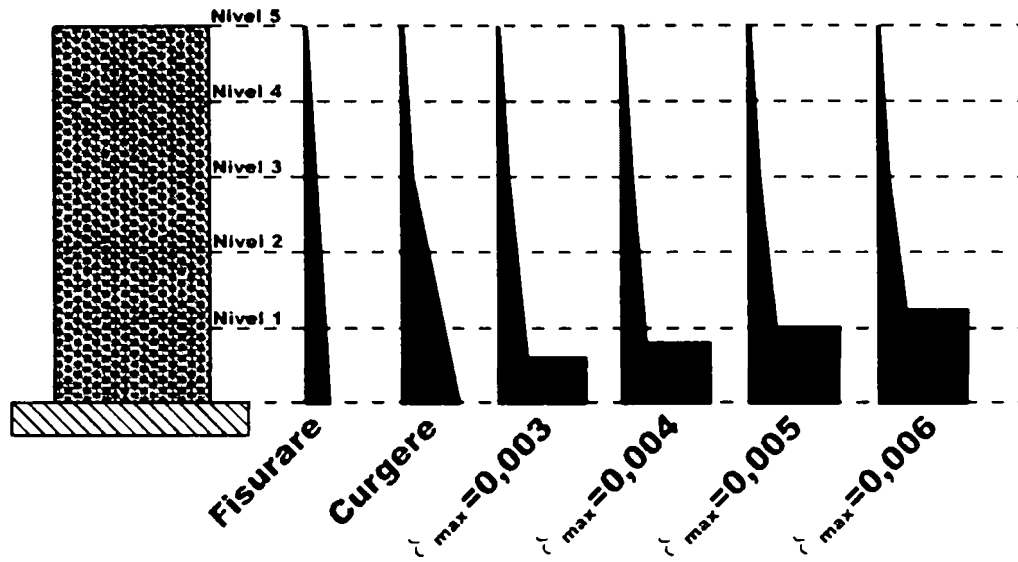


Figura 3. 15 Lungimi ale articulației plastice

În urma suprapunerii curbelor  $P-\Delta$  determinate pe cale experimentală și teoretică, s-au observat că rezultatele obținute sunt cele previzionate:

- curbele calculate teoretic au valori mai mari decât cele experimentale ;
- modelele cu goluri cedează la deplasări orizontale mai mici decât modelul plin;
- valoarea forței orizontale maxime a fost determinată teoretic destul de exact;
- prezența golurilor decalate produce o reducere a rigidității tangente inițiale a pereților cu goluri decalate. Rigiditatea tangentă inițială scade treptat de la W2 la W4, pe măsură ce golurile se deplasează spre interior.

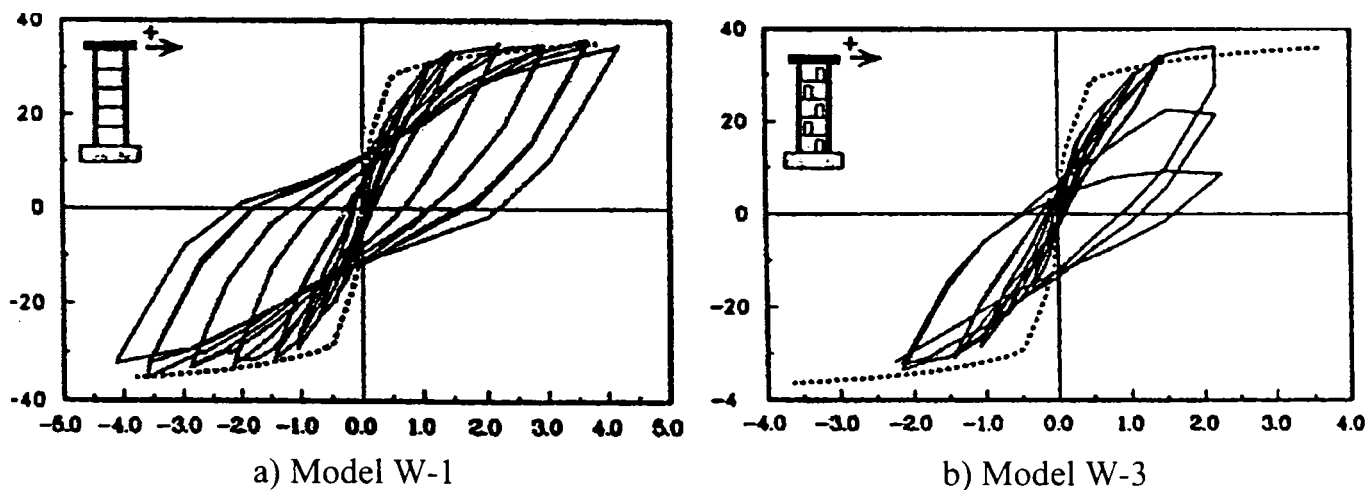


Figura 3. 16 Curbe comparative forță –deplasare orizontală



### 3.4 CERCETĂRILE EFECTUATE DE SUBEDI (2000)

#### 3.4.1 Generalități

În general, răspunsului seismic al pereților structurali cu goluri se determină cu ajutorul metodelor de calcul în domeniul elastic, care însă nu oferă informații despre modurile de cedare și capacitatea portantă ultimă. În scopul clarificării acestor necunoscute, autorii, pe baza studiilor teoretice efectuate, au propus o metodă de predicție a modurilor de cedare, denumită *metoda momentului total*. Metoda a fost verificată și experimental pe trei modele de pereți structurali : cu goluri decalate suprapuse (modelul 1), cu goluri decalate și tălpi amplasate în apropierea golurilor (modelul 2), cu goluri decalate și tălpi amplasate departe de goluri (modelul 3).

#### 3.4.2 Tipuri de cedări

Datorită influenței importante pe care o exercită riglele de cuplare asupra răspunsului histeretic al pereților structurali cuplați, s-a considerat că trebuie acordată o mare importanță studierii zonei ce unește doua goluri succesive. Această zonă a fost numita de autori *legătură*.

În funcție de modul de interacțiune și comportamentul legăturilor la pereții structurali din beton armat cu goluri decalate, autorii au identificat patru moduri de cedare:

*Modul 1 de cedare: cedarea din întindere* (figura 3.17). Acest mod de cedare apare în legături, la nivele alternante, în cazul armării acestora cu procente de armare medii. Sub forțe orizontale de intensitate redusă, pereții se deformează și dezvoltă fisuri din încovoiere. Pe măsură ce forța crește, legăturile se deformează și apar fisuri înclinate în ele. Fisurile pornesc de la marginile golurilor și apoi se extind progresiv pe toată înălțimea peretelui. Peretele atinge stadiul de cedare, prin ruperea legăturilor pe direcția diagonală, care unește colțurile golurilor celor mai solicitate. Legăturile își ating capacitatea portantă înaintea zdrobirii betonului la baza peretelui.

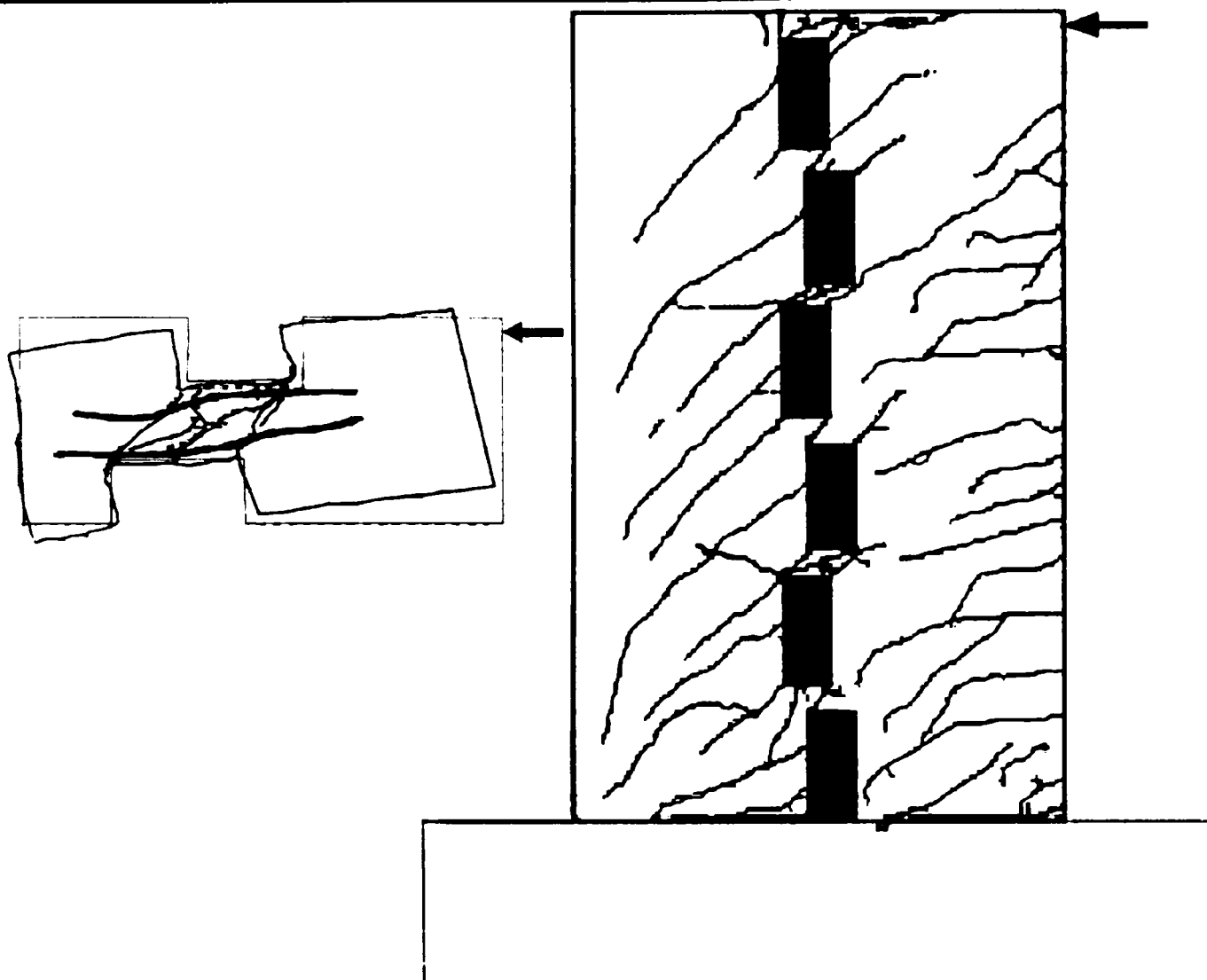


Figura 3. 17 Modul 1 de cedare

*Modul de cedare 2: cedarea din forfecare verticală* (figura 3.18). În cazul în care forțele verticale de forfecare înregistrează valori mari, legăturile la nivele alternante vor ceda înainte de zdrobirea betonului de la baza peretelui. În prima fază, pentru valori reduse ale forței orizontale, pereții se deformează și dezvoltă fisuri din încovoiere. Pe măsură ce forța orizontală crește, legăturile se deformează și apar fisuri înclinate, care pornesc din colțurile cele mai comprimate ale golurilor în care betonul s-a zdrobit. O dată cu creșterea forței orizontale, se continuă strivirea betonului și apariția fisurilor înclinate în toate legăturile. La valori mai mari ale forței seismice se înregistrează primele fisuri verticale în legături. În acest stadiu, datorită forțelor verticale de forfecare mari, armăturile orizontale din legături încep să se încovoie. Mărind forța orizontală, rezultă cedări în toate legăturile. Colapsul local este imediat și este urmat de cedarea întregului perete, care se zdrobește la colțurile puternic comprimate. În stadiul ultim de solicitare, armăturile orizontale din legăturile pereților sunt încovoiate puternic datorită forfecării.

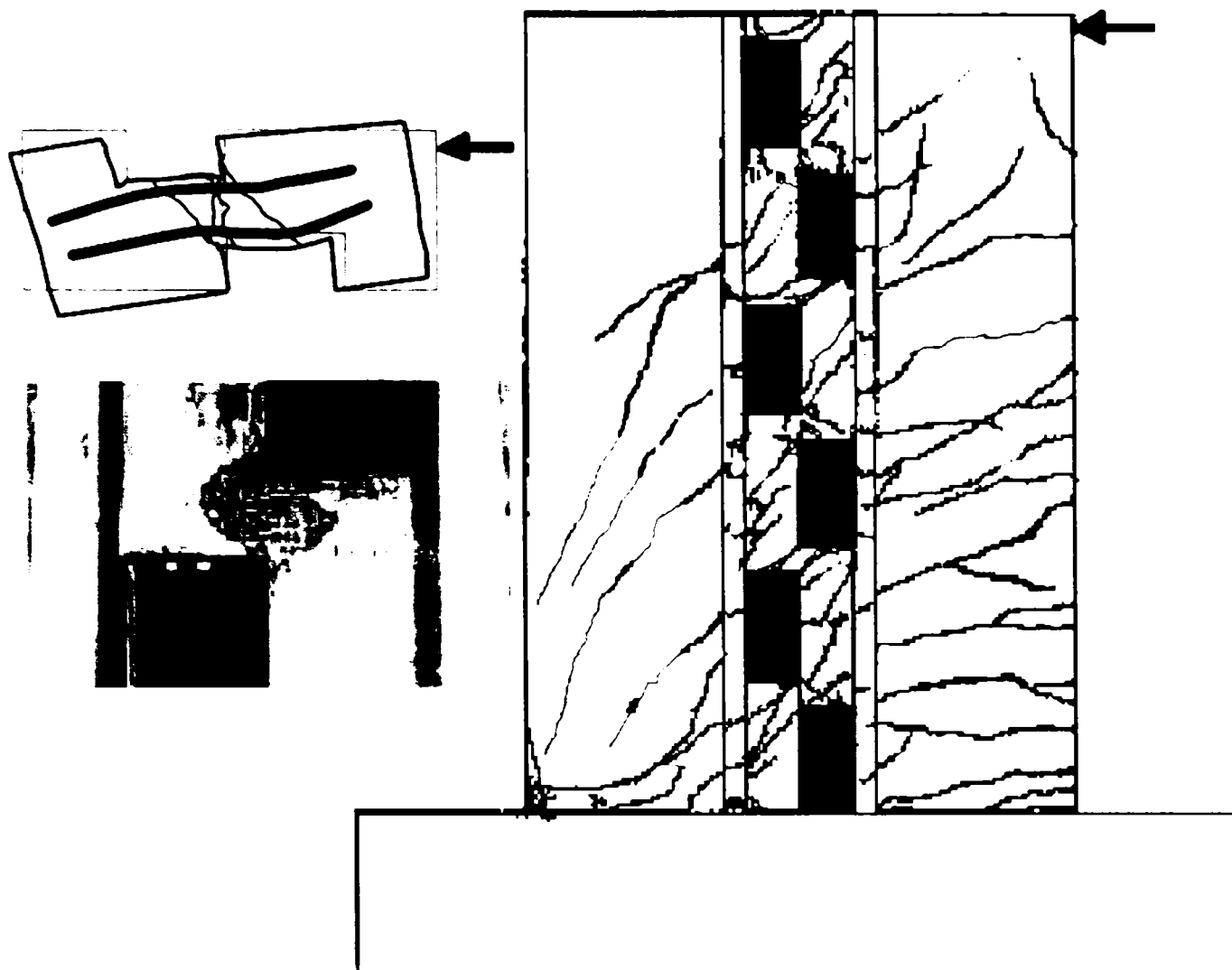


Figura 3. 18 Modul 2 de cedare

*Modul de cedare 3: cedarea prin compresiune* (figura 3.19). În situația în care eforturile de compresiune din perete sunt maxime, cedarea peretelui se va produce în legăturile de la nivele alternante. Sub acțiunea forțelor orizontale, în prima fază se formează în pereți fisuri din încovoiere, apoi când forța crește, în colțul golului cel mai comprimat betonul se zdrobește local, iar legăturile se deformează și apar fisuri înclinate din compresiune. Pe măsură ce încărcarea crește, fisura înclinată se dezvoltă până va uni colțurile a două goluri succesive. Legăturile vor ceda simultan cu întregul perete, care se va zdrobi la nivelul încastrării în zona comprimată. În figura 3.18 sunt prezentate modul de fisurare la cedarea din compresiune a peretelui și modul de cedare a legăturilor.

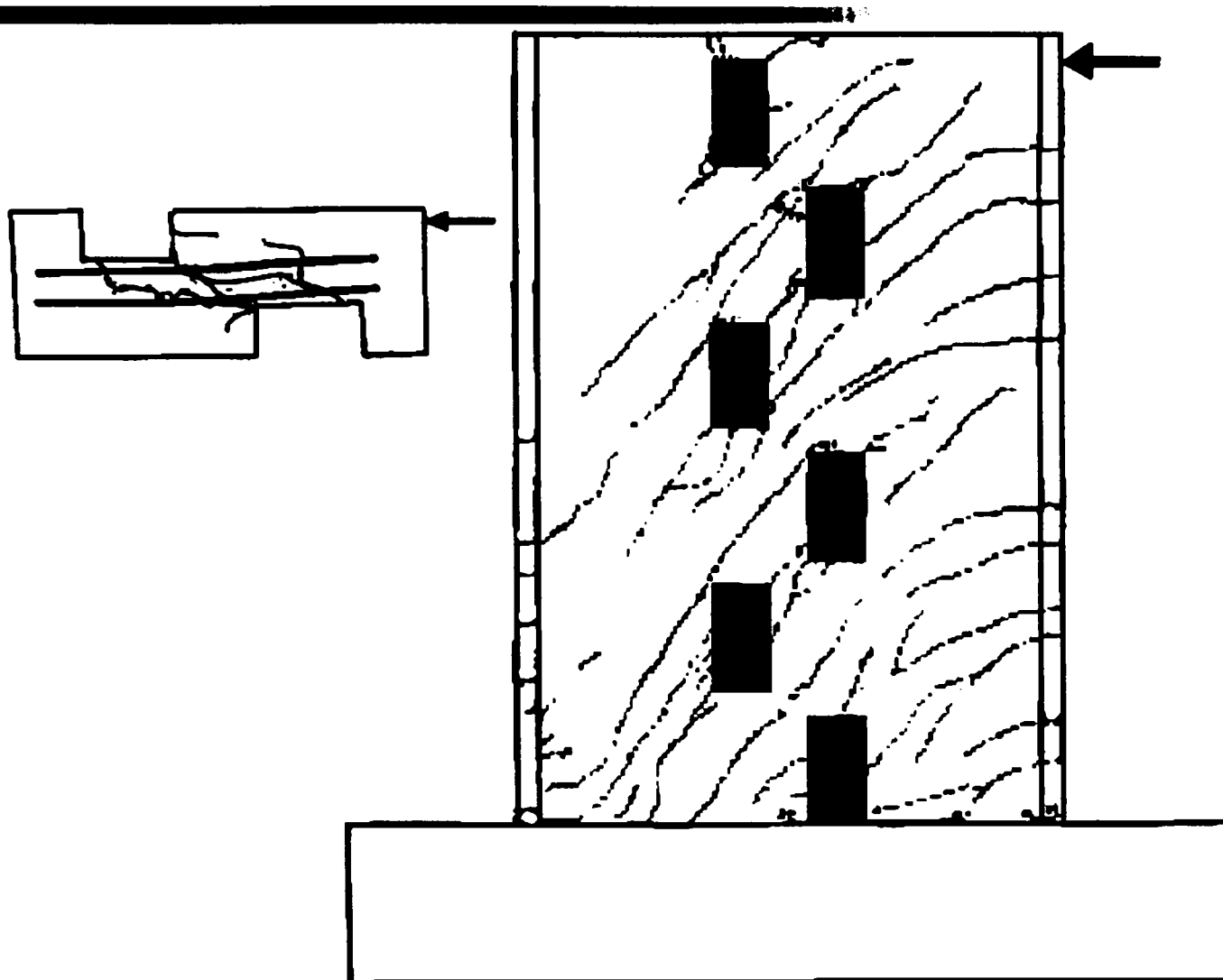


Figura 3. 19 Modul 3 de cedare

*Modul de cedare 4: modul de cedare rigid.* Când legăturile sunt foarte rigide, pereții structurali cu goluri decalate vor ceda prin zdrobirea betonului la colțurile comprimate de la nivelul încastrării. În legături se vor înregistra fisuri minore sau nu va apărea nici o fisură. Această cedare se datorează faptului că montanții lucrează împreună. În acest mod de cedare, peretele întins va dezvolta fisuri din încovoiere, care se pot înregistra doar până în stadiul de cedare. Cedarea peretelui este similară cu cedarea unei console verticale solicitată de o forță orizontală.

### 3.4.3 Metoda momentului total

Metoda de calcul constă în determinarea modurilor de cedare al pereților structurali, prin compararea momentului capabil, de la baza întregului perete, cu momentul capabil al tuturor legăturilor, în stadiul limită ultim. Metoda se bazează pe următoarele ipoteze:

- a) se consideră că pereții cedează atunci când se produce zdrobirea betonului în zonele critice;
- b) în stadiul limită ultim, toate legăturile de la nivelele alternante participă în mod egal la preluarea forțelor din perete.

Când legătura atinge capacitatea portantă, aceasta transmite în pereții conectați o forță axială de întindere sau compresiune și un moment. Forța axială este dată de suma reacțiunilor verticale de la capetele legăturilor ( $\sum T = N$ ), iar momentul total este dat de suma momentelor de la capetele legăturilor și a momentelor rezultate din forțe tăietoare. În figura 3.20 se prezintă sistemele de forțe ce acționează asupra modelelor experimentale din beton armat cu goluri decalate, solificate la partea superioară de o forță concentrată.

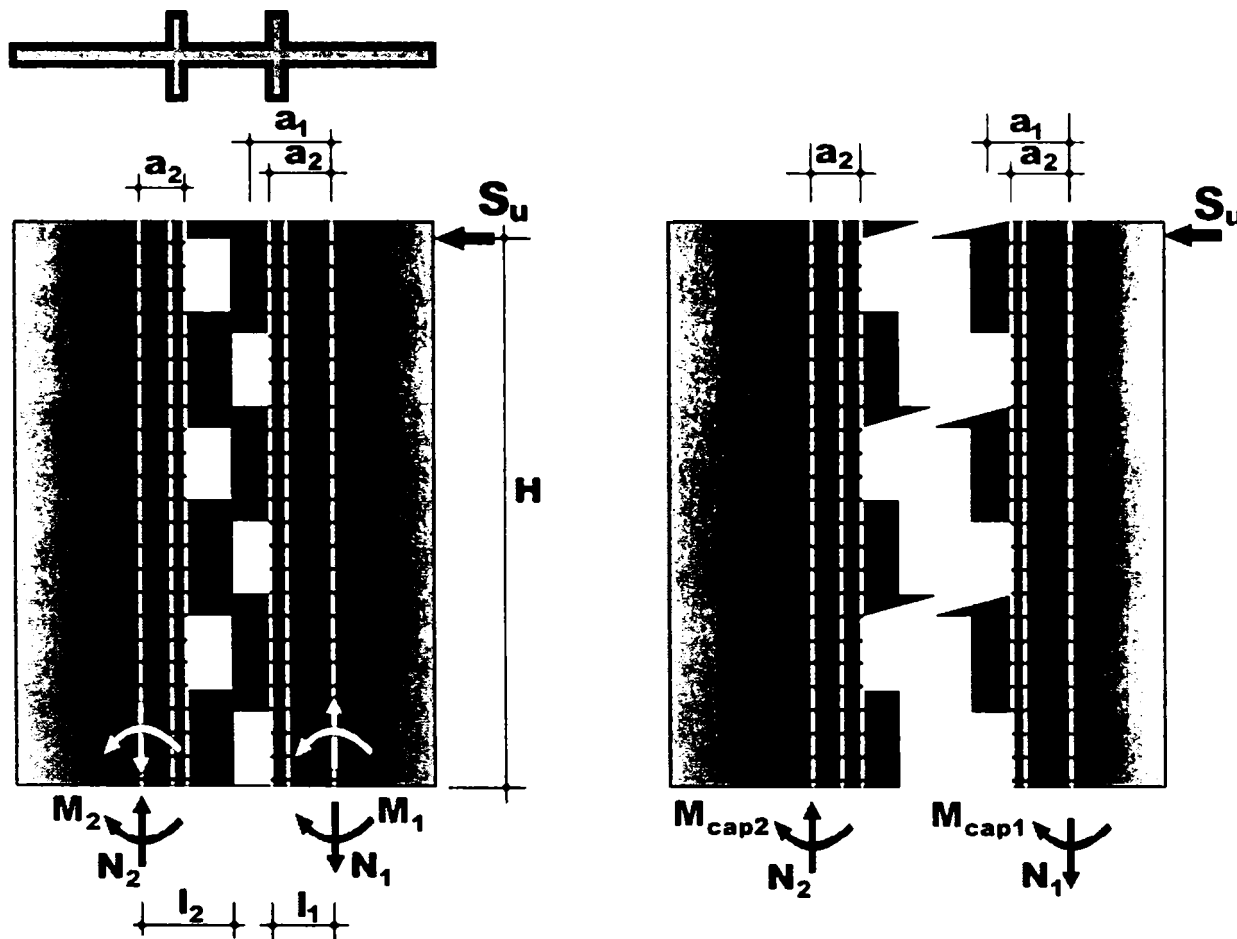


Figura 3. 20 Sistemele de forțe ale modelului 2

În funcție de valorile capacităților portante, modelele experimentale pot ceda în două moduri:

(i) Dacă momentul capabil al legăturilor este mai mic decât momentul capabil al montanților la bază, atunci toate legăturile vor ceda la întindere, forfecare verticală, sau compresiune. Peretele este rezistent și este capabil să preia încărcări orizontale și după cedarea legăturilor, până când se va zdrobi zona critică comprimată. Peretele se va transforma în mecanism și nu va mai fi capabil să mai suporte creșteri ale încărcărilor.

(ii) Dacă momentul capabil al legăturilor este mai mare decât momentul capabil al montanților la nivelul încastrării, atunci zdrobirea betonului se va produce la baza montanților. Betonul din legături se va zdrobi ulterior, datorită interacțiunii puternice dintre montanți, ca

urmare a rigidității mari a legăturilor. Peretele structural se va comporta ca și o consolă încastrată la bază.

### 3.4.4 Încercări experimentale

Încercările experimentale au constat în încărcarea până la cedare, a trei tipuri de pereți structurali din beton armat cu goluri decalate, denumiți astfel:

Modelul 1: perete structural cu goluri decalate suprapuse;

Modelul 2: perete structural cu tălpi lângă golurile decalate nesuprapuse;

Modelul 3: perete structural cu goluri decalate cu tălpi la extremități.

Dimensiunile modelelor au fost alese, astfel încât cercetările experimentale să poată prezice modurile de cedare ale legăturilor stabilite teoretic. Toate modelele experimentale au avut 6 nivele. Betonul folosit în toate modelele a fost realizat cu ciment Portland obișnuit, nisip și agregate cu diametrul maxim 5 mm. Armăturile orizontale și verticale utilizate au avut diametrul 6 mm. Pereții au fost turnați și compactați în poziție orizontală. Proprietățile fizico-mecanice ale modelelor experimentale încercate sunt prezentate în tabelul 3.3.

Tabelul 3. 3 Proprietățile fizico-mecanice ale materialelor

Modelul	Beton		Armătura				
	Raport apă/ciment	Rezistența caracteristică ziua testării N/mm <sup>2</sup>	Legături		Armare pereți		
			Bare orizontale		Bare verticale		
			φ(mm)	f <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	φ(mm)	f <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	E <sub>s</sub> (KN/mm <sup>2</sup> )
Model 1	0.5	58.75	8	436.81	5.95	368.05	200.05
Model 2	0.5	59.33	5.87	354.28	5.87	354.28	198.2
Model 3	0.5	52.25	5.91	371.4	5.91	371.4	234.89

Toate modelele au fost solicitate prin aplicarea în trei cicluri a unei forțe orizontale, concentrată la partea superioară a modelelor. În primele două cicluri, modelele au fost solicitate de forțe reduse crescătoare, iar în ciclul al treilea încărcarea a crescut în pași mici până la cedarea totală a modelelor. Tipurile de cedări sunt prezentate în figurile 3.21, 3.22 și 3.23.

#### *Cedarea modelului experimental 1*

Montanții modelului sunt conectați prin intermediul legăturilor, care sunt întinse sau comprimate la etaje alternante. În timpul încercării experimentale, s-a observat că la aproximativ 30% din forța de cedare, au apărut fisuri înclinate care uneau colțurile deschiderilor, în timp ce fisurile din încovoire s-au înregistrat pe aproape 90% din suprafața peretelui întins. Modul de fisurare și cedarea peretelui sunt prezentate în figurile 3.21(a), (b), (c).

Cedarea legăturilor comprimate de la nivelele 2 și 4 a început prin apariția fisurilor înclinate, care au pornit din colțurile întinse ale golurilor. Modelul a cedat când au apărut fisuri

în diagonală, care uneau colțurile comprimate ale golurilor. Legăturile au cedat la o forță apropiată de cea de cedare a peretelui întreg. Armăturile orizontale din legături au fost solicitate la întindere pe toată durata încercării, fără a atinge sau depăși limita de curgere.

Legăturile întinse de la nivelele 1, 3, și 5, au început să cedeze, după formarea de fisuri în diagonală, care au unit colțurile comprimate ale golurilor. Fisurile din întindere sau încovoiere s-au format doar parțial datorită armăturilor orizontale care au străbătut fisurile. Barele orizontale nu au atins limita de curgere. S-a constatat că, la baza peretelui, *fisurile din întindere au continuat într-o mare măsură și în montantul comprimat*. Colapsul structurii a survenit când colțul comprimat al peretelui s-a zdojit. În fig 3.21 sunt prezentate fotografiile cu modul de cedare al modelului 1 precum și modurile de cedare a legăturilor de la nivelul 5 și 4.

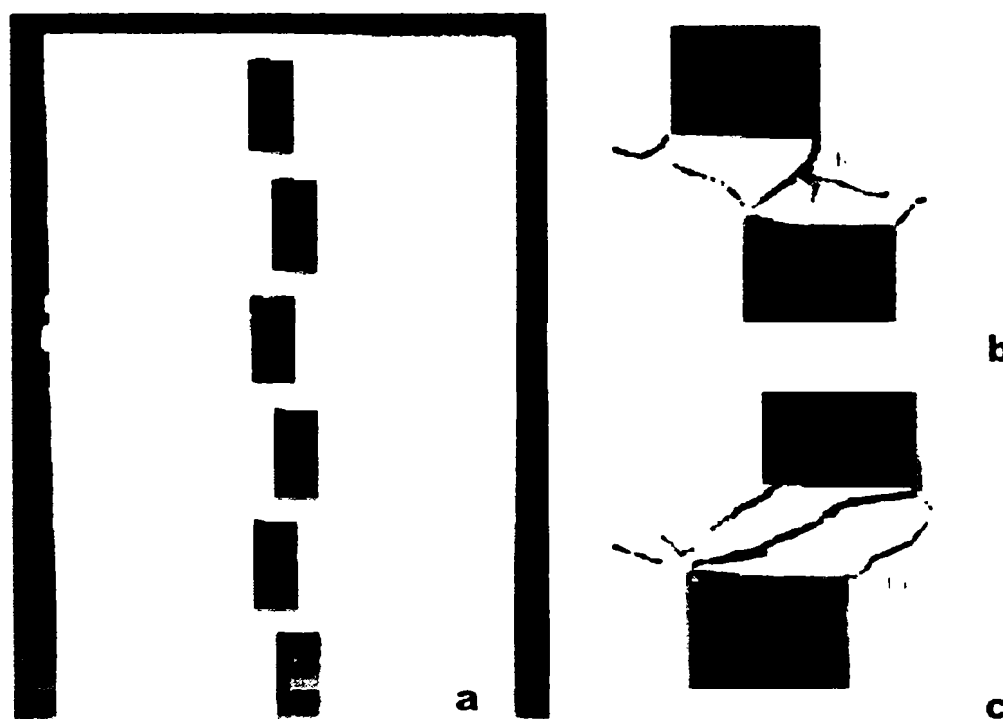


Figura 3. 21 Modul de cedare al modelului experimental 1

#### *Cedarea modelului experimental 2.*

După efectuarea încercărilor experimentale au rezultat următoarele observații :

- montantul întins a înregistrat fisuri pe întreaga înălțime. Tălpile au fost solicitate permanent la întindere;
- montantul comprimat a dezvoltat fisuri înclinate la aproximativ  $60^\circ$ , pe aproximativ  $3/4$  din înălțimea peretelui. Peretele a cedat prin zdrobirea betonului, la colțul cel mai comprimat al golului de ușă. Deformațiile înregistrate au indicat faptul că armăturile orizontale din legături au intrat în curgere;
- legăturile întinse, de la nivelele 2 și 4, au înregistrat deschideri mari ale fisurilor, în timp ce armăturile orizontale nu au atins limita de curgere;

➤ în legăturile verticale de la nivelele 1, 3 și 5 s-au observat fisuri verticale. Barele horizontale au fost solicitate la întindere și au atins limita de curgere în apropierea fisurilor.

În figura 3.22 sunt prezentate fotografiile cu modul de cedare al modelului 2, precum și modurile de cedare ale legăturilor de la nivelul 4 și 5.



Figura 3. 22 Modul de cedare al modelului experimental 2

#### *Cedarea modelului experimental 3.*

După analizarea rezultatelor oferite de încercările experimentale s-au tras următoarele concluzii :

➤ atât montantul întins, cât și talpa montantului, au fost solicitate la eforturi de întindere, cu fisuri dezvoltate pe întreaga înălțime a peretelui. O parte din armăturile verticale au cedat la întindere;

➤ peretele comprimat a dezvoltat fisuri înclinate la  $45^\circ$ , pe aproximativ  $3/4$  din înălțimea acestuia. Fisurile înclinate s-au intersectat cu fisurile orizontale din talpa peretelui. Peretele a intrat în colaps, prin zdrobirea betonului la colțul cel mai comprimat al golului;

➤ în legăturile întinse (nivelele 2 și 4) s-au dezvoltat fisuri înclinate, iar armăturile întinse nu au atins limita de curgere;



➤ legăturile comprimate (nivelele 1,3 și 5) au înregistrat fisuri înclinate din compresiune. Barele orizontale nu au atins limita de curgere.

În figura 3.23 sunt prezentate fotografiile cu modul de cedare al modelului 3, precum și modurile de cedare ale legăturilor de la nivelul 5 și 4.

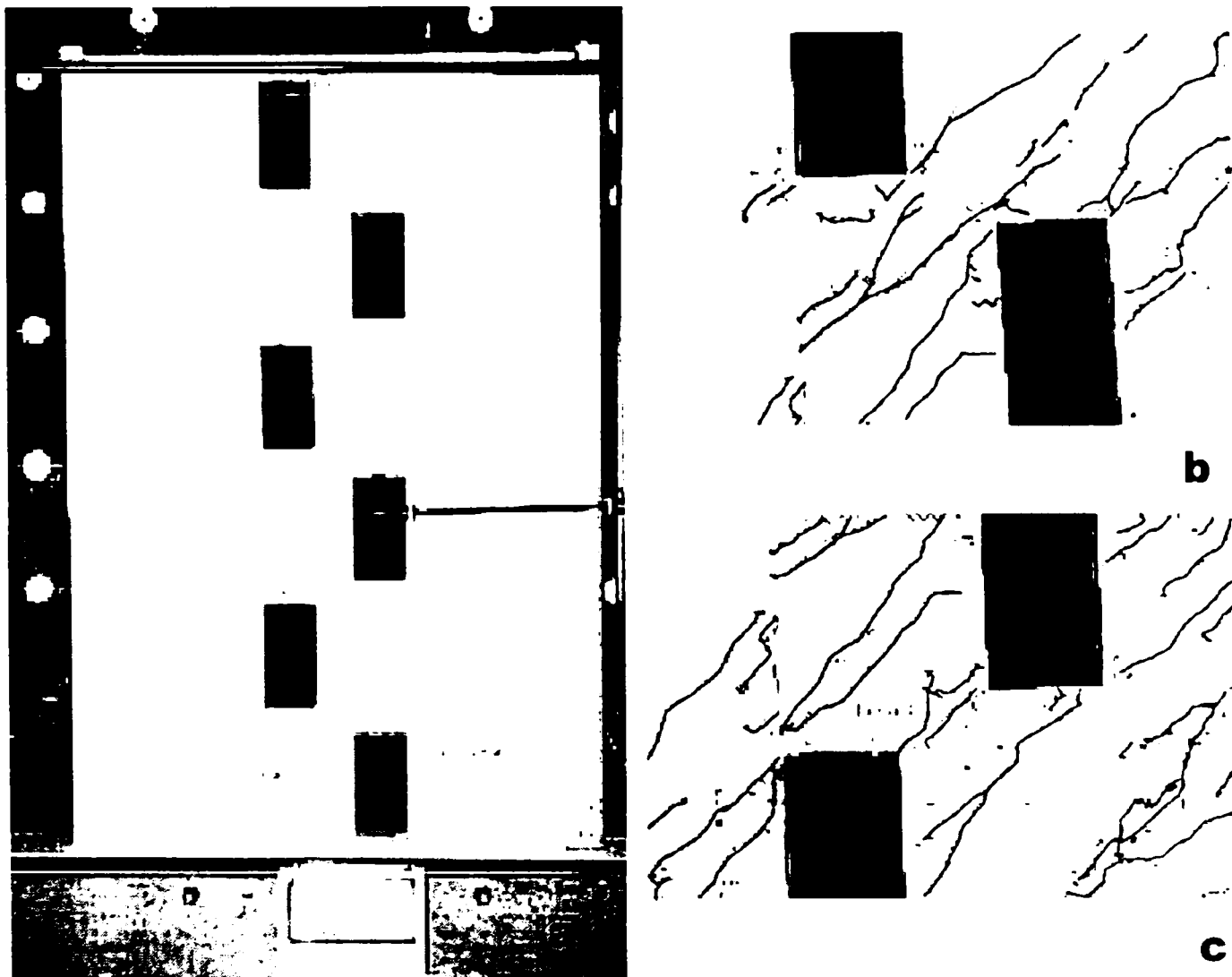


Figura 3. 23 Modul de cedare al modelului experimental 3

### 3.4.5 Analiza comportării neliniare cu ajutorul metodei elementului finit

Datorită numărului redus de cercetări în domeniul modelării pentru calcul a structurilor cu pereți structurali din beton armat, metodele de calcul frecvent utilizate au evoluat numai pe baza principiilor de comportare elastică. Metodele de calcul cele mai folosite sunt : a) metoda legăturilor continue; b) analogia cu structurile în cadre [Căpățînă, 1976] ; c) metoda elementului finit[Mârșu 1990, Marușciac 2000] . În toate aceste metode, comportarea materialului și răspunsul structurii la încărcări sunt presupuse a fi elastice. Cele mai multe coduri uzuale de proiectare: ACI318-89 (S.U.A.); Canadian CAN 3-A23.3-M84 (Canada); "CEB-FIP" 1993; Eurocod 2-1991 (Europa), admit pentru proiectare comportarea liniar elastică.

Dezavantajele acestor metode de calcul sunt:

- tratează betonul armat ca un material omogen, izotrop, cu o comportare elastică;
- neglijează comportamentul diferit al betonului la întindere și compresiune;
- metodele sunt incapabile să prevadă modul de cedare al structurii;
- nu pot determina încărcările la care va ceda structura;
- nu reduc rigiditatea secțiunii de beton simultan cu fisurarea acesteia, fapt care conduce la un răspuns neliniar al structurii, ignorat în calcule.

Din aceste observații, rezultă concluzia că metodele de analiză convenționale, bazate pe comportarea elastică a materialelor și răspunsurile liniare ale structurilor la încărcările aplicate sunt inadecvate pentru studierea comportării reale a peretilor structurali.

În vederea studierii mai corecte, au fost puse la dispoziția cercetătorilor diverse programe de calcul în care nu se neglijează neliniaritățile geometrice și de material ale betonului pentru analiza structurilor din beton armat (ABAQUS, COSMOS, DIANA, NASTRAN, EFICOS). Pentru verificarea rezultatelor obținute pe cale teoretică și experimentală, autorii au efectuat o analiză neliniară biografică cu ajutorul programului ABAQUS, discretizând pereții experimentali în elemente finite de suprafață și de tip bară.

În procesul de modelare au fost incluse neliniarități ale materialului, cum ar fi : curgerea, și zdrobirea betonului, dar au fost neglijate neliniaritățile datorate flambajului, curgerii armăturilor și a schimbării coordonatelor nodurilor. Forțele orizontale au fost aplicate la partea superioară a modelelor și au crescut progresiv. Structura a fost analizată pentru fiecare increment de forță. Modurile de discretizare a modelelor sunt prezentat în figura 3.24.

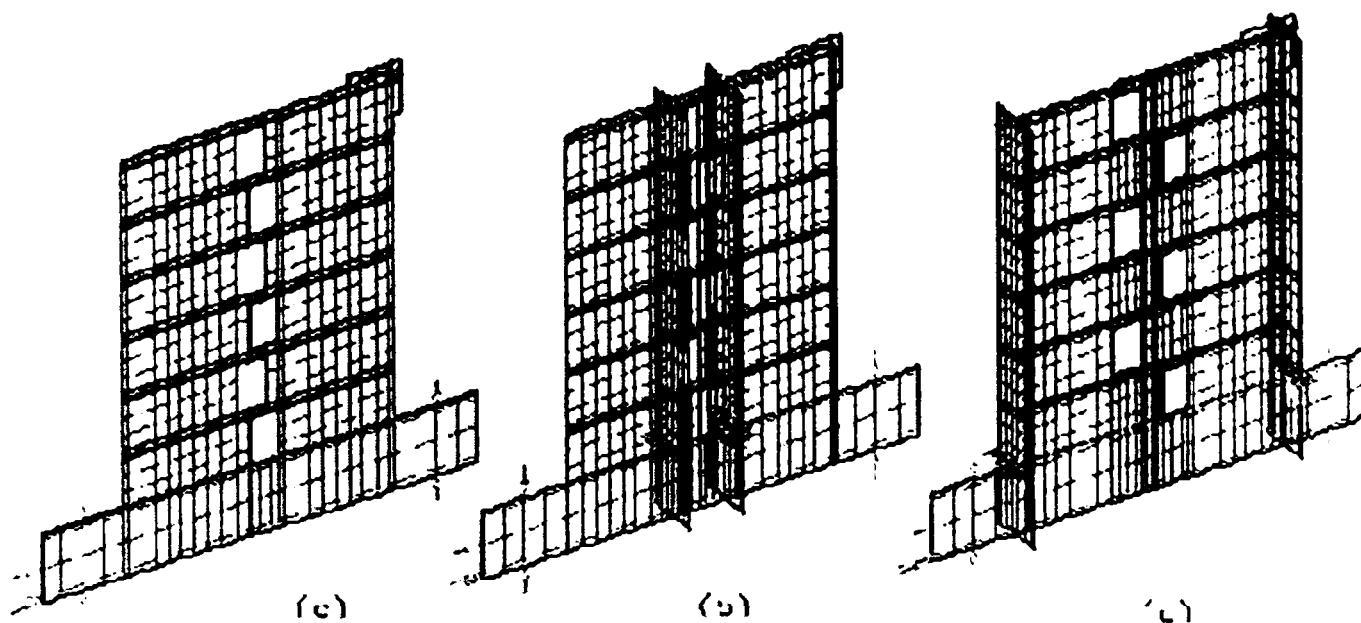


Figura 3. 24 Discretizarea modelelor experimentale

În urma analizei neliniare, programul de calcul a oferit curbele P- $\Delta$ , a indicat mecanismul de cedare a modelelor și forțele de cedare. O atenție deosebită a fost acordată studierii modurilor de cedare a extremităților legăturilor. Programul ABAQUS a identificat următoarele tipuri de cedare a legăturilor:

➤ a) *Cedări ale legăturilor determinate de eforturile de întindere.* În figura 3.25 sunt prezentate eforturile principale, maxime și minime, înregistrate în betonul din legăturile întinse ale modelului experimental 1, la nivelul 4. Deoarece legăturile întinse au o lungime de suprapunere mică, ele formează o riglă de cuplare scurtă, între deschiderile de sus și jos ale golurilor. Legătura, a cedat datorită încovoierii și a forțelor de forfecare. Armătura verticală de la baza montanților a intrat în curgere, iar betonul comprimat de la extremitatea montantului s-a zdrobit.

➤ b) *Cedări ale legăturilor determinate de forțele de forfecare verticale.* Acest tip de solicitare a produs cedarea legăturilor modelului experimental 2. Conform previziunilor teoretice, aceste legături au cedat prin zdrobirea betonului și s-au înregistrat fisuri verticale, care au unit marginile deschiderilor. Rezultatele oferite de program au indicat faptul că legătura s-a zdrobit în întregime, iar barele orizontale din zona fisurată au depășit limita de curgere. Datorită forfecării barele orizontale s-au încovoiat puternic. În fig. 3.26 sunt prezentate distribuțiile eforturilor unitare principale în legături, oferite de programul ABAQUS.

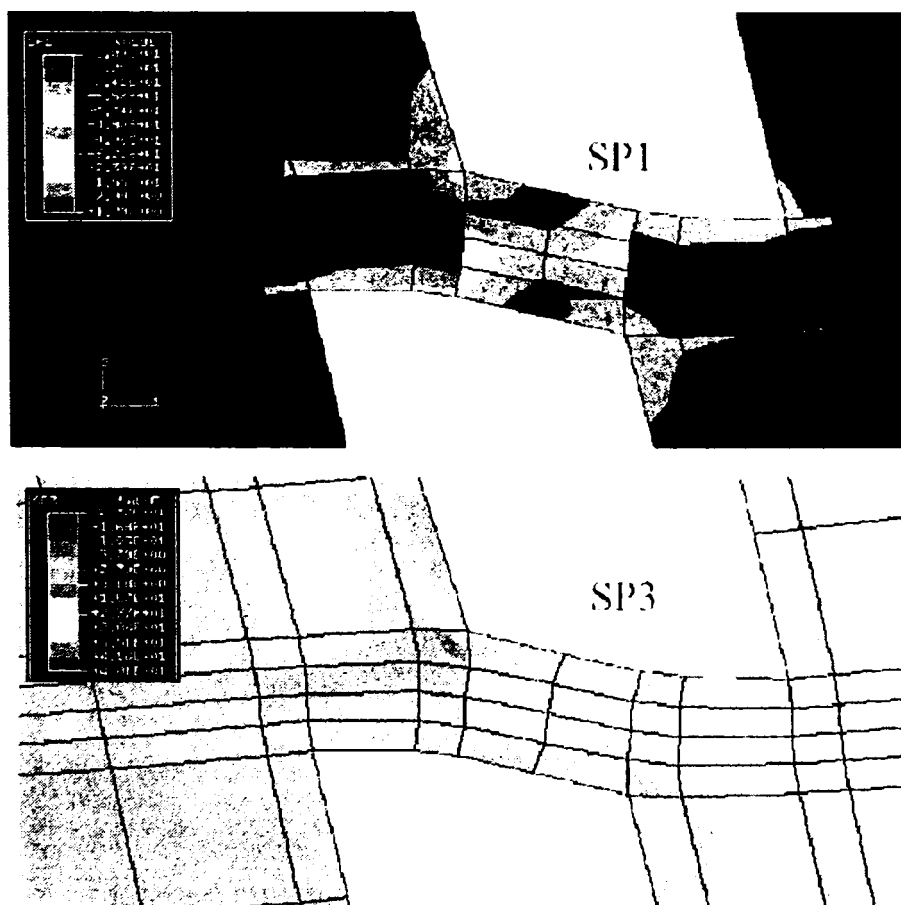


Figura 3. 25 Eforturi unitare principale maxime în legăturile întinse ale modelului 1

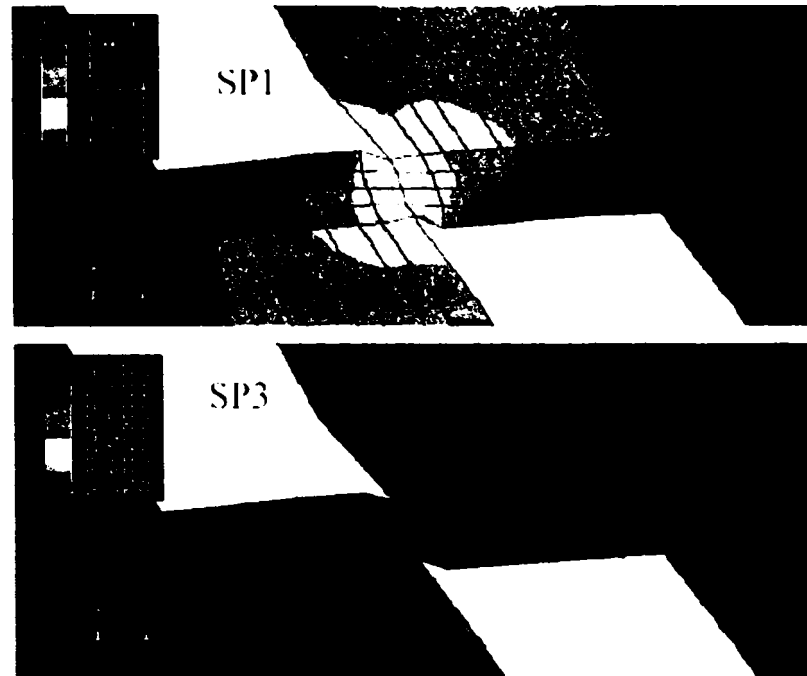


Figura 3. 26 Eforturi unitare principale maxime în legăturile supuse la forfecare ale modelului 2

c) *Cedări ale legăturile determinate de forțele de compresiune.* Analiza neliniară efectuată asupra modelului experimental 3 a confirmat previziunile teoretice și experimentale, deoarece legăturile au cedat diagonal, datorită eforturilor de compresiune mari, fără a se înregistra curgerea armăturilor orizontale. Cedarea legăturilor a fost precedată de zdrobirea ușoară a betonului de la colțurile deschiderilor. Distribuția eforturilor principale în modelul 3 este prezentată în figura 3.27 unde se prezintă starea de compresiune în secțiunea de beton, din legăturile supuse la compresiune.

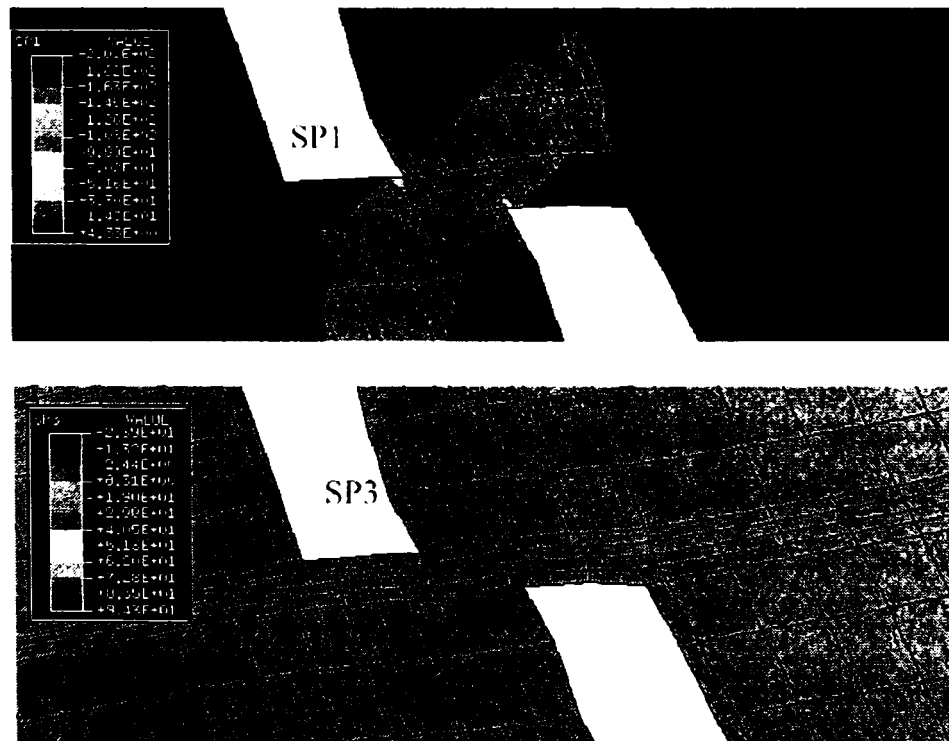


Figura 3. 27 Eforturi unitare principale în legăturile supuse la compresiune ale modelului 3

### 3.5 CONCLUZII

Cercetărilor teoretice și experimentale prezentate anterior aduc informații importante într-un domeniu mai puțin studiat, al pereților structurali din beton armat, încercând astfel să explice comportarea seismică a pereților cu goluri decalate. În prezent, în lipsa unor metodologii de proiectare în zone seismice a unor astfel de pereți, ei sunt utilizați la clădiri de înălțime medie sau joase.

Rezultatele testelor efectuate pe modele experimentale și teoretice indică faptul că, dimensiunile și poziția golurilor decalate afectează în mod semnificativ comportarea pereților sub încărcări orizontale ciclic-alternante.

În general, toate modelele experimentale au fost armate cu procente reduse sau medii de armare și au prezentat o comportare ductilă la încovoiere de până la o deplasare relativă maximă, ce variază între 1,5% și 2%, în funcție de forma secțiunii transversale și a numărului de niveluri.

Evaluarea răspunsului seismic al pereților cu goluri decalate s-a realizat prin studierea mecanismelor de cedare, a capacității acestora de a disipa energie și a degradării de rigiditate, ca urmare a solicitărilor alternante.

*Din punct de vedere al modurilor de cedare*, în funcție de rigiditatea legăturilor, pereții structurali cu goluri decalate pot ceda în patru moduri:

1. cedarea alternantă a legăturilor ca urmare a eforturilor mari de întindere care se înregistrează între colțurile golurilor de ușă suprapuse;
2. prin forfecarea legăturilor ca urmare a forțelor tăietoare mari care se înregistrează la colțurile golurilor de ușă nesuprapuse, în situația în care există amplasate tălpi imediat lângă goluri;
3. cedarea legăturilor ca urmare a eforturilor mari de compresiune care se înregistrează între colțurile golurilor de ușă decalate, în cazul în care la extremitățile peretelui există bulbi sau tălpi;
4. cedări la bază ale montanților mici, ca urmare a rigidității foarte ridicate a legăturilor. Cedările sunt ductile, ele producându-se prin curgerea armăturilor longitudinale de la baza montanților și zdrobirea ulterioară a betonului comprimat de la baza montantului mic.

În toate încercările experimentale nu s-au înregistrat cedări la bază ale extremităților montantului mare. De asemenea, nu s-au înregistrat cedări din forțe tăietoare la baza montantului mic. Cea mai mică valoare a deplasării orizontale la care s-a produs cedarea montantului mic, s-a înregistrat pentru cea mai redusă valoare a unghiului  $\alpha$ , deci când golul de ușă a fost situat cel mai aproape de extremitatea peretelui.

O concluzie importantă rezultată în urma încercărilor experimentale este aceea că deși zona dintre goluri nu s-a armat puternic ca urmare a eforturilor de forfecare medii, nu s-au înregistrat zdrobiri ale betonului, deci aria necesară de armare a acestor pereți este mai redusă decât cea necesară armării pereților structurali cuplați, solicitați de aceleași forțe.

*Din punct de vedere al rigidității*, toate studiile subliniază sporul de rigiditate înregistrat de pereții de beton, ca rezultat al decalării pe verticală a golurilor de ușă. Rigiditatea pereților este însă puternic influențată de mărimea golurilor, autorii sugerând faptul că rigiditatea pereților plini este egală cu rigiditatea pereților cu goluri, a căror arie nu depășește 10% din aria peretelui. Rigiditatea la încovoiere variază și în funcție de poziția golurilor: înregistrează o valoare maximă pentru  $\alpha = 62^\circ$  și o valoare minimă pentru  $\alpha = 32^\circ$ , deci scade simultan cu valoarea unghiului  $\alpha$ .

*Cantitatea de energie disipată*, în pereții structurali cu goluri decalate este influențată de poziția și dimensiunile golurilor de ușă. Din cercetările experimentale a rezultat că pereții structurali cu goluri mici pot disipa o cantitate de energie mai mare decât cei cu goluri mari, mai redusă decât a pereților plini și aproape egală cu cea a pereților cuplați. Din punct de vedere al influenței poziției golurilor, cea mai mare cantitate de energie disipată se înregistrează pentru o valori ale unghiului  $\alpha$  cuprinse în intervalul de  $32-45^\circ$  și scade progresiv cu reducerea distanței dintre goluri (creșterea unghiului  $\alpha = 62^\circ$ ). Disiparea de energie în toate modelele experimentale s-a produs ca urmare a curgerii armaturilor verticale de la extremitățile montanților și a fisurării betonului din pereți.

În funcție de poziția și dimensiunile golurilor, pereții înregistrează valori reduse ale ductilității de deplasare, cuprinse între 2 și 3 pentru o deplasare relativă de 1% și cuprinse între 5 și 6 pentru o deplasare relativă de 2%. Ductilitatea de deplasare este influențată și de direcția de acțiune seismică, ea înregistrând cele mai mici valori când montantul mic este comprimat.

Încercările experimentale au confirmat și o bună comportare seismică a pereților structurali cu goluri decalate, dimensionați pe baza procedurii modelelor de bare.

Modelele de bare au previzionat capacitatea portantă ultimă, a pereților cu goluri dispuse decalat în mod conservativ, cu o acuratețe egală și chiar mai bună decât cea a analizei făcută pe un cadru în domeniu elastic. În figura 3.28 este prezentat un model de bare propus pentru calculul seismic al pereților structurali cu goluri decalate, cu barele dispuse după direcțiile forțelor de compresiune și întindere din seism. Deși mai recent s-au propus modele de bare pentru modele solicitate ciclic alternant [To, 2000], totuși este evident faptul că, datorită lipsei

de simetrie, modelul de bare este recomandat să difere pentru fiecare sens de acțiune al forțelor orizontale.

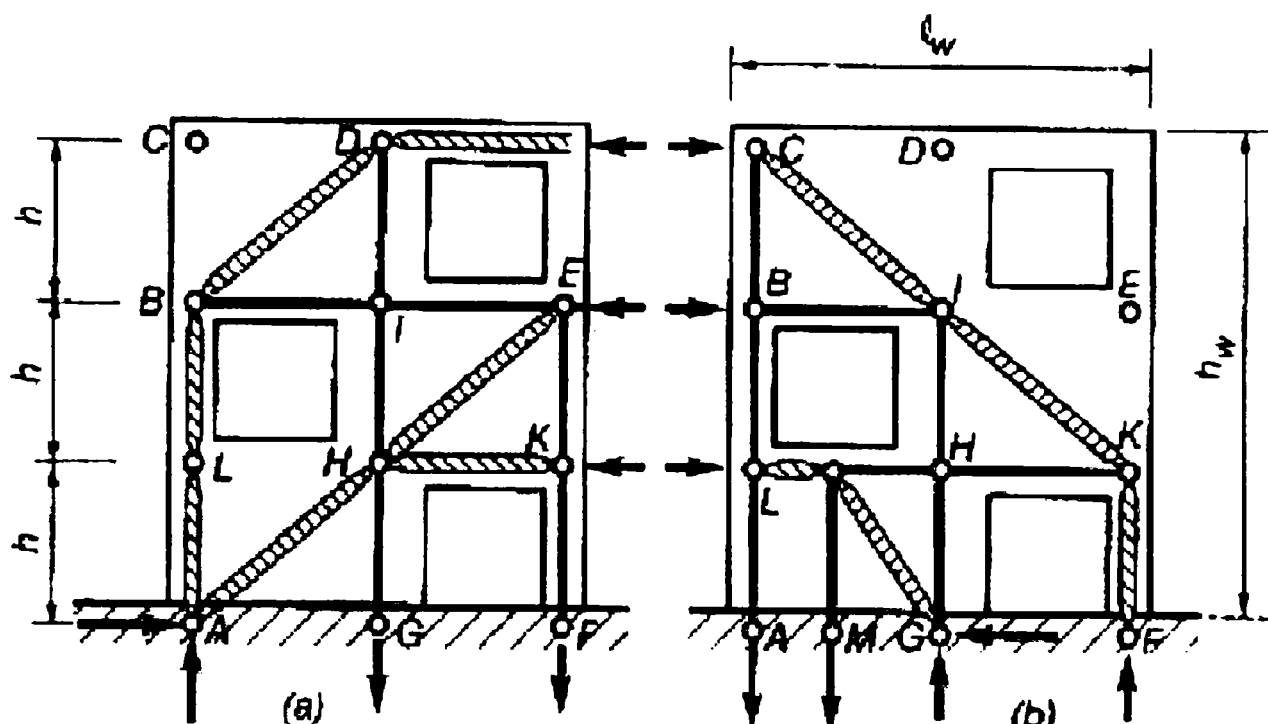


Figura 3. 28 Modele de bare în funcție de direcția de acțiune seismică

Rolul barelor orizontale (fig.3.28) este similar cu al etrierilor în grinzi: ele transferă, când este necesar, forța tăietoare dintr-un montant în altul, de la un element vertical în celălalt. Din această cauză *ele nu vor fi utilizate ca disipatori de energie*, deoarece înregistrarea unor deformații inelastice în asemenea bare, produc distorsiuni și deplasări orizontale excesive în peretele structural. Filozofia de proiectare la capacitate, recomandă ca deformațiile plastice să se producă în barele verticale, deoarece ele furnizează ductilitatea cerută a sistemului.

# 4

## STUDII TEORETICE ASUPRA COMPORTĂRII SEISMICE A PEREȚILOR STRUCTURALI CU GOLURI DECALATE

---

### 4.1 INTRODUCERE

Filozofia de proiectare seismică modernă a structurilor urmărește determinarea prin calcul static sau dinamic a solicitărilor maxime la care se atinge capacitatea portantă a clădirilor și a modurilor de cedare. În literatura de specialitate sunt definite două criterii de cedare:

➤ *criteriul cedării elastice*, care consideră că o structură static nedeterminată își epuizează capacitatea portantă atunci când în secțiunea cea mai solicitată se atinge momentul plastic, iar toate celelalte secțiuni sunt sollicitate la momente încovoietoare inferioare celui plastic. Pe acest criteriu de cedare se bazează calculul elastic al structurilor;

➤ *criteriul cedării plastice*, se bazează pe comportarea elasto-plastică a structurii, considerând că o structură static nedeterminată își epuizează capacitatea portantă, numai după ce se transformă în totalitate sau parțial într-un sistem cu un grad de libertate, ca urmare a plasticizărilor successive a secțiunilor în care se înregistrează eforturi maxime.

În capitolele anterioare au fost prezentate informații despre posibilitățile de utilizare a pereților structurali din beton armat cu goluri decalate în cadrul clădirilor, precum și cele mai noi cunoștințe despre comportarea seismică a acestora, obținute pe baza studiilor teoretice și



experimentale. Cu toate acestea, datorită existenței multitudinii de parametrii care îi definesc, ei nu sunt cunoscuți în totalitate, iar normativele nu conțin reguli clare de proiectare a acestor tipuri de pereți structurali.

Prezenta teză de doctorat studiază influența pe care o exercită poziția golurilor de ușă asupra răspunsului seismic a unui tip de perete structural cu goluri decalate care a fost puțin studiat și anume cel lamelar. Studiile efectuate de autor vin în completarea cercetărilor efectuate deja de profesorul Wight. În prezentul capitol s-a studiat teoretic, în domeniul elastic și postelastice, comportarea seismică a acestui tip de perete cu ajutorul programelor de calcul bazate pe metoda elementului finit.

Distribuția eforturilor unitare și a deplasărilor orizontale s-a studiat în domeniul liniar elastic cu ajutorul programului de calcul AXIS 5.0 VM, iar modurile de cedare, eforturile unitare în beton și armătură la fiecare pas de încărcare și deplasările maxime au rezultat în urma analizei static neliniare de tip biografic realizată cu ajutorul programului BIOGRAF.

## **4.2 DESCRIEREA MODELELOR STUDIAȚE**

Pentru a stabili corect încărcările care acționează asupra modelelor studiate, s-a considerat peretele cu goluri decalate ce face parte dintr-o clădire de birouri, cu regimul de înălțime P+3 etaje (fig. 4.1). În figura A.1. este prezentată o secțiune orizontală prin clădire, iar în figura 4.2 o secțiune prin casa scării, în zona în care sunt amplasați pereții structurali cu goluri decalate.

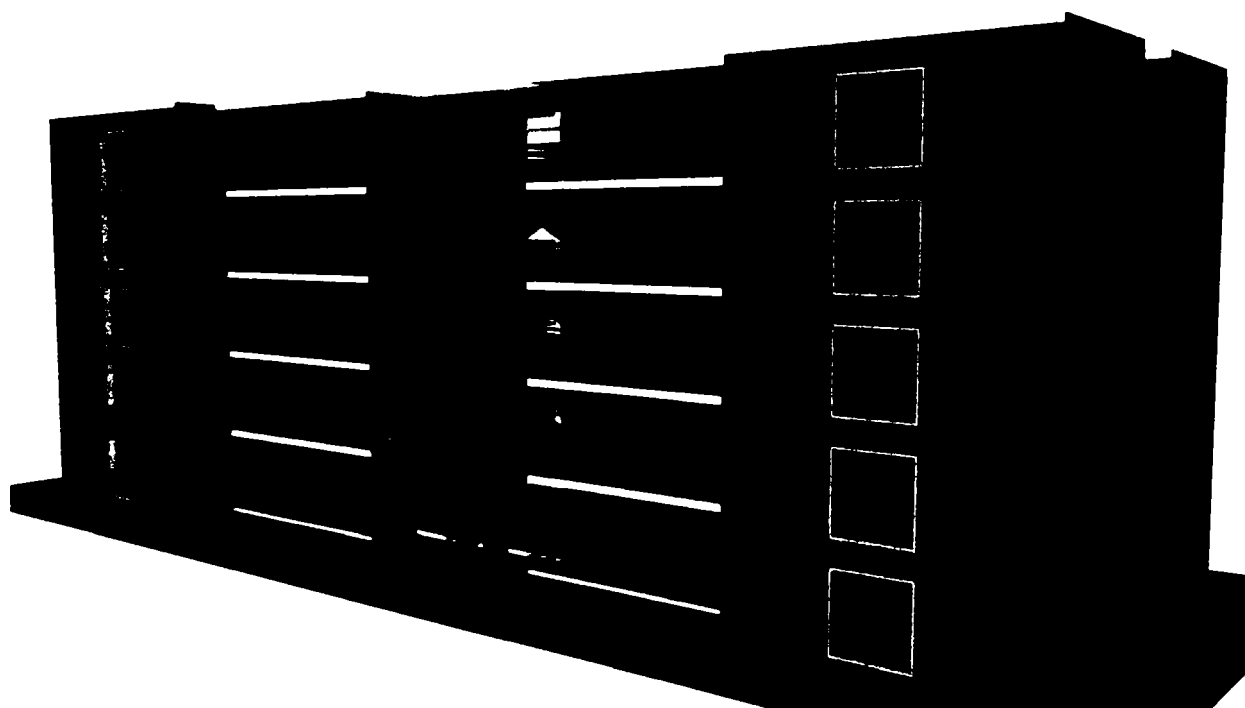


Figura 4. 1 Vedere a clădirii considerate

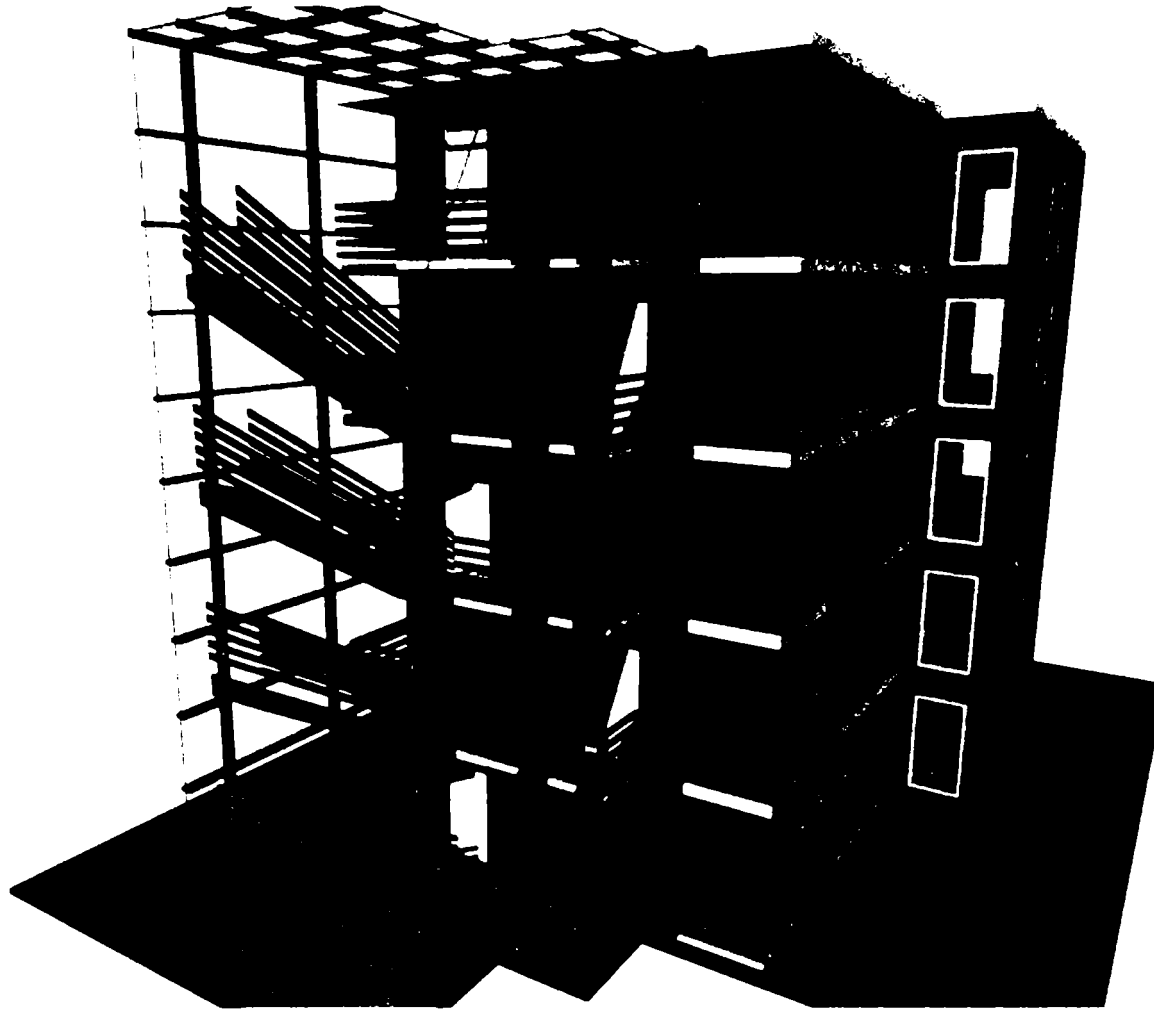


Figura 4. 2 Secțiune transversală prin casa scării

Dimensiunile și forțele ce acționează asupra pereților structurali au fost alese astfel încât:

- să studieze influența golurilor asupra pereților structurali cu înălțime medie, la care raportul laturilor  $h_w/l_w > 2$ ;
- să permită realizarea și manipularea modelelor experimentale. Dimensiunile modelelor reprezintă  $1/4$  din dimensiunile peretelui real;
- să se încadreze în limitările impuse de standul experimental din laboratorul CCIA.

În tabelul 4.1 sunt prezentate dimensiunile pereților reali, a modelelor experimentale, iar în figura 4.3 este reprezentat modul de notare a dimensiunilor.

Tabelul 4. 1 Dimensiuni perete structural real și model experimental

Dimensiunea	Notare	Perete structural [ cm ]	Model experimental [cm]
Înălțime perete	$h_w$	1040	260
Lățime perete	$l_w$	500	125
Grosime perete	$b_w$	25	8
Înălțime etaj	$h_s$	260	65
Înălțime ușa	$h_d$	200	50
Lățime ușa	$l_d$	100	25

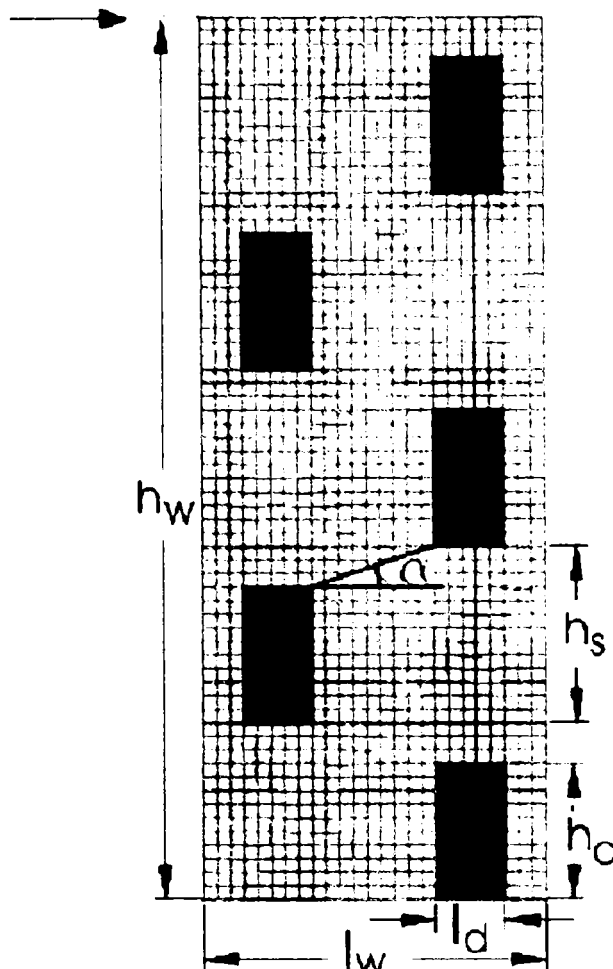


Figura 4. 3 Modul de cotare a dimensiunilor modelelor

S-au studiat cinci tipuri de pereți structurali: trei cu goluri decalate pe verticală, unul plin și unul cu goluri dispuse ordonat pe verticală. Pereții studiați au fost diferențiați prin valorile unghiului  $\alpha$ . Modul de notare a pereților, în funcție de poziția golurilor și direcția de acțiune seismică sunt prezentate în tabelul 4.2 și figura 4.4.

Tabelul 4. 2 Modul de notare a modelelor experimentale

Direcția de acțiune seismică	Pereți cu goluri				Perete plin
	$\alpha = 90^\circ$	$\alpha = 45^\circ$	$\alpha = 32^\circ$	$\alpha = 18^\circ$	
Seism stânga	SW 8	SW2	SW4	SW6	SW1
Seism dreapta	SW8	SW3	SW5	SW7	SW1

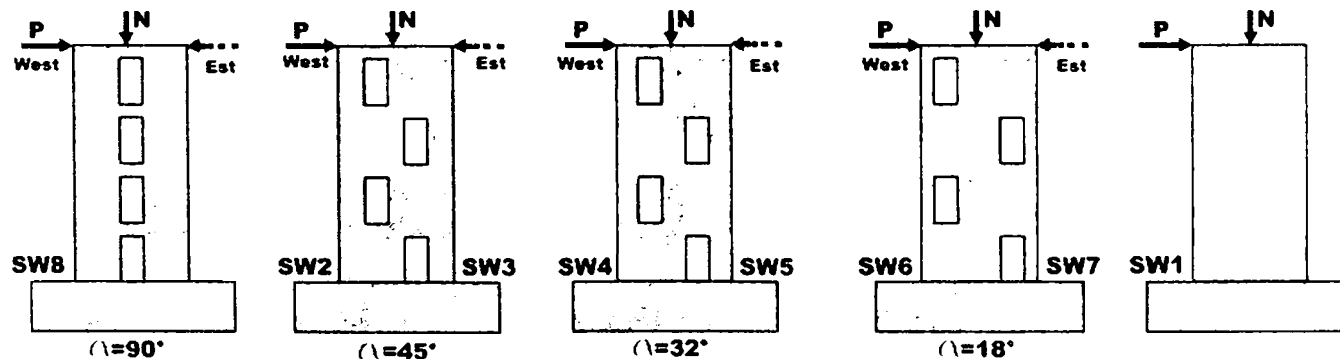


Figura 4. 4 Notarea modelelor experimentale în funcție de direcția de acțiune seismică

Toți pereții au fost solicitați de aceleași forțe orizontale și verticale. Încărcarea utilă normată care a acționat asupra planșeului a avut valoarea de  $200 \text{ daN/m}^2$ , iar greutatea proprie totală normată valoarea de  $500 \text{ daN/m}^2$  ( fig.4.5 ).

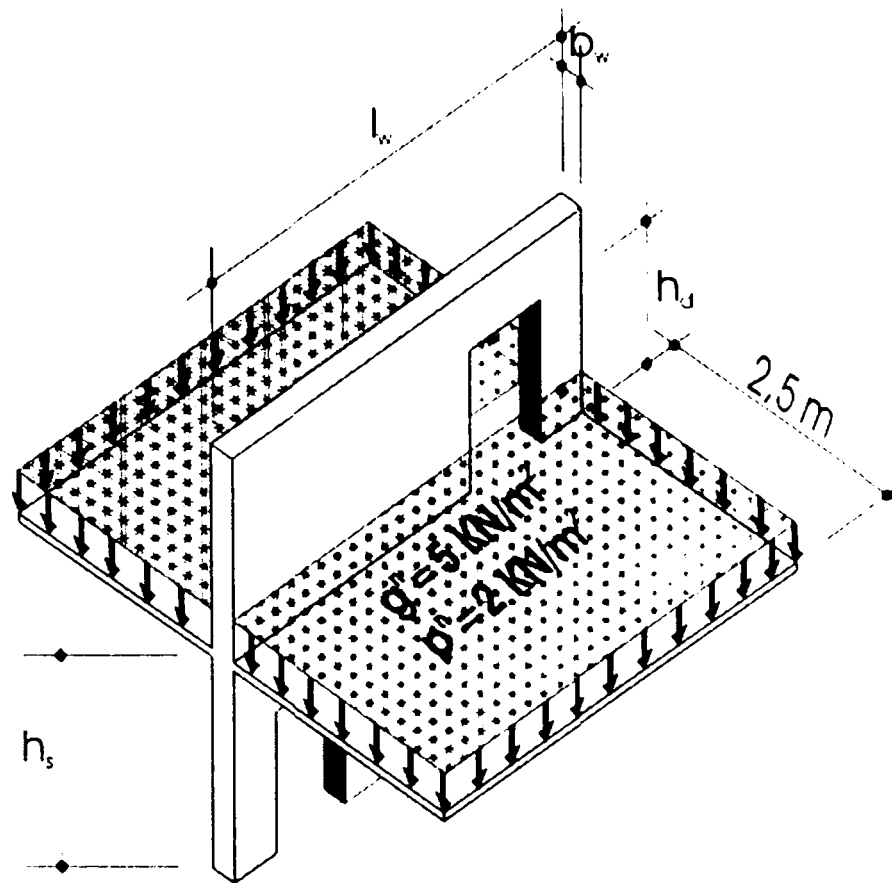


Figura 4. 5 Valorile încărcărilor ce acționează asupra peretelui structural

### **4.3 ANALIZA COMPORTĂRII ÎN DOMENIUL ELASTIC A PEREȚILOR STRUCTURALI DIN BETON ARMAT LA ACȚIUNI ORIZONTALE**

#### **4.3.1 Descrierea metodei de calcul și a modelelor de pereți structurali analizați**

Datorită facilităților oferite, analiza răspunsului seismic al pereților structurali s-a efectuat cu programul de calcul AXIS VM 5.0, bazat pe metoda de calcul cu element finit. Pereții au fost discretizați în elemente pătrate cu latura de 5 cm. S-au utilizat elemente de tip șaibă în stare plană de tensiune cu 8 noduri (fig. 4.6). În urma discretizării a rezultat un număr de 1230 noduri și 1100 elemente de suprafață în cazul pereților cu goluri, respectiv 1378 noduri și 1300 elemente de suprafață în cazul peretelui plin.

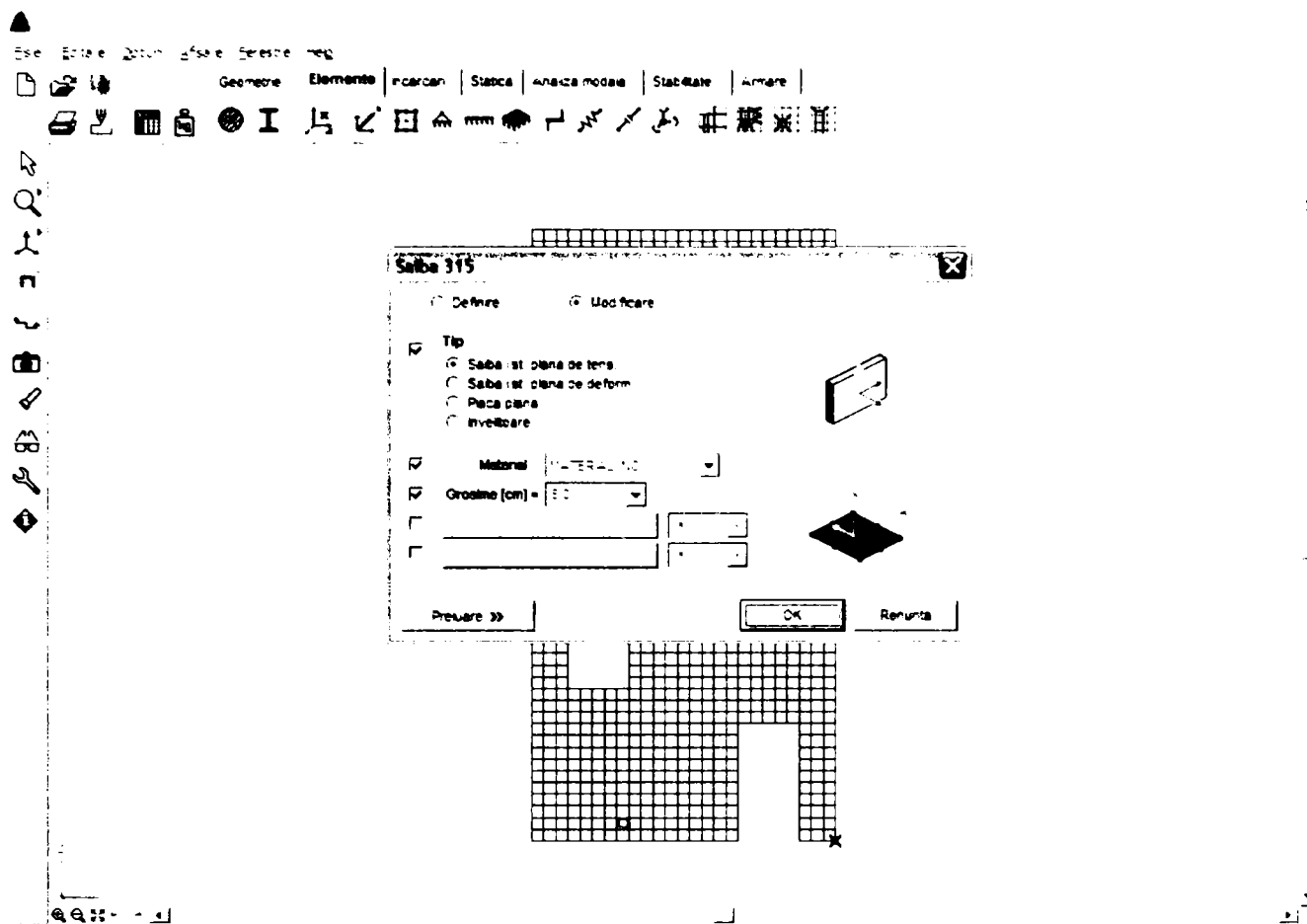


Figura 4. 6 Tipul de element finit utilizat de programul de calcul Axis VM 5.0

Eforturile și deplasările au fost determinate pe baza unui calcul static plan. În analize, pereții s-au considerat încastrați la bază și nu au avut alte grade de libertate blocate pe înălțime.

Deoarece s-a urmărit verificarea rezultatelor obținute în domeniul elastic cu cele experimentale pentru mai mulți pași de încărcare cu forțe orizontale, modelele teoretice au fost încărcate identic cu modul de acțiune și dimensiunile pistoanelor din standurile experimentale. Astfel, forța seismică a fost aplicată numai la partea superioară a pereților și a fost împărțită în 7 forțe egale aplicate punctual în nodurile rețelei de discretizare. Distanța dintre puncte a fost de 30 cm și a fost identică cu dimensiunea plăcii pistonului. Forța seismică totală maximă aplicată la partea superioară a pereților structurali, a fost de 2500 daN. Forța constantă verticală a fost și ea împărțită în 14 forțe punctuale și a avut valoarea totală de 5000 daN. Modul de acțiune a forțelor este prezentat în figurile 4.7 a) și b). Greutatea proprie a pereților a fost calculată automat de programul de calcul. Toate forțele au fost introduse într-o singură combinație de încărcări.

Caracteristicile fizico-mecanice ale betonului și armăturii, pentru analiza în domeniul elastic și plastic, sunt prezentate în tabelul 4.3.

Tabelul 4. 3 Proprietățile fizico-mecanice ale pereților structurali

Diametrul tuturor barelor	6 mm
Rezistența caracteristică	$f_{sk} = 355 \text{ N/mm}^2$
Modulul de elasticitate	$E_a = 210 \text{ kN/mm}^2$
Beton	
Rezistența medie la întindere	$f_{ctm} = 3.0 \text{ N/mm}^2$
Rezistența medie la compresiune	$f_{cm} = 50 \text{ N/mm}^2$
Modulul de elasticitate	$E_b = 34 \text{ KN/mm}^2$
Def. specifică la compresiune	3,5‰

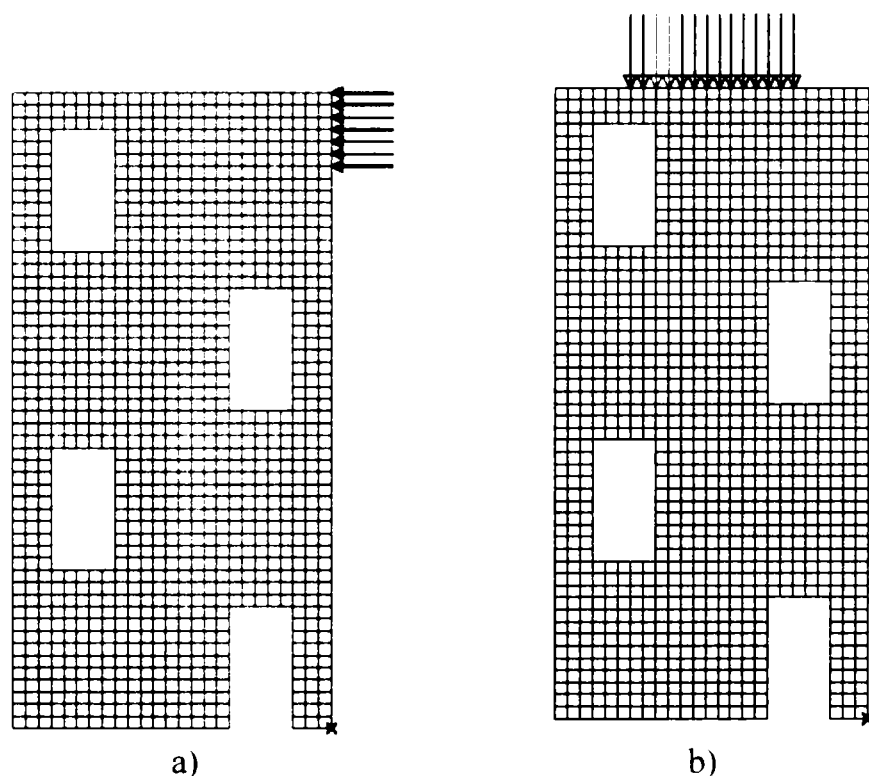


Figura 4. 7 Tipurile de forțe ce acționează asupra pereților structurali

#### 4.3.2 Starea de eforturi în pereții structurali cu goluri decalate

Datorită dezvoltării permanente a tehnicii de calcul și a limbajelor de programare în domeniul construcțiilor, în prezent, modul de distribuție a eforturilor unitare în elementele de suprafață este ușor de studiat datorită facilităților vizuale oferite de noile programe de calcul. Programele sunt capabile ca într-un timp foarte scurt să ofere o mare cantitate de date, inclusiv animații foarte sugestive ale modurilor de variație a eforturilor, a deplasărilor la mai mulți pași de încărcare și diverse combinații de încărcări. În scopul ușurării interpretării rezultatelor și pentru o identificare mai rapidă a zonelor mai solicitate, pereții au fost împărțiți în 3 zone verticale, numite în continuare montați, 4 zone orizontale numite legături și 4 panouri. De asemenea au fost numerotate extremitățile montanților și marginile golurilor de ușă din zonele

cele mai solicitate. Această împărțire este prezentată în figura 4.8 a. Modul de acțiune și de notare a eforturilor unitare pe suprafețele elementului finit sunt prezentate în figura 4.8 b.

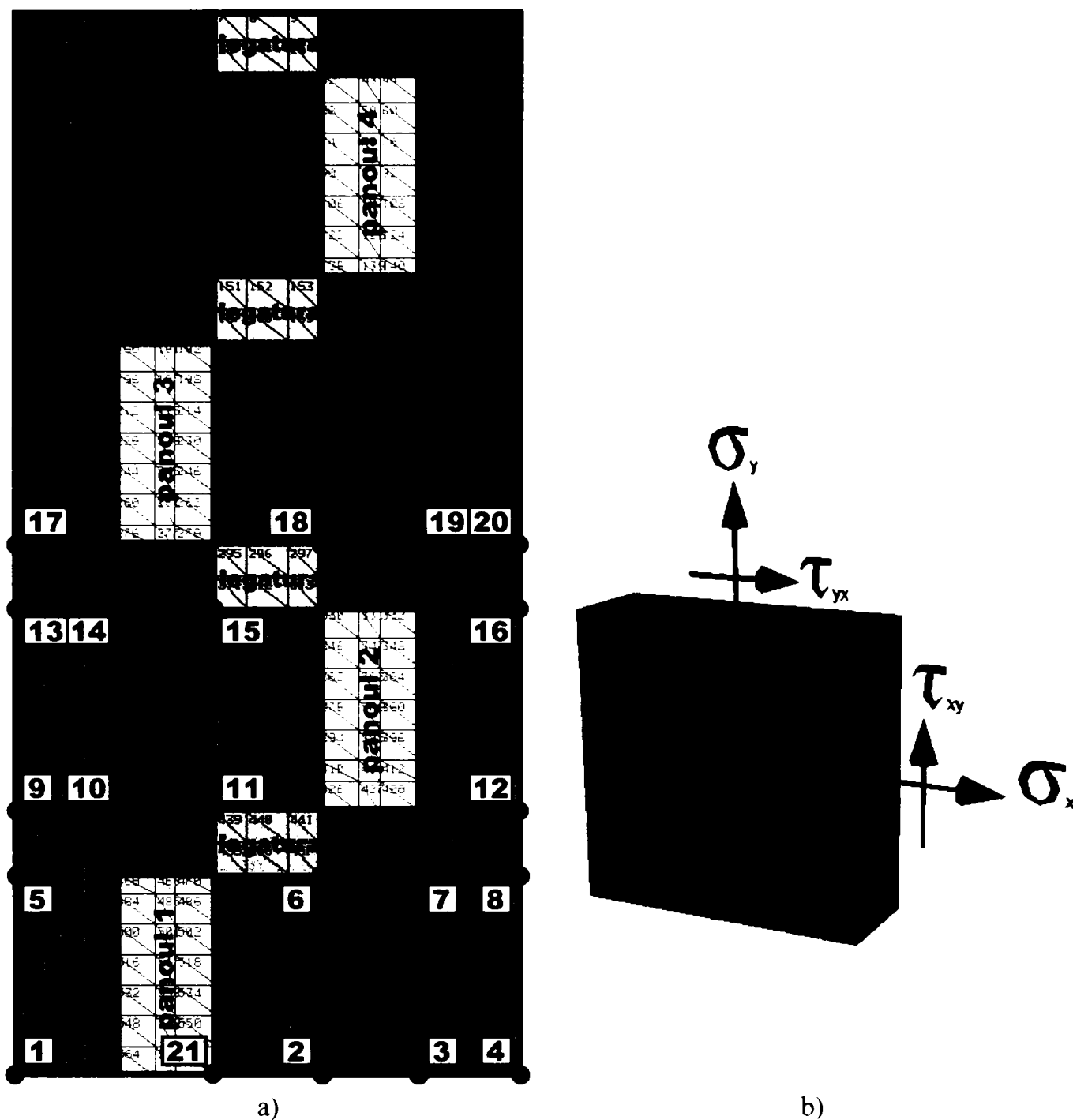


Figura 4. 8 Modul de notare a pereților structurali (a) și a eforturilor unitare (b)

#### 4.3.2.1 Distribuția eforturilor unitare verticale $\sigma_y$

În condițiile în care literatura de specialitate citată în bibliografie nu face trimiteri explicite la distribuția eforturilor unitare, a fost foarte importantă înțelegerea modului de comportare particular a pereților structurali cu goluri decalate pe verticală, la sarcini orizontale. Pe baza rezultatelor grafice oferite de programul de calcul AXIS VM 5.0, modurile de distribuție ale acestor eforturi unitare au fost prezentate în figurile 4.9, 4.12, 4.13, 4.14, 4.15.

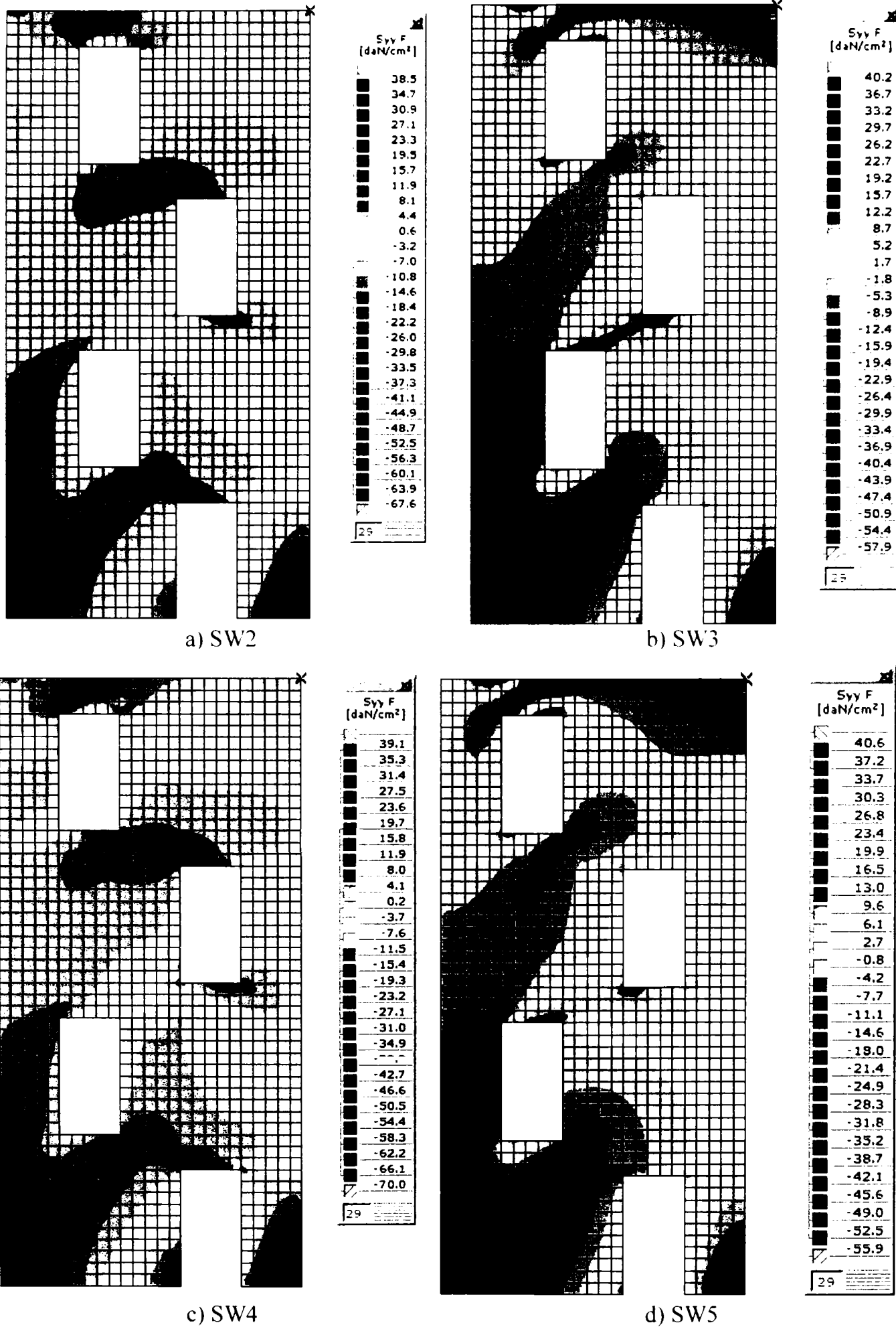


Figura 4. 9 Distribuția eforturilor unitare normale  $\sigma_y$



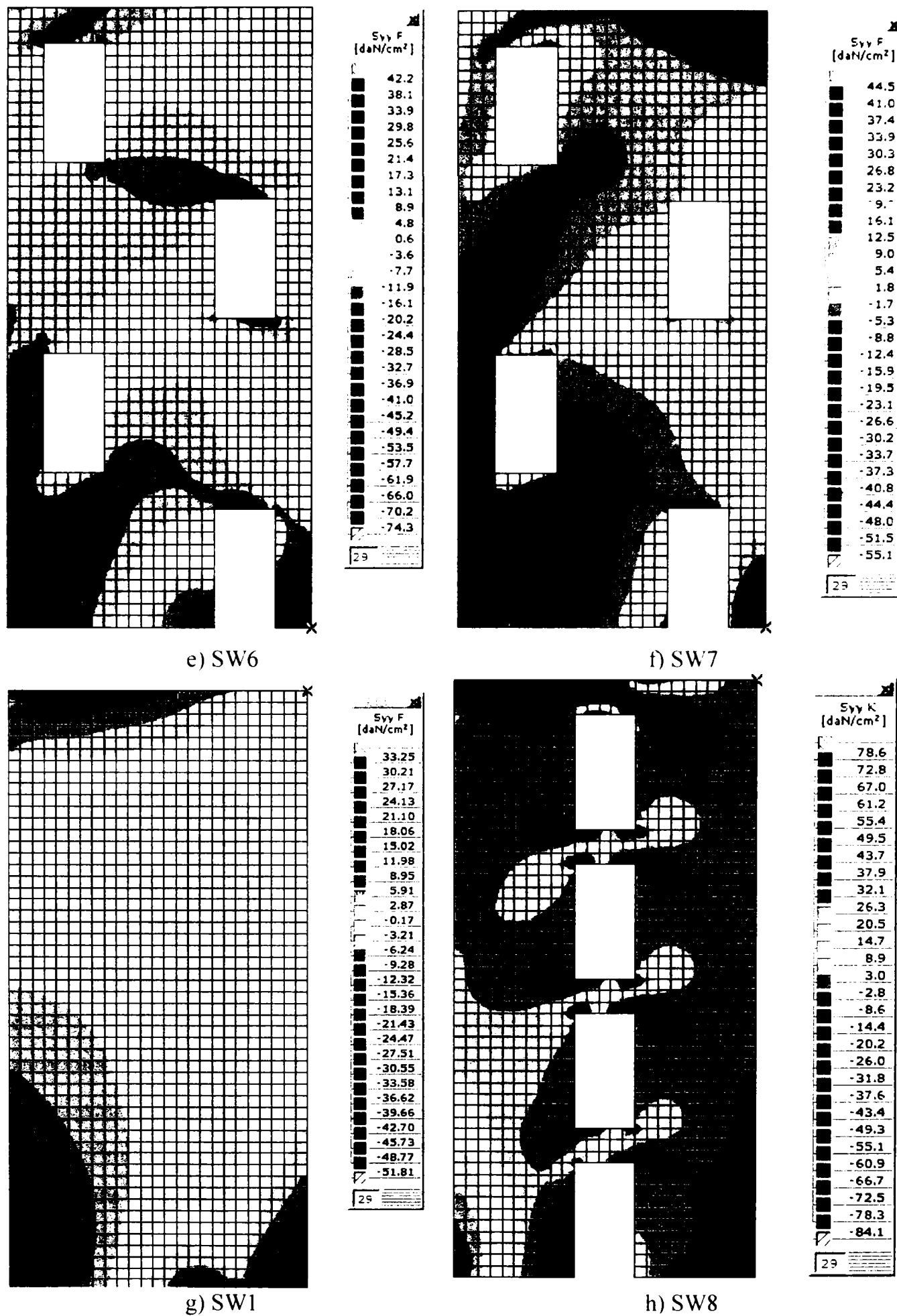


Figura 4. 9 (continuare) Distribuția eforturilor unitare normale  $\sigma_y$

Din interpretarea rezultatelor oferite de programul de calcul au rezultat următoarele concluzii despre modul de distribuție a eforturilor unitare normale :

(i) valorile eforturilor unitare la bază, în punctele 1,2,3,4, sunt prezentate comparativ în figura 4.10 :

➤ cele mai mari valori ale eforturilor unitare normale la extremitățile pereților (punctele 1 și 4) se înregistrează în pereții cuplați SW8 și nu în cei cu goluri decalate. Se observă o singură excepție în punctul 4, când pentru forțe sismice din stânga, eforturile de compresiune din pereții cu goluri decalate au valori sensibil egale sau chiar puțin mai mari decât ale peretelui cuplat SW8 ;

➤ prin creșterea distanței dintre goluri, în pereții SW2,4,6 la extremitatea peretelui în punctul 1 cresc progresiv eforturile de întindere. În punctul 2 cresc eforturile de compresiune, atingând valori mai mari decât cele ale pereților cuplați SW8;

➤ în pereții SW3,5,7 la extremitatea peretelui în punctul 1, valorile eforturilor de compresiune sunt sensibil egale, dar întotdeauna mai reduse ca intensitate decât ale peretelui cuplat SW8. În punctul 2, simultan cu creșterea distanței dintre goluri, cresc eforturile de întindere din această zonă. În acest punct se înregistrează eforturi chiar mai mari decât în pereții cuplați SW8;

➤ montantul mare se comportă întotdeauna ca un perete structural, înregistrând întotdeauna la capetele acestuia (punctele 1 și 2) , eforturi unitare normale, diferite ca direcție de acțiune, indiferent de poziția golurilor și sensul de acțiune al forței seismice;

➤ prin scăderea valorilor unghiului  $\alpha$  (creșterea distanței dintre goluri), în general se înregistrează același tip de solicitare pe lungimea montantului mic. Când golurile sunt însă apropiate (peretele SW3  $\alpha = 45^\circ$ ), în punctul 3 se înregistrează același tip de efort ca și în punctul 2, deci în situația în care golurile sunt apropiate, o zonă redusă de lângă golul de ușă a montantului mic este capabilă să preia același timp de solicitare. Pentru valori ale lui  $\alpha < 32^\circ$ , se poate considera că întreaga secțiune de beton este solicitată numai la compresiune sau numai la întindere. Pe măsură ce distanța dintre goluri crește, la baza montantului mic ,în punctul 4, cresc progresiv atât eforturile unitare de întindere ,cât și cele de compresiune. Dacă eforturile unitare de întindere din acest punct nu depășesc ca valoare maximă cele din peretele cuplat SW8, aproape toate eforturile unitare de compresiune din pereții cu goluri decalate sunt mai mari decât valorile maxime ale peretelui cuplat SW8.

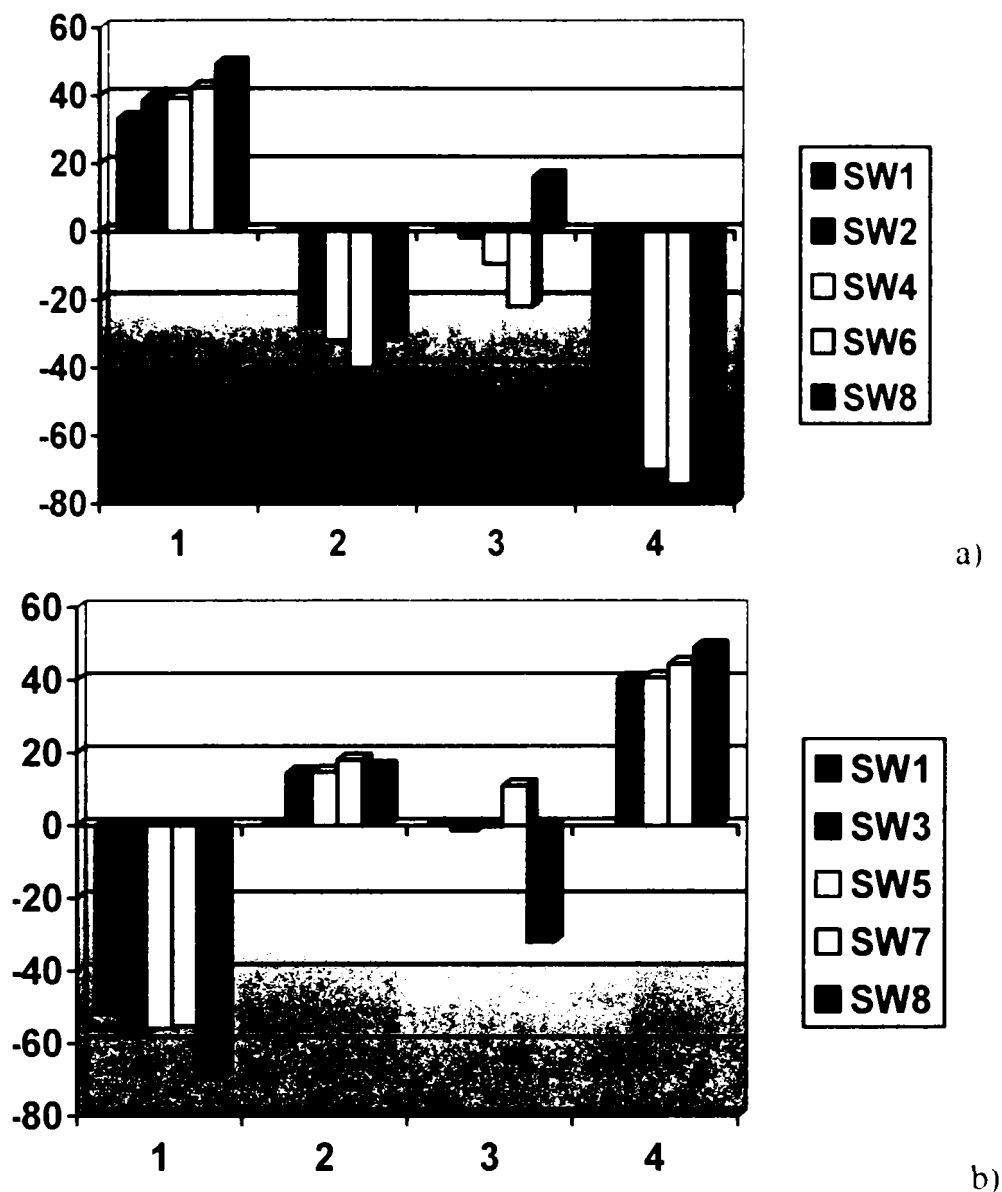


Figura 4. 10 Variația la bază  $\sigma_y$  : seism stânga (a) seism dreapta (b)

(ii) La nivelul superior al golului de ușă de la parter ( punctele 5,6,7,8 ):

➤ la extremitatea montantului mare în punctul 5, eforturile unitare de compresiune sunt aproape egale cu cele înregistrate în peretele cuplat SW8, în timp ce eforturile unitare de întindere înregistrate în toți pereții cu goluri decalate sunt cu mult mai mari decât cele înregistrate în perete SW8 și cel plin SW1. Pe măsură ce crește distanța dintre goluri, cresc și eforturile unitare în acest punct ;

➤ în colțul din stânga sus al golului de ușă de la parter (punctul 6) intensitatea eforturilor unitare verticale variază invers proporțional cu creșterea distanței dintre goluri, în timp ce în colțul din dreapta sus al golului de ușă de la parter (punctul 7) intensitatea eforturilor unitare verticale variază direct proporțional cu creșterea distanței dintre goluri;

➤ eforturile unitare verticale în pereții cu goluri decalate în punctele 6 și 7, sunt ca valoare, mai mici decât cele înregistrate în aceleași puncte ale golurilor peretelui cuplat SW8:

➤ în punctul 8, eforturile unitare de compresiune sunt mai mici decât în peretele plin

SW1 pentru forțe seismice ce acționează din stânga, iar forțele de întindere sunt cu puțin mai mari decât în perețele plin SW1 pentru forțe seismice din dreapta:

➤ indiferent de direcția de solicitare seismică, pe lungimea golurilor de ușă decalate între punctele 5-6, respectiv 7-8, eforturile unitare sunt numai de întindere sau numai de compresiune. Cele mai mari valori ale eforturilor unitare de întindere din întreg perețele la acest nivel se înregistrează între punctele 7 și 8, deci armăturile verticale din această zonă sunt puternic solicitate:

➤ Pe înălțimea golurilor de ușă între punctele 2 și 6, respectiv 11 și 15, eforturile unitare își schimbă direcția de acțiune:

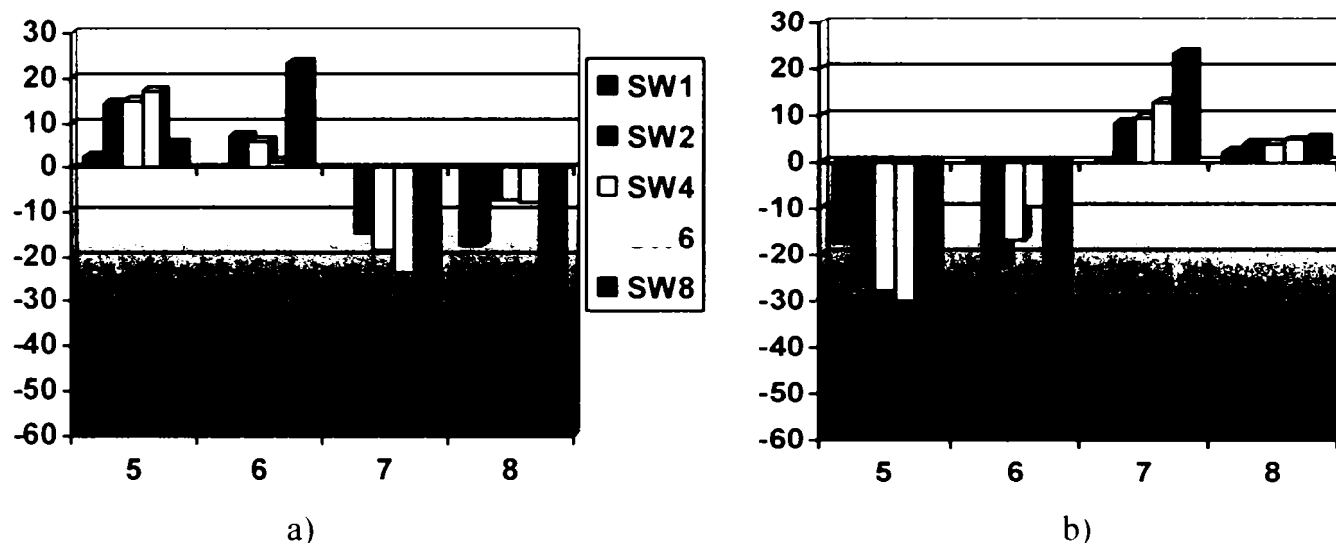


Figura 4. 11 Variația  $\sigma_y$  pentru seism din stânga (a) și pentru seism din dreapta (b)

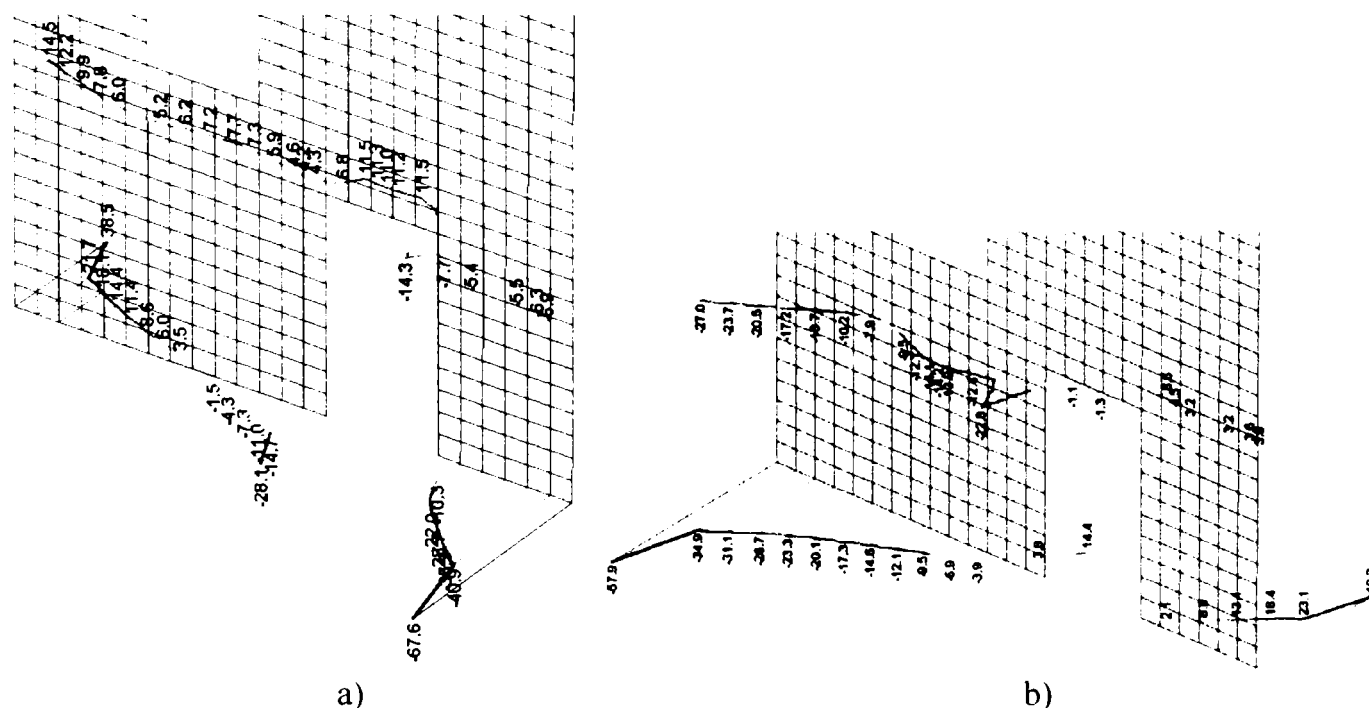


Figura 4. 12 Variația  $\sigma_y$  la perețele SW2 (a), SW3 (b), SW4 (c), SW5 (d), SW6 (e), SW7 (f), SW1 (g), SW8 (h) secțiuni orizontale

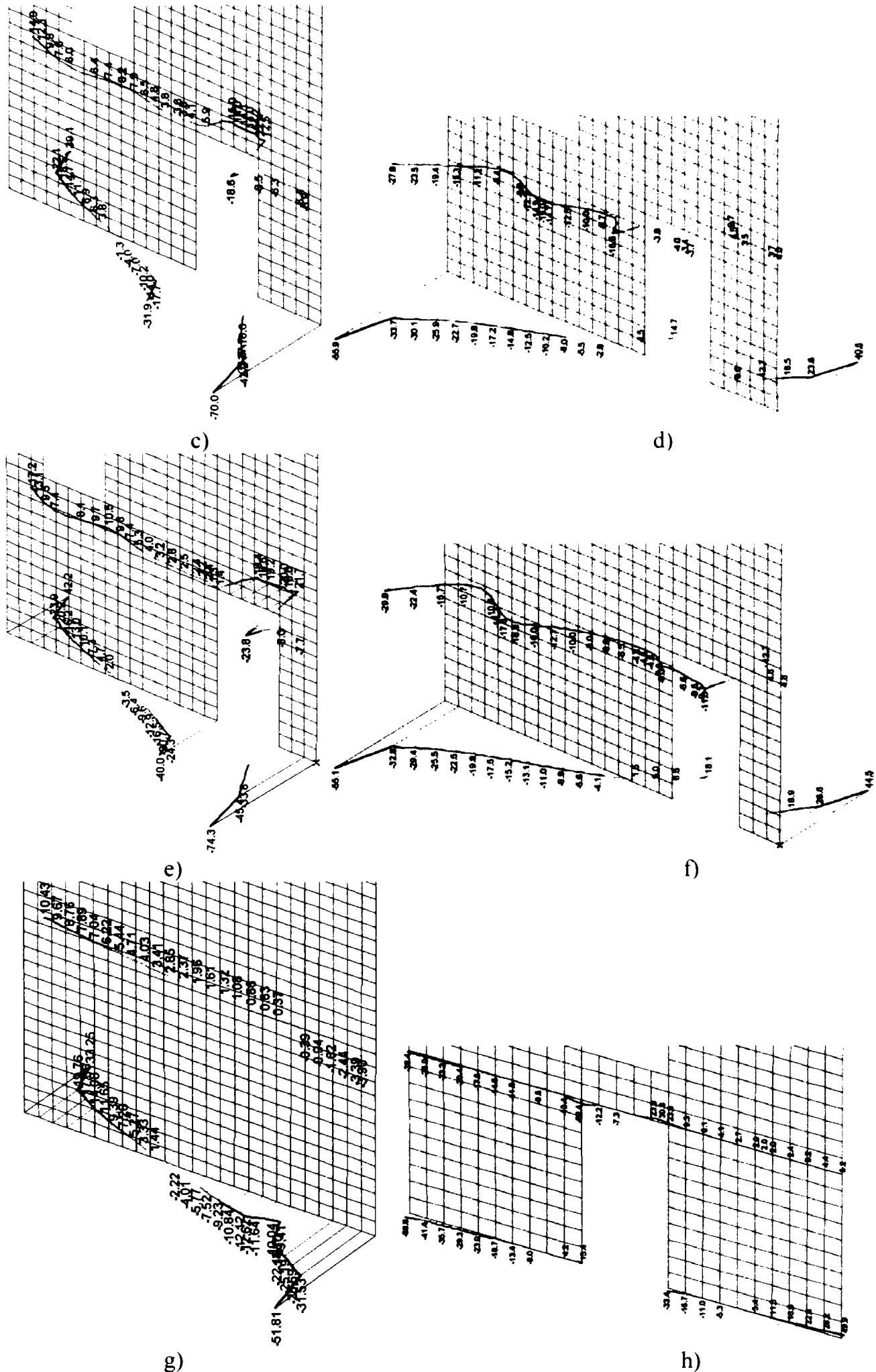


Figura 4. 12 (continuare) Variația  $\sigma_y$  la perețele SW2 (a), SW3 (b), SW4 (c), SW5 (d), SW6 (e), SW7 (f), SW1 (g), SW8 (h) secțiuni orizontale

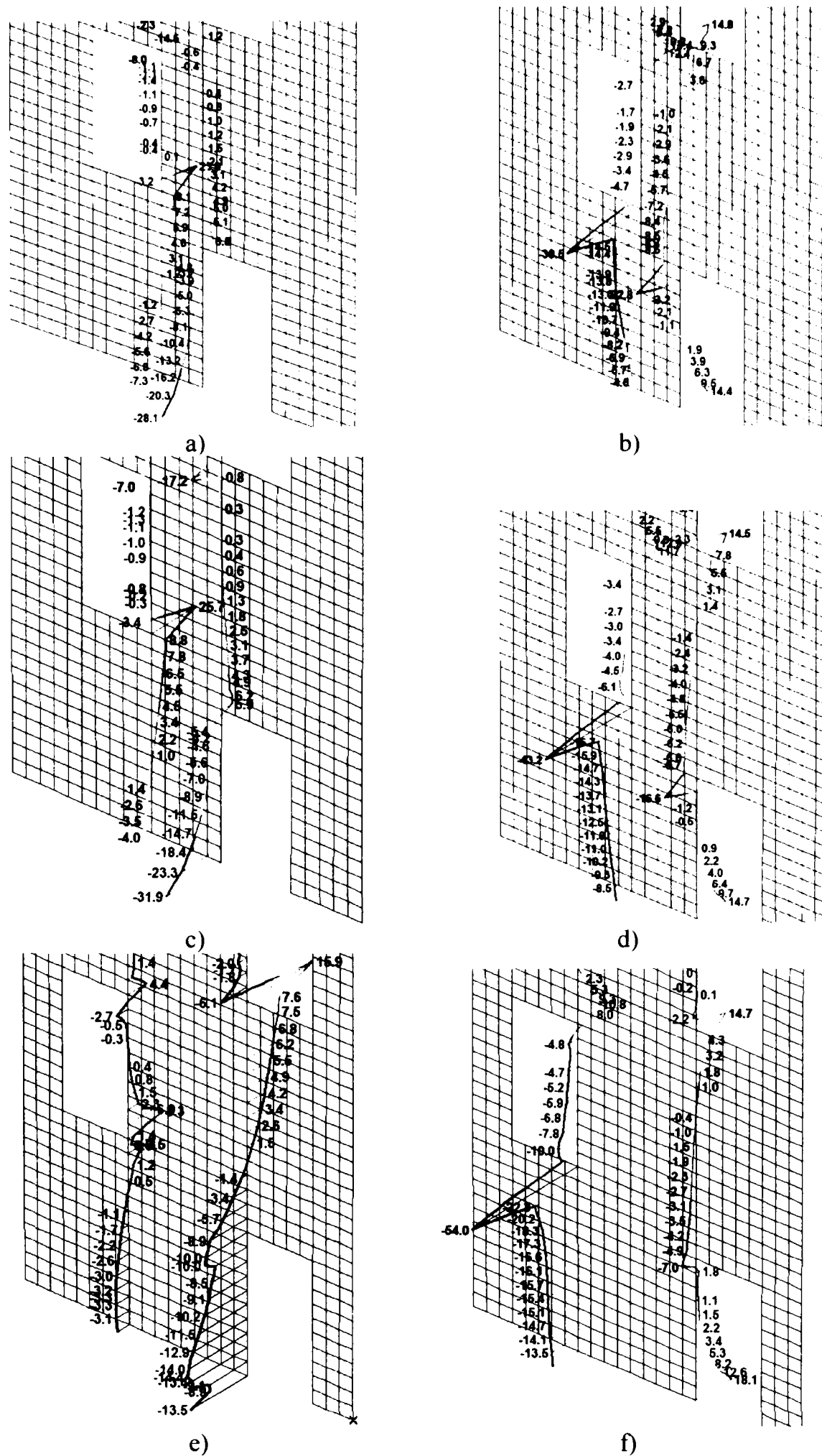


Figura 4. 13 Variația  $\sigma_y$  la peretele SW2 (a), SW3 (b), SW4 (c), SW5 (d), SW6 (e), SW7 (f), SW1 (g), SW8 (h) secțiuni verticale

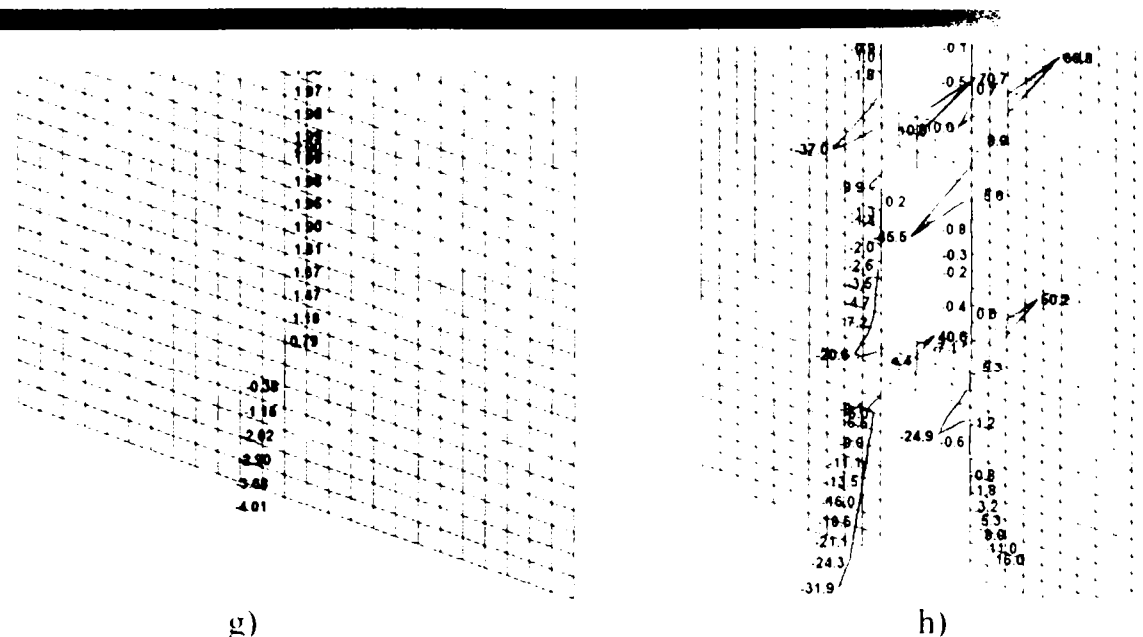


Figura 4. 13 (continuare) Variația  $\sigma_y$  la perețele SW2 (a), SW3 (b), SW4 (c), SW5 (d), SW6 (e), SW7 (f), SW1 (g), SW8 (h) secțiuni verticale

Studiind comparativ modul de distribuție a eforturilor unitare verticale la bază și la nivelul superior al golului de ușă de la parter prezentate în figura 4.13, se observă următoarele:

- la extremitățile pereților cu goluri decalate între punctele 1-5, pereții sunt solicitați identic pe toată înălțimea și diferit între punctele 2-6, ca urmare a prezenței în zonă a golurilor decalate:

- datorită secțiunii reduse de beton, eforturile unitare verticale solicită identic întreaga înălțimea montantului mic. Din punctul de vedere al modului de distribuție al eforturilor unitare la extremitățile montanților mici, dacă la baza montantului mic  $\sigma_y$  crește de la extremitate (punctul 4) spre gol (punctul 3), la partea superioară a montantului  $\sigma_y$  scade de la extremitate (punctul 8) spre gol (punctul 7);

- eforturile unitare normale  $\sigma_y$  cresc pe lungimea golului de ușă de la parter proporțional cu creșterea distanței dintre goluri, indiferent de sensul de acțiune al forței seismice. În general, cele mai mari valori se înregistrează în punctul 7. În situația când golurile sunt mai mari de 32 , în funcție de direcția de acțiune seismică (modelele SW3 și SW5), aceste valori maxime se înregistrează la cealaltă extremitate a golului de ușă, în punctul 6;

- pe toată înălțimea montantului central, valorile maxime ale efortului unitar vertical  $\sigma_y$  se înregistrează la colțurile golurilor de ușă. Spre deosebire însă de perețele cuplat SW8, eforturile unitare verticale solicită identic colțurile a două goluri de ușă decalate succesive, acest lucru constituind un avantaj în preluarea eforturilor de către secțiunea de beton armat.

**4.3.2.2 Distribuția eforturilor unitare tangențiale  $\tau_{xy}$** 

Analizând comparativ variația eforturilor tangențiale, atât pe orizontală cât și pe verticală, au rezultat următoarele concluzii:

➤ din punct de vedere al distribuției pe orizontală și pe verticală, eforturile unitare tangențiale înregistrează salturi de intensitate în zona golurilor de uși, indiferent de direcția de acțiune seismică. Tensiunile tangențiale maxime se înregistrează la colțurile de sus ale golurilor de uși de la parter și primul etaj, către extremitatea peretelui. Astfel pentru forțe seismice ce acționează asupra peretelui din stânga, eforturile tangențiale maxime se înregistrează în punctul 7, iar pentru celălalt sens de acțiune seismic  $\tau_{\max}$  se înregistrează în punctul 14;

➤ în general, valorile eforturilor tangențiale maxime în pereții cu goluri decalate sunt mai mari decât valorile eforturilor tangențiale maxime ale peretelui cuplat SW8. Astfel, în punctul 14 se înregistrează o valoare a efortului tangențial maxim pentru SW6,7 mai mare decât în peretele cuplat SW8. Aceeași tendință se observă și în punctul 7, excepția constituind-o peretele SW7;

➤ prin creșterea distanței dintre goluri și implicit reducerea valorilor unghiului  $\alpha$ , valorile tensiunilor tangențiale maxime cresc la colțurile golurilor de ușă, deci în general tensiunile tangențiale maxime variază direct proporțional cu distanța dintre goluri;

➤ studiind comparativ modul de distribuție a valorilor maxime a eforturilor tangențiale pe înălțimea montantului central (montantul 2), se observă că în funcție de direcția de acțiune seismică, între valorile maxime ale eforturilor de la bază din punctele 21 și 2 și valorile maxime în celelalte puncte nu există diferențe mari, deci trebuie atent armate și aceste zone de la bază (fig. 4,16);

➤ la bază, pe toată lungimea montantului mare între punctele 1 și 2, toate tensiunile tangențiale solicită în aceeași direcție întreaga secțiune, indiferent de tipul peretelui structural. Situația se schimbă însă la baza montantului mic, când direcția de acțiune a eforturilor tangențiale la extremitățile montantului mic în punctele 3 și 4 sunt de sens contrar. La montanții mici de la celelalte nivele, direcțiile de solicitare ale tensiunilor tangențiale sunt identice pe întreaga lor lungime la ambele extremități;

➤ în general, cele mai mari valori ale eforturilor tangențiale se înregistrează pe întreaga înălțime a montanților mici. Prin reducerea valorilor unghiului  $\alpha$  și creșterea distanței dintre goluri, tensiunea tangențială scade progresiv între zona delimitată de două goluri succesive și crește treptat în montanții mici.



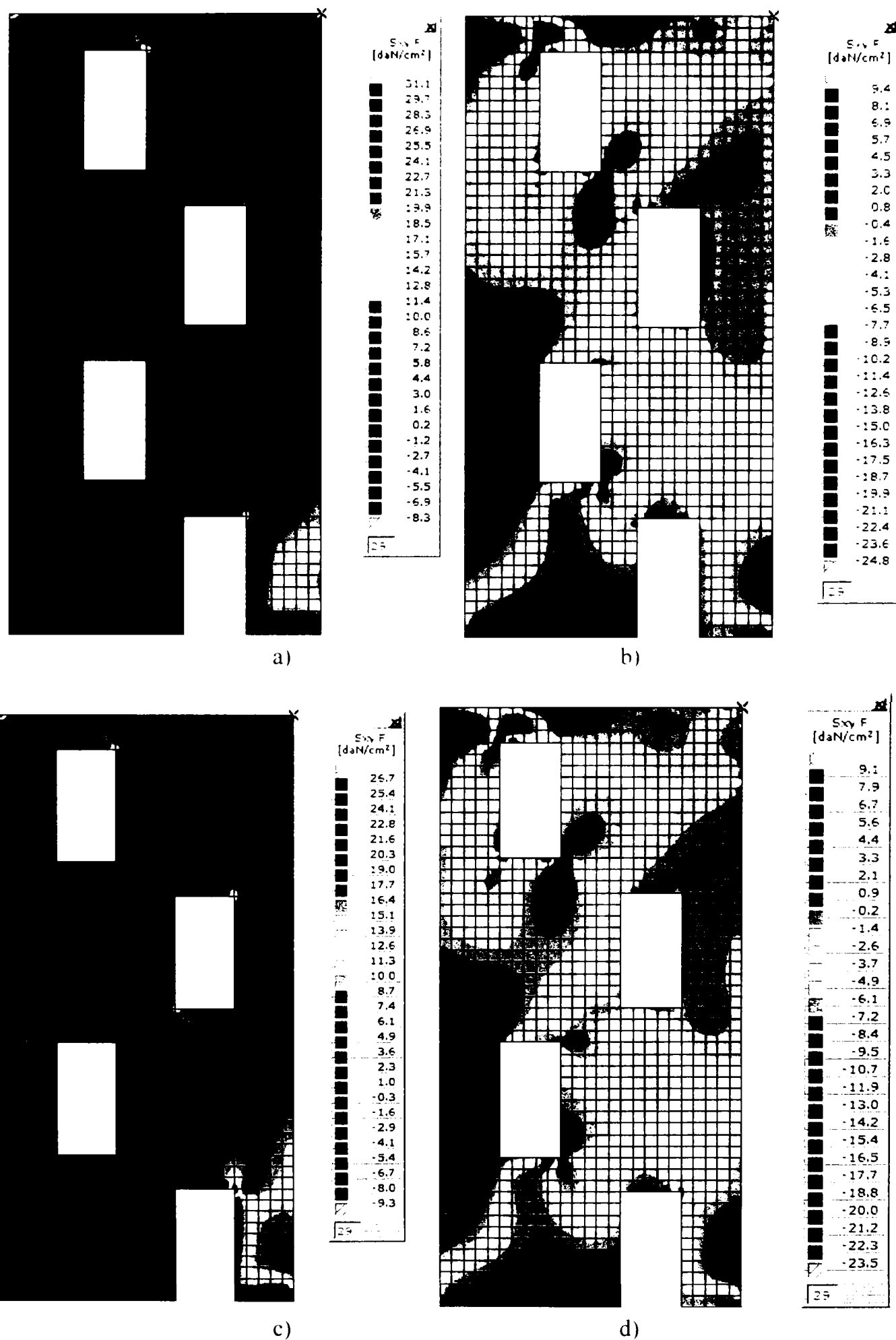


Figura 4. 14 Distribuția eforturilor tangențiale  $\tau_{xy}$  în peretele SW2 (a), SW3 (b), SW4 (c), SW5 (d), SW6 (e), SW7 (f), SW1 (g), SW8 (h)

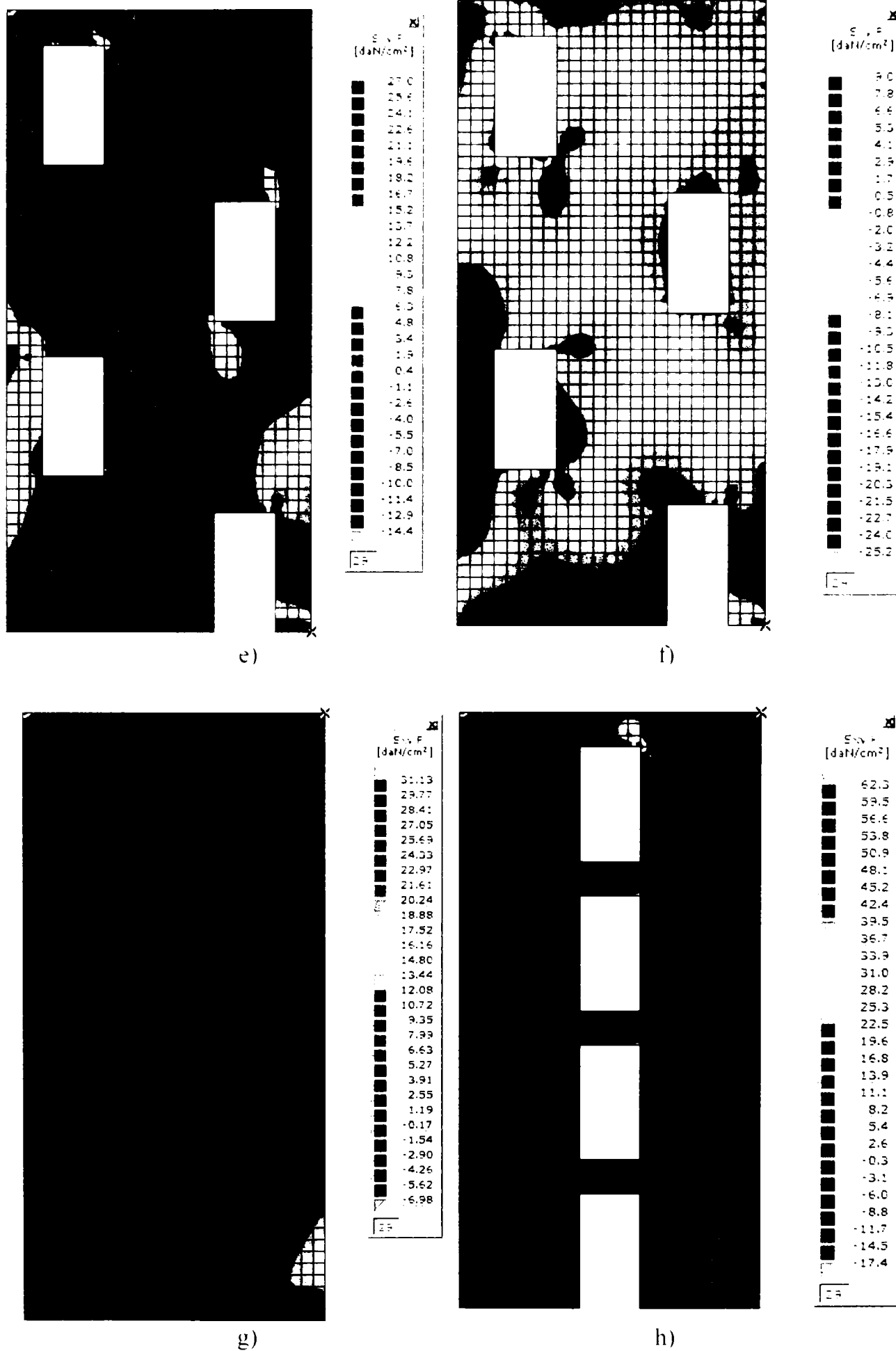


Figura 4. 14 (continuare) Distribuția eforturilor tangențiale  $\tau_{xy}$  în perețele SW2 (a), SW3 (b), SW4 (c), SW5 (d), SW6 (e), SW7 (f), SW1 (g), SW8 (h)

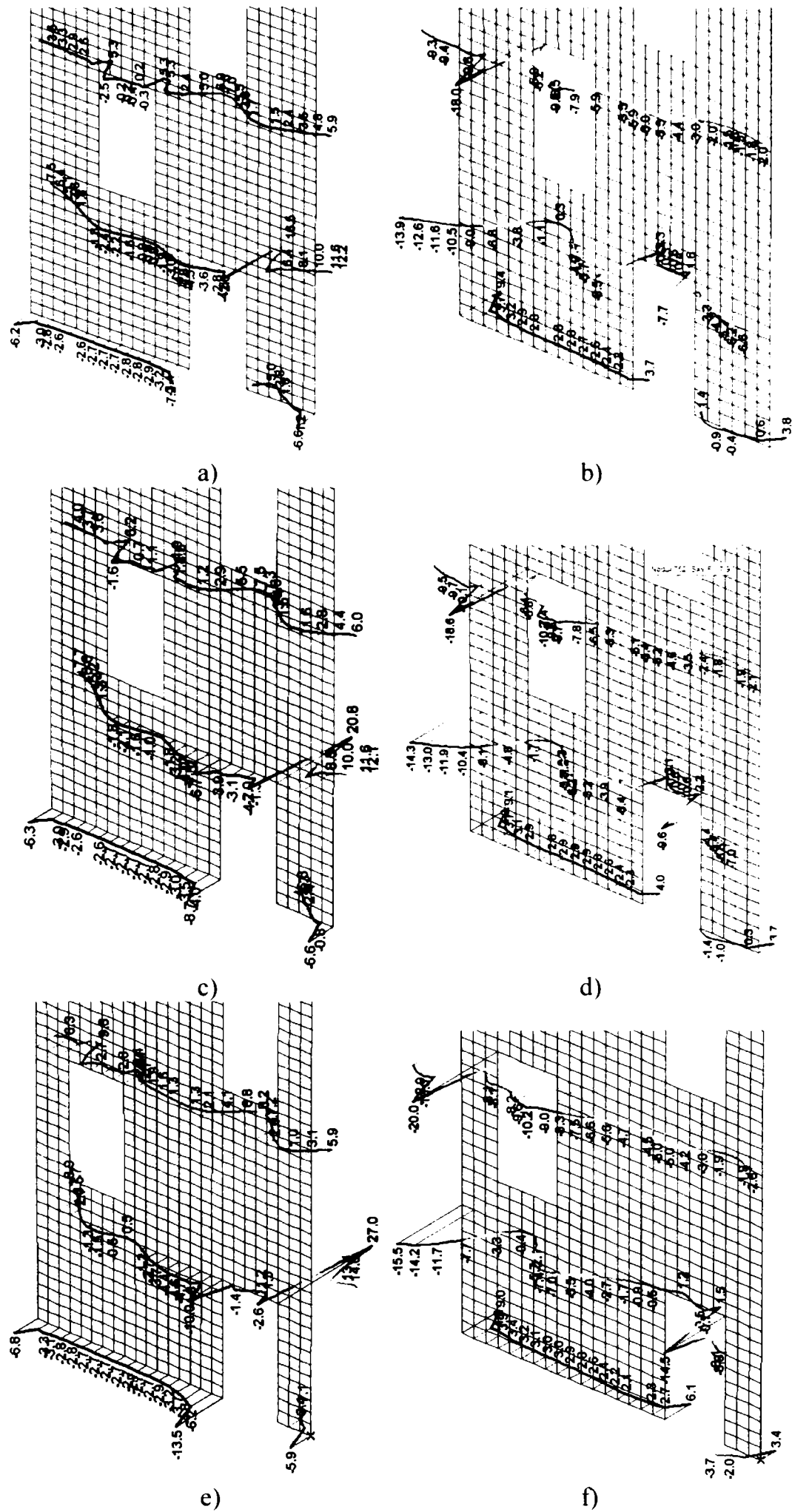
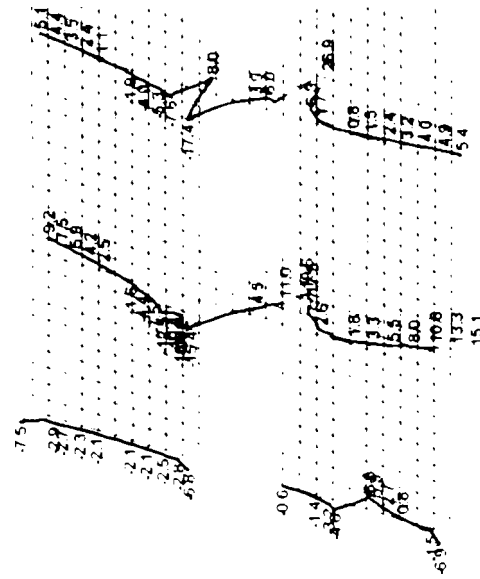


Figura 4. 15 Distribuția eforturilor tangențiale  $\tau_{xy}$  în pereții SW2 (a), SW3 (b), SW4 (c), SW5 (d), SW6 (e), SW7 (f), SW8 (g)



g)

Figura 4.15 (continuare) Distribuția eforturilor tangențiale  $\tau_{xy}$  în pereții SW2 (a), SW3 (b), SW4 (c), SW5 (d), SW6 (e), SW7 (f), SW8 (g)

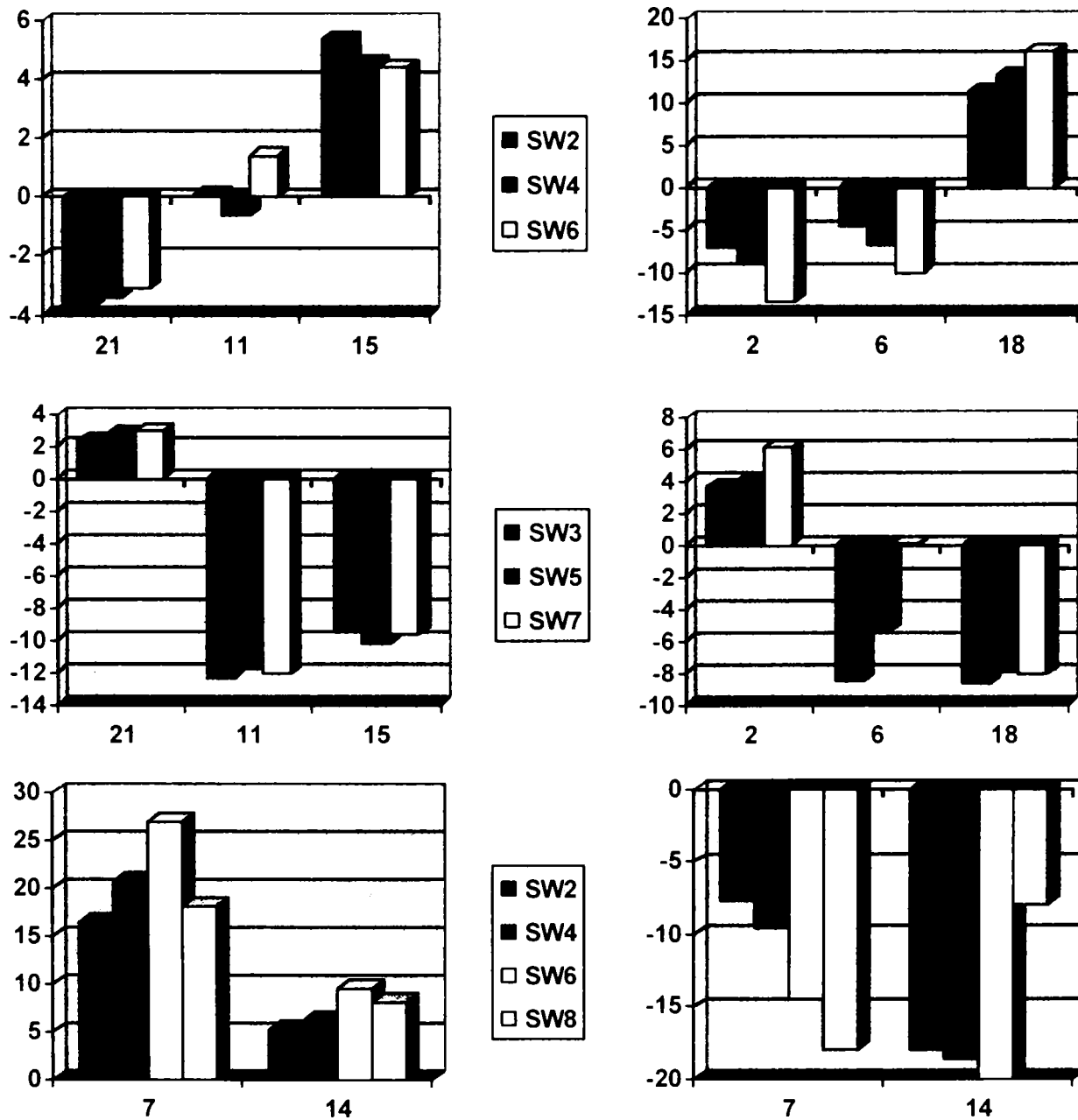


Figura 4.16 Valorile eforturilor unitare tangențiale în punctele 2,6,18,7,14

**4.3.2.3 Distribuția eforturilor unitare principale**

Direcțiile eforturilor unitare principale redau cel mai fidel nivele de solicitare în diversele zone ale tuturor elementelor structurale solicate static sau dinamic. Prin cunoașterea valorii intensităților acestora și a modului de repartiție a acestora la diverse nivele de solicitare, se stabilesc măsurile necesare a fi luate în scopul asigurării tuturor cerințelor stabilite de normativele de proiectare. În figura 4.17 sunt prezentate tablouri ale distribuției ,direcțiile eforturilor principale maxime la baza pereților ( parter și etajul 1) în funcție de direcția de acțiune seismică. Se observă că :

- valorile unghiurilor ,sub care acționează eforturile unitare principale pe secțiunile de beton ale montanților extremi, sunt în general de  $0^{\circ}, 90^{\circ}, 180^{\circ}$  față de axele pereților, deci eforturile unitare principale de compresiune acționează perpendicular pe secțiunea de beton, în timp ce eforturile unitare principale de întindere acționează în lungul axei barelor longitudinale sau transversale ;

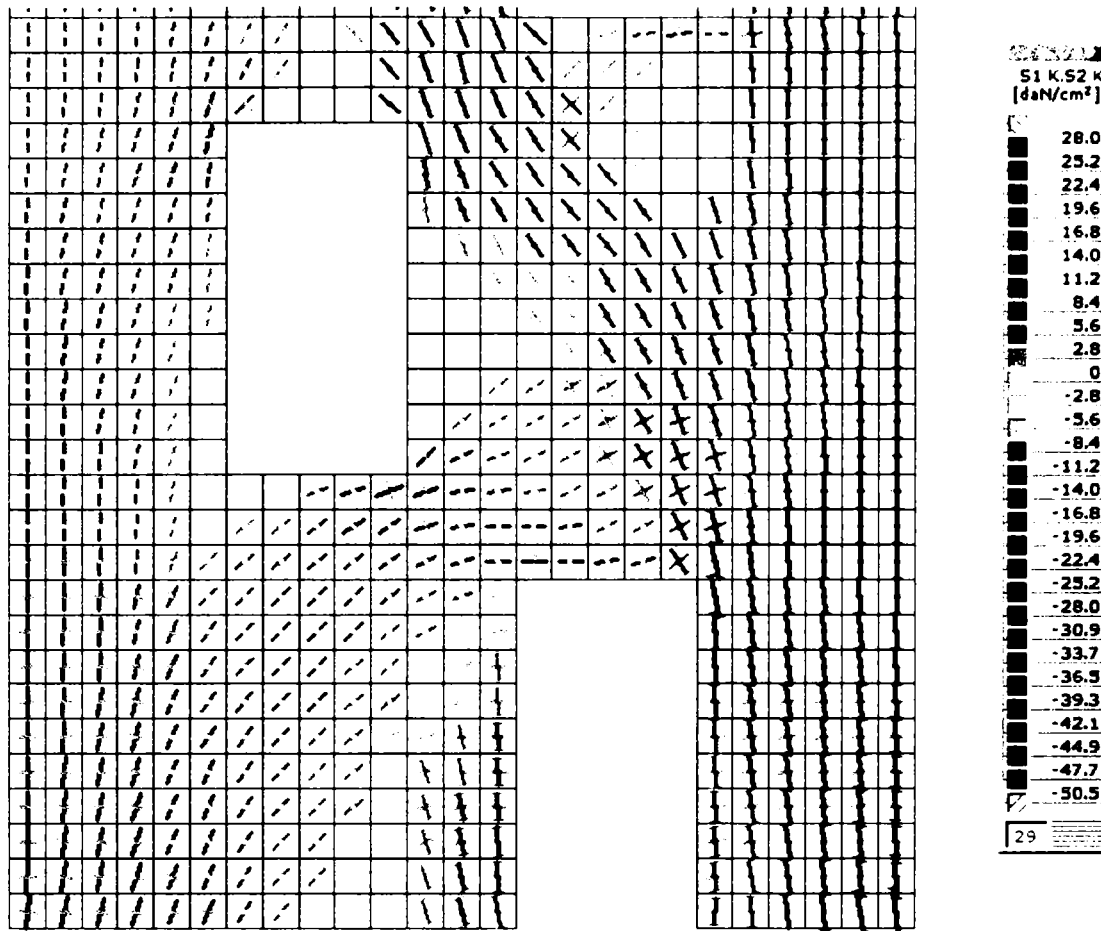
- în zona delimitată de goluri ,eforturile principale sunt perturbate de prezența acestora și acționează sub diverse unghiuri față de axele pereților. Aceste zone sunt solicate diferit în funcție de direcția de acțiune seismică : pentru forțe din stînga, legăturile sunt solicate la eforturi principale de întindere și compresiune ,în timp ce pentru cealaltă direcție de acțiune seismică se înregistrează eforturi numai de compresiune după ambele direcții. Deci, în aceste zone trebuie acordată o atenție deosebită modurilor de armare ,datorită eforturilor principale de compresiune predominante, care pot produce cedări casante ale legăturilor;

- panourile 2,3,4, delimitate pe verticală de goluri succesive, sunt solicate de eforturi principale de întindere sau compresiune în zonele de goluri. Între aceste zone de panouri, eforturile principale acționează înclinat sub diverse unghiuri;

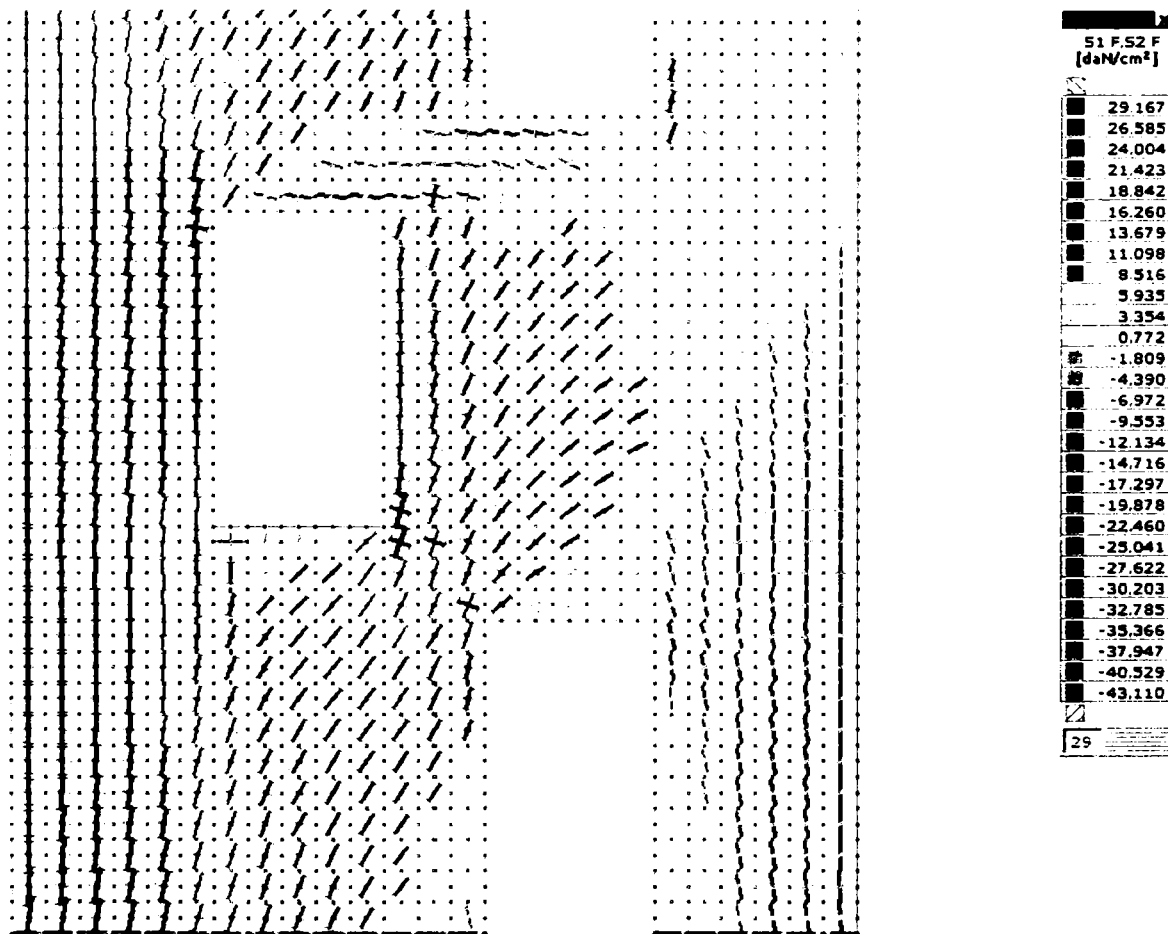
- la extremitățile de la baza montantului mare, eforturile principale acționează în direcții diferite indicînd o comportare caracteristică pereților structurali, în timp ce pe întreaga secțiune de beton a montantului mic, eforturile principale au aceeași direcție de acțiune;

- la baza montanților cu goluri decalate se înregistrează valori mai mari ale eforturilor unitare principale de compresiune ,în comparație cu valorile înregistrate în zonele similare ale pereților cuplați. În comparație însă cu pereții cu goluri decalate, în pereții cuplați se înregistrează cele mai mari valori ale eforturilor unitare principale de întindere ,atît la baza montanților ,cît și în zona golurilor ;

- valorile eforturilor unitare în pereții cu goluri decalate, variază invers proporțional cu valorile unghiului  $\alpha$ .

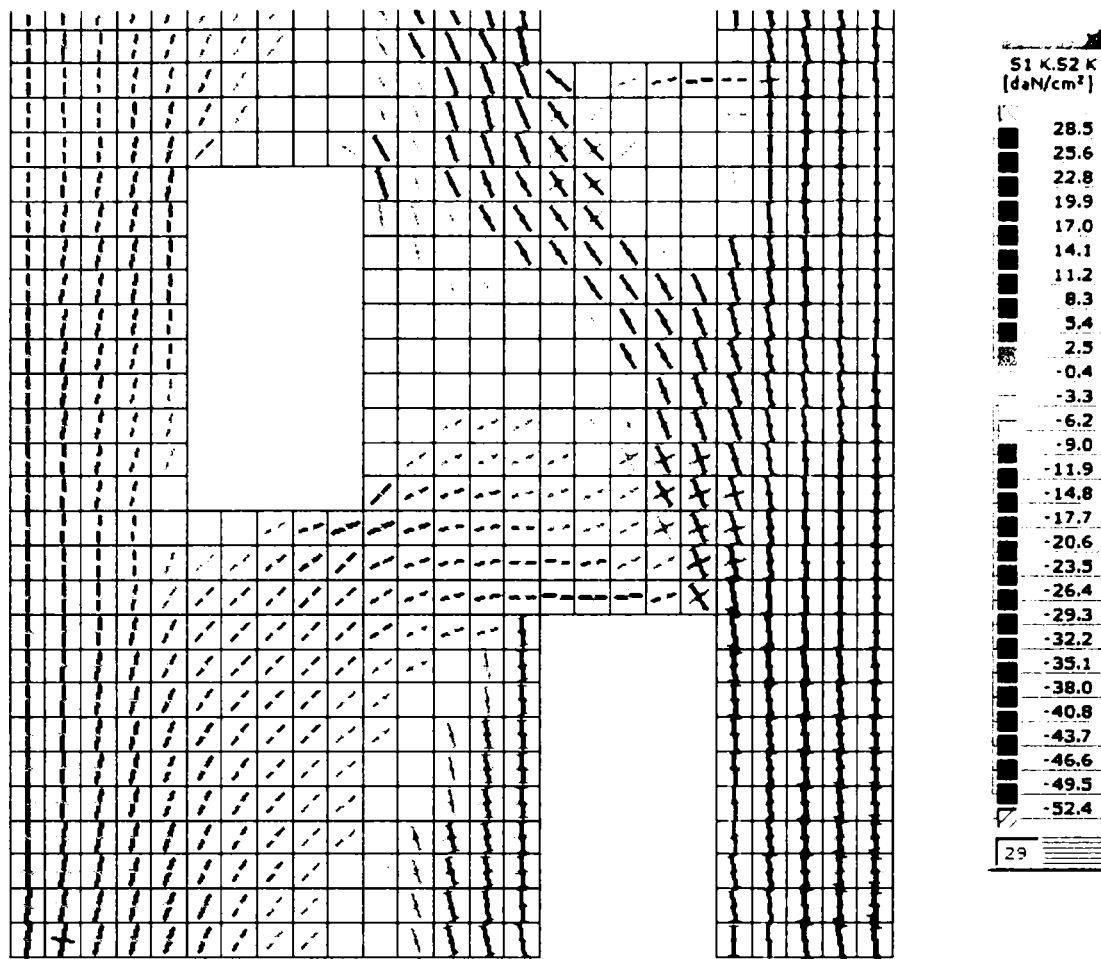


a)

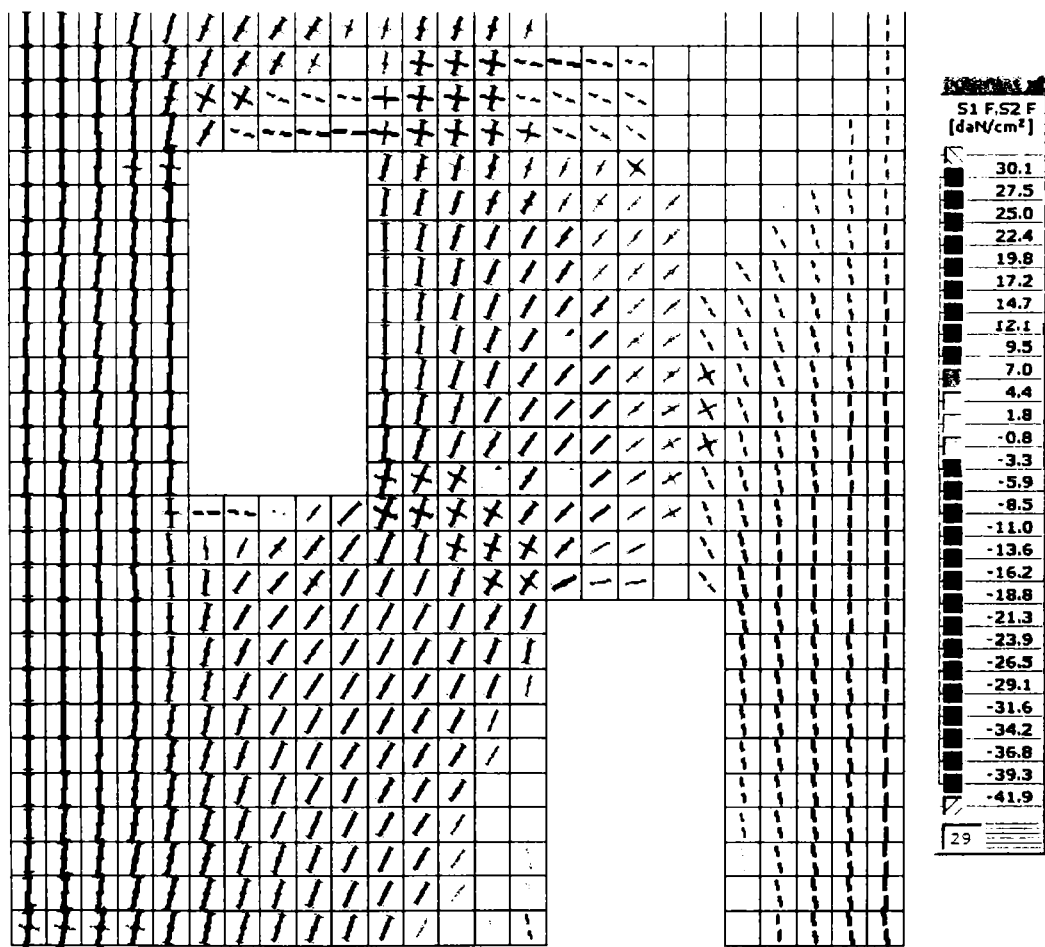


b)

Figura 4. 17 Direcțiile eforturilor principale în peretele SW2 (a), SW3 (b), SW4 (c), SW5 (d), SW6 (e), SW7 (f), SW8 (g)

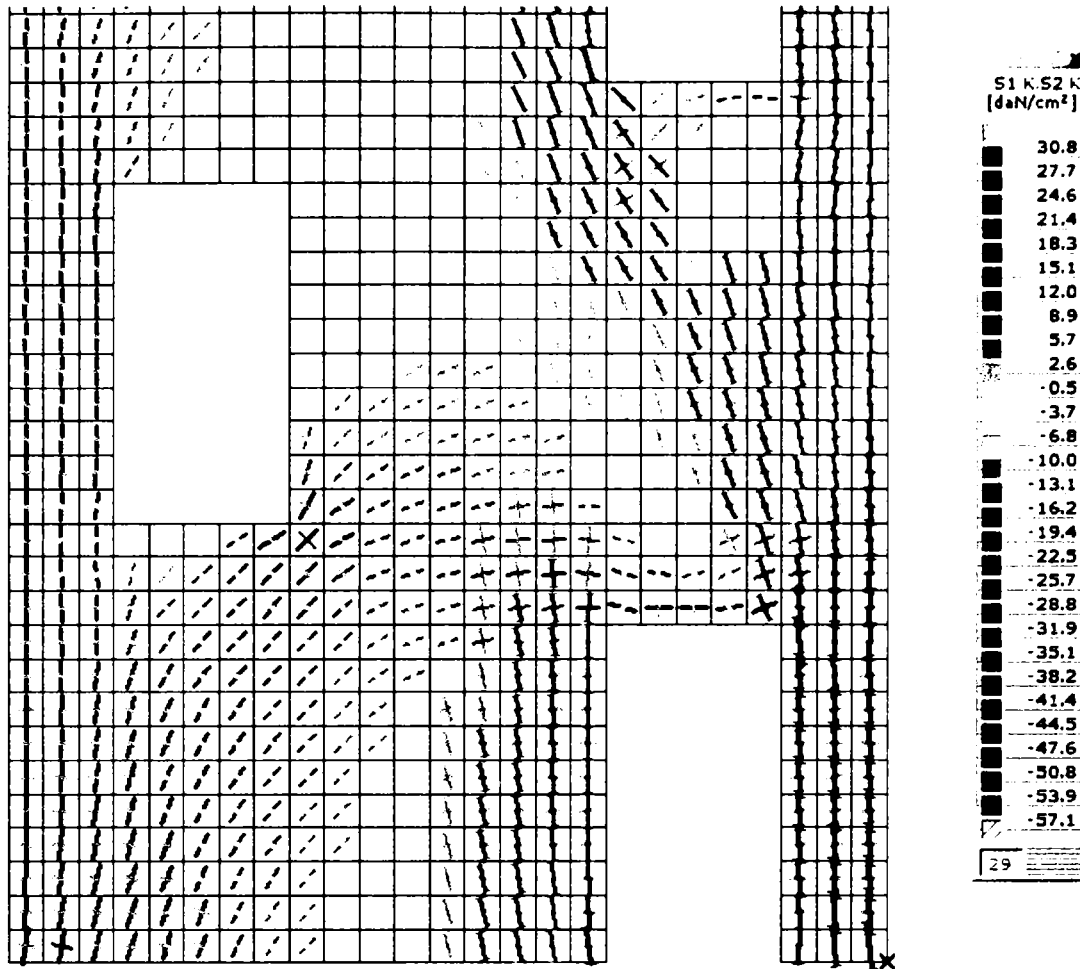


c)

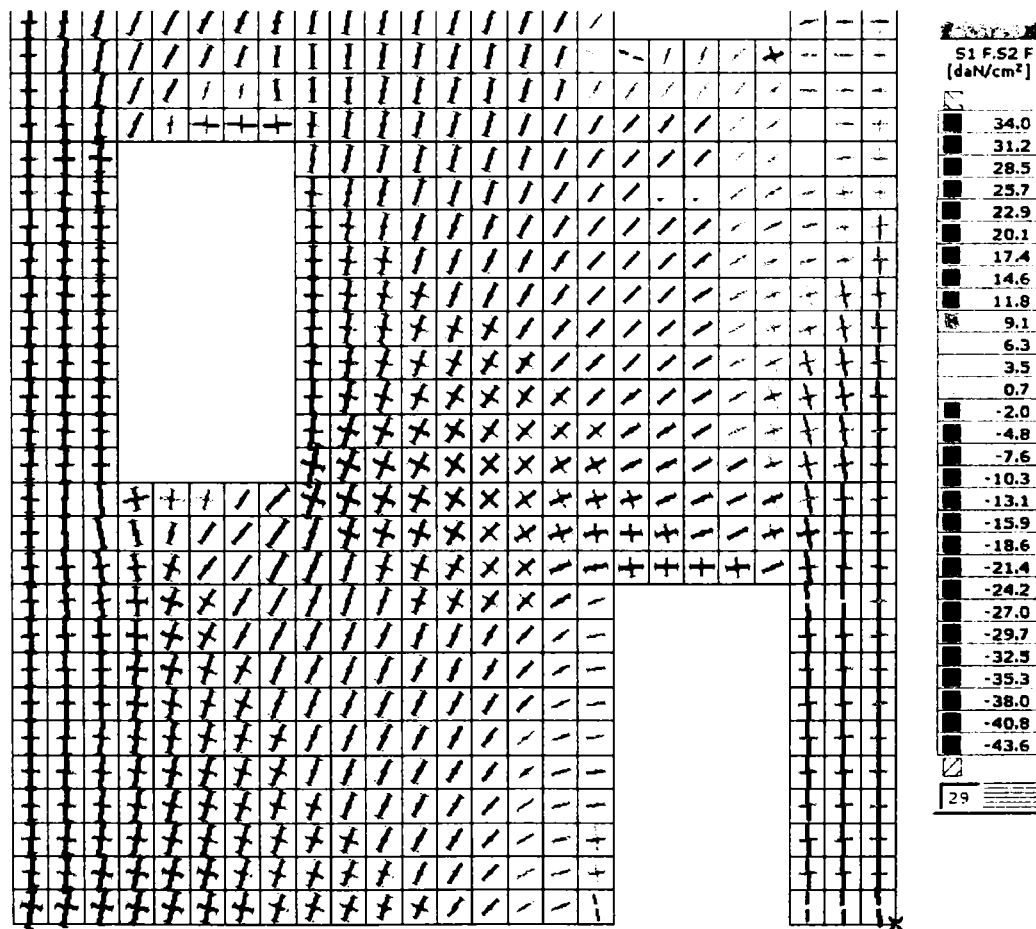


d)

Fig 4. 17 (continuare) Direcțiile eforturilor principale în perețele SW2 (a), SW3 (b), SW4 (c), SW5 (d), SW6 (e), SW7 (f), SW8 (g)



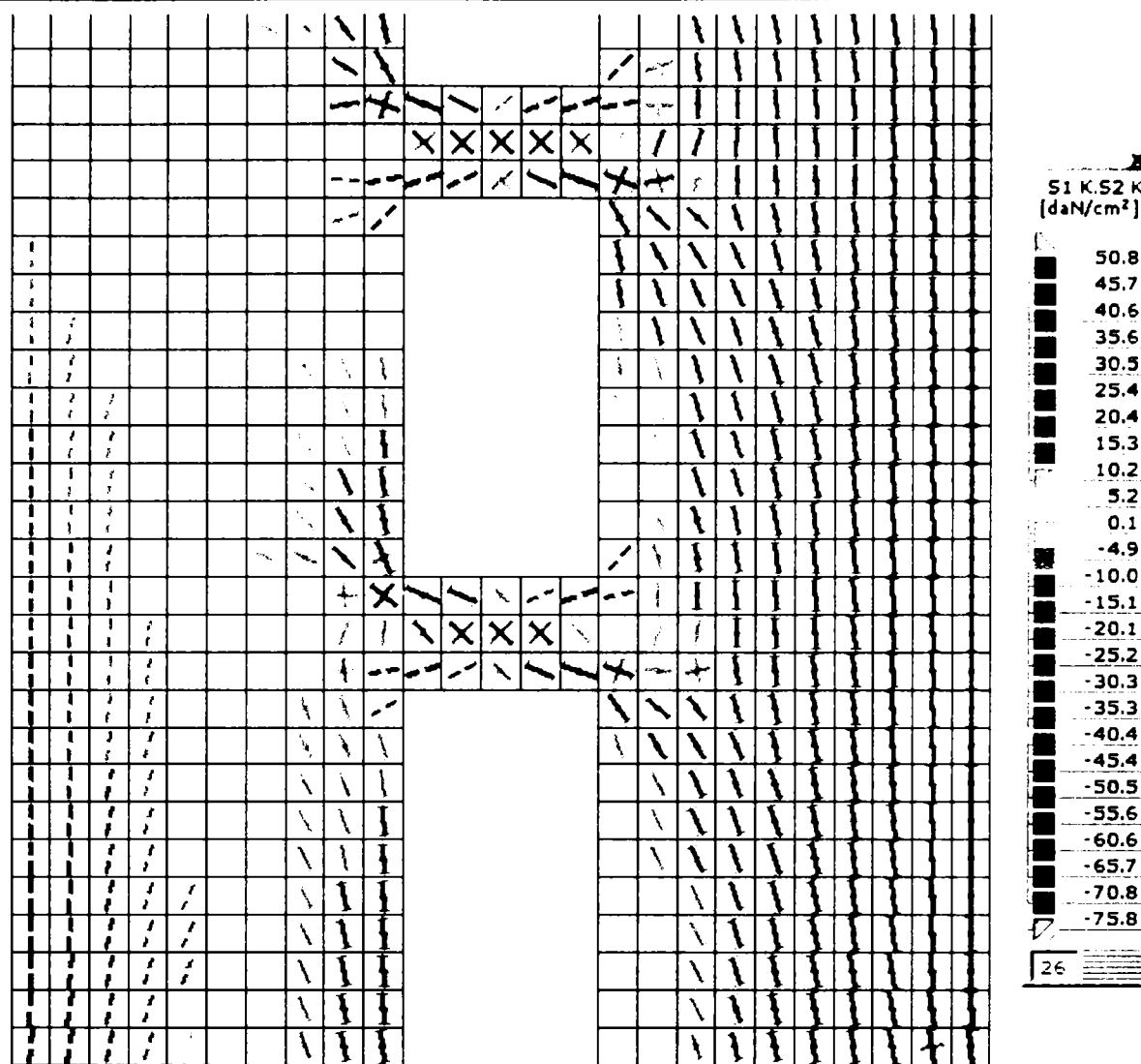
e)



f)

Fig 4. 17 (continuare) Direcțiile eforturilor principale în peretele SW2 (a), SW3 (b), SW4 (c), SW5 (d), SW6 (e), SW7 (f), SW8 (g)





g)

Fig 4. 17 (continuare) Direcțiile eforturilor principale în peretele SW2 (a). SW3 (b). SW4 (c). SW5 (d). SW6 (e). SW7 (f). SW8 (g)

#### 4.3.2.4 Cerințe de armare

Calculul ariei de armare, necesare în fiecare element de șaibă, s-a realizat pe baza metodei de calcul inclusă în programul de calcul AXIS VM 5.0. Programul a determinat aria de armare necesară în stadiul III (de rupere), atât în zona întinsă, cât și în zona comprimată. În figura 4.18 sunt prezentate comparativ, cerința de armare cu bare verticale ( $a_y$ ), respectiv orizontale ( $a_x$ ).

Se observă că la acțiuni orizontale, când distanța între goluri este mică ( $\alpha < 32^\circ$ ), pereții structurali cu goluri decalate prezintă un comportament similar unei grinzi cu zăbrele, prezentând diagonale întinse și comprimate, respectiv tălpi verticale întinse și comprimate. Prin poziționarea golurilor de uși aproape de marginile pereților ( $\alpha \approx 32^\circ$ ), aceștia își schimbă comportarea, peretele devine o consolă verticală cu un montant central foarte puternic, care redistribuie prin intermediul legăturilor eforturile spre cei doi montanți marginali.

#### 4.3.2.4.1 Armarea cu bare verticale

Deoarece solicitările maxime se înregistrează în încastrări la extremitățile montanților, cerința maximă de armare cu bare verticale se înregistrează în aceste zone indiferent de direcția de acțiune seismică.

În montantul mic, aria de armare se menține la procente ridicate de armare, atât pe lungime, cât și pe aproape întreaga înălțime a montantului mic. Cantitatea de armătură longitudinală necesară în acest montant, variază direct proporțional cu creșterea distanței dintre goluri.

La baza montantului mare în punctul 1 se înregistrează o tendință de scădere a necesarului de armătură verticală simultan, ca urmare a creșterii lungimii acestuia, respectiv o creștere a procentului de armare verticală la celălalt capăt al montantului în punctul 2, pentru cealaltă direcție de acțiune seismică.

Ca urmare a deplasării progresive a golului de ușă spre marginea pereților, pe lățimea golului de ușă se înregistrează o creștere a necesarului de armătură verticală de la etajul 1 și o scădere a armăturii verticale necesare peste golul de la etajul 2.

Deși la bază montanții marginali 1 și 3 sunt comprimați, în unele cazuri se observă că de la etajul 2 ei sunt supuși unor eforturi verticale de întindere, care solicită dispunerea de armături longitudinale până la partea superioară a pereților cu goluri decalate, indiferent de direcția de acțiune seismică.

Eforturi maxime se înregistrează și pe direcția diagonalelor, care unesc colțurile a două goluri de ușă de la două nivele succesive. Ca urmare, aceste zone necesită o armare verticală și orizontală mai mare, mai specială, trebuind să fie atent armate. Pe aceste direcții diagonale, procentele de armare scad, prin creșterea distanței dintre goluri, datorită măririi zonei de beton dintre goluri, betonul fiind capabil să preia o pondere mai însemnată din eforturile de întindere, respectiv de compresiune. Diagonalele cele mai puternic solicitate sunt cele de la parter și de la etajul 1, între punctele 6 și 11, respectiv 15 și 18.

#### 4.3.2.4.2 Armarea cu bare orizontale

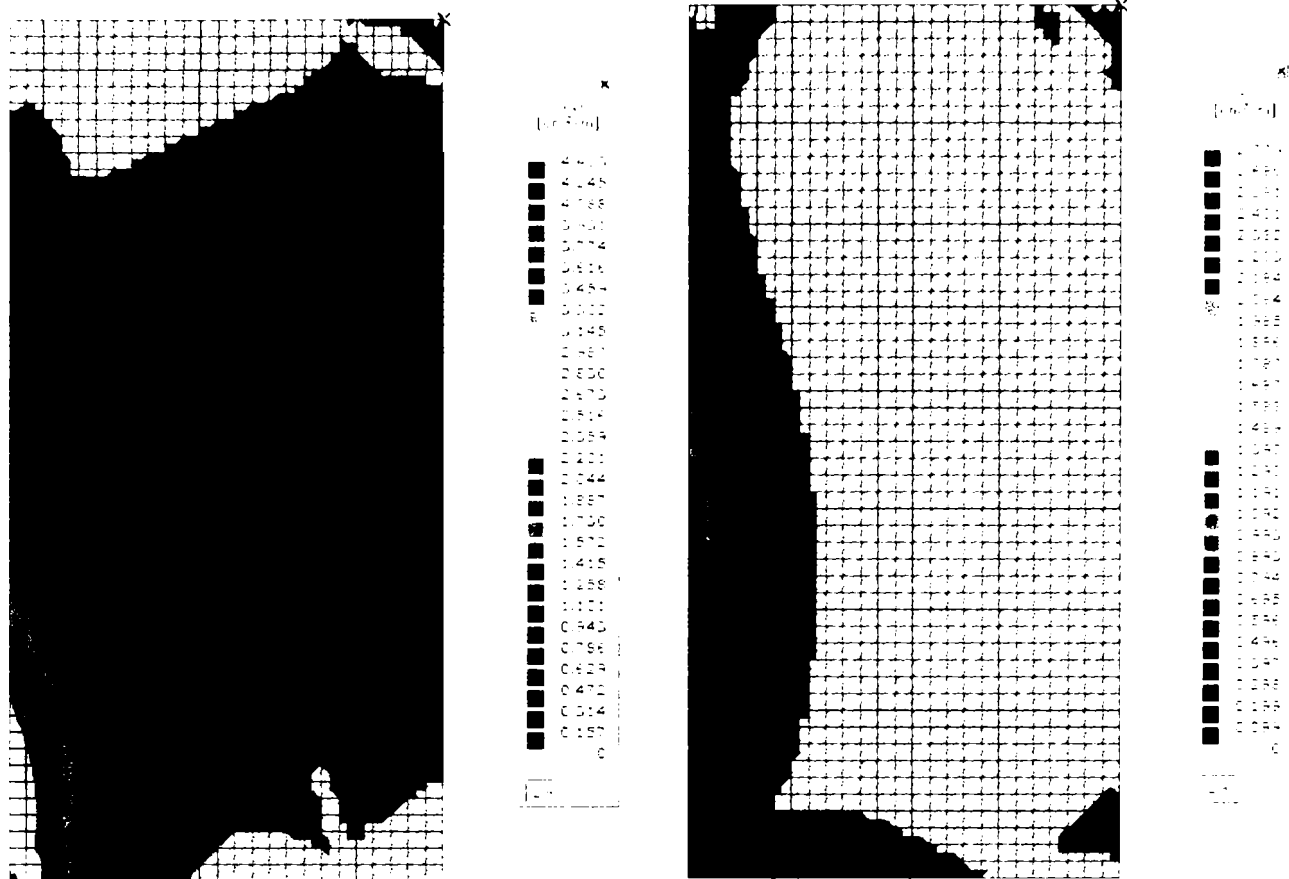
Datorită decalării golurilor pe verticală, zonele cu cel mai mare necesar de armătură orizontală le constituie montanții mici de la parter și etajul 1, aproape întreaga înălțime a acestora crește simultan cu reducerea secțiunii transversale a montanților. Dacă la pereții cuplați zonele puternic armate cu bare orizontale maximă se manifestă pe arii restrânse și numai în anumite zone, la pereții structurali cu goluri decalate se observă un număr mai mare de zone

critice, care se înregistrează pe suprafețe mai extinse. După cum se poate observa în figura 4.18, zonele unde se înregistrează un necesar maxim de armătură orizontală sunt zonele de la colțurile golurilor de ușă de la parter și primul etaj. Prin mărirea distanței dintre goluri crește necesarul de bare orizontale din montantul mic, datorită reducerii secțiunii de beton. De subliniat este faptul că aria maximă de armare orizontală a montanților 1 și 3 este impusă de eforturile de la colțurile golurilor de ușă și nu de eforturile de la baza montantului mic.

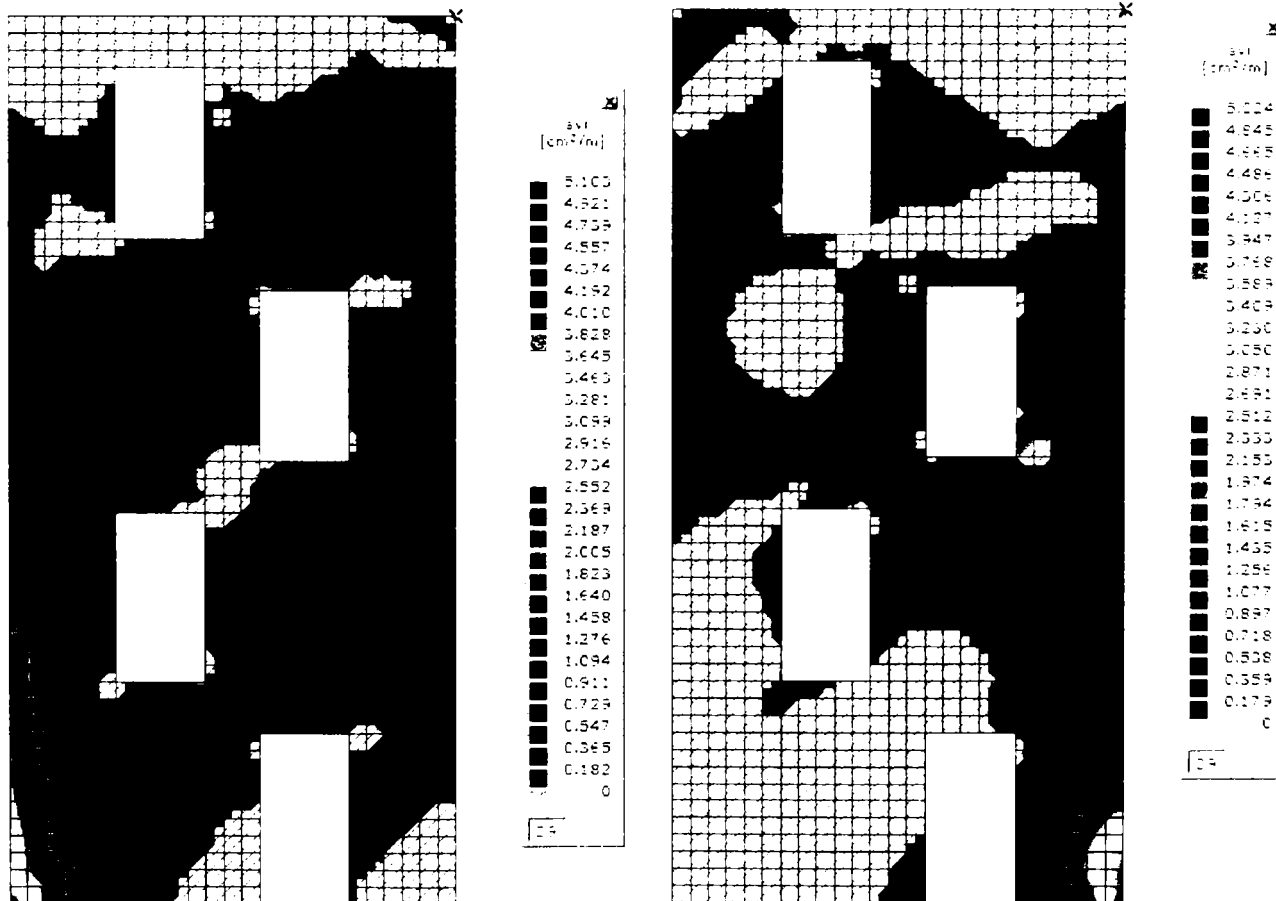
O atenție deosebită trebuie acordată și modului de armare a legăturilor, care trebuie să asigure transmiterea eforturilor între montanții extremi 1 și 3 și care nu au voie să constituie surse de ductilitate prin intrarea în curgere a acestor armături. Prin deplasarea golurilor de ușă spre extremitățile peretelui, se reduce necesarul de armătură orizontală din legături, dar cresc cerințele de armare în montantul mic.

Ca și în cazul armării cu bare verticale, este necesară armarea cu bare orizontale a ambilor montanți 1 și 3 aproape pe toată înălțimea lor, datorită eforturilor însemnate de compresiune care se înregistrează în aceste zone ca urmare a caracterului ciclic al solicitării seismice.

Datorită faptului că forțele orizontale se transmit de la un montant la celălalt și prin intermediul zonelor de perete dintre două goluri suprapuse (panourile 2,3,4), și aceste zone reclamă o atenție specială în ceea ce privește modul de armare cu bare orizontale în scopul preluării forțelor tăietoare.



a)



b)

c)

Figura 4. 18 Cerințe de armare verticală SW1 (a), SW2 (b), SW3 (c), SW4 (d), SW5 (e), SW6 (f), SW7 (g)

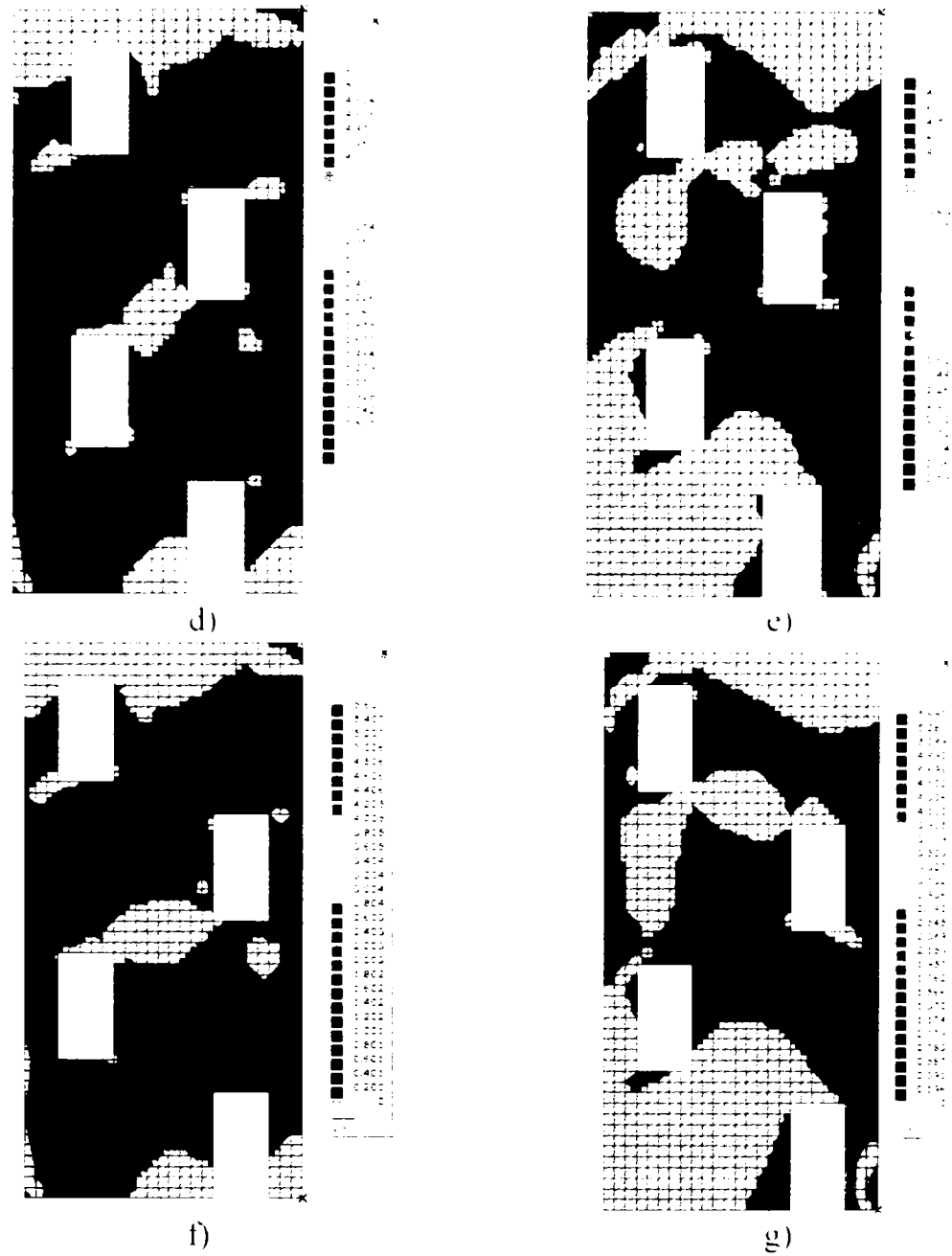


Figura 4. 18 (continuare) Cerințe de armare verticală SW1(a), SW2(b), SW3(c), SW4(d), SW5(e), SW6(f), SW7(g)

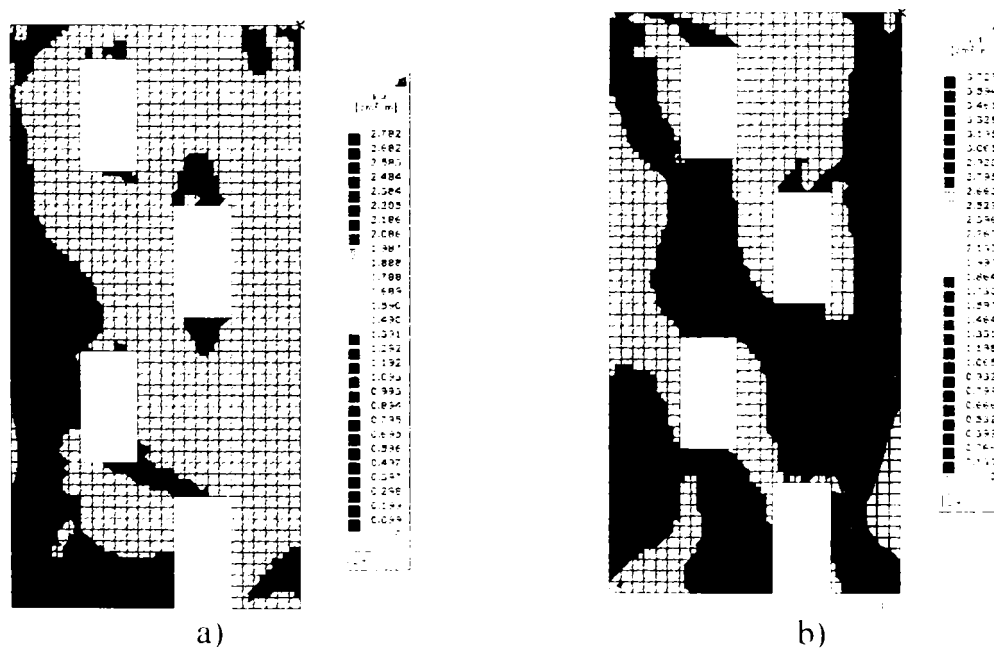


Figura 4. 19 Cerințe de armare orizontală SW2(a), SW3(b), SW4(c), SW5(d), SW6(e), SW7(f), SW8(g)

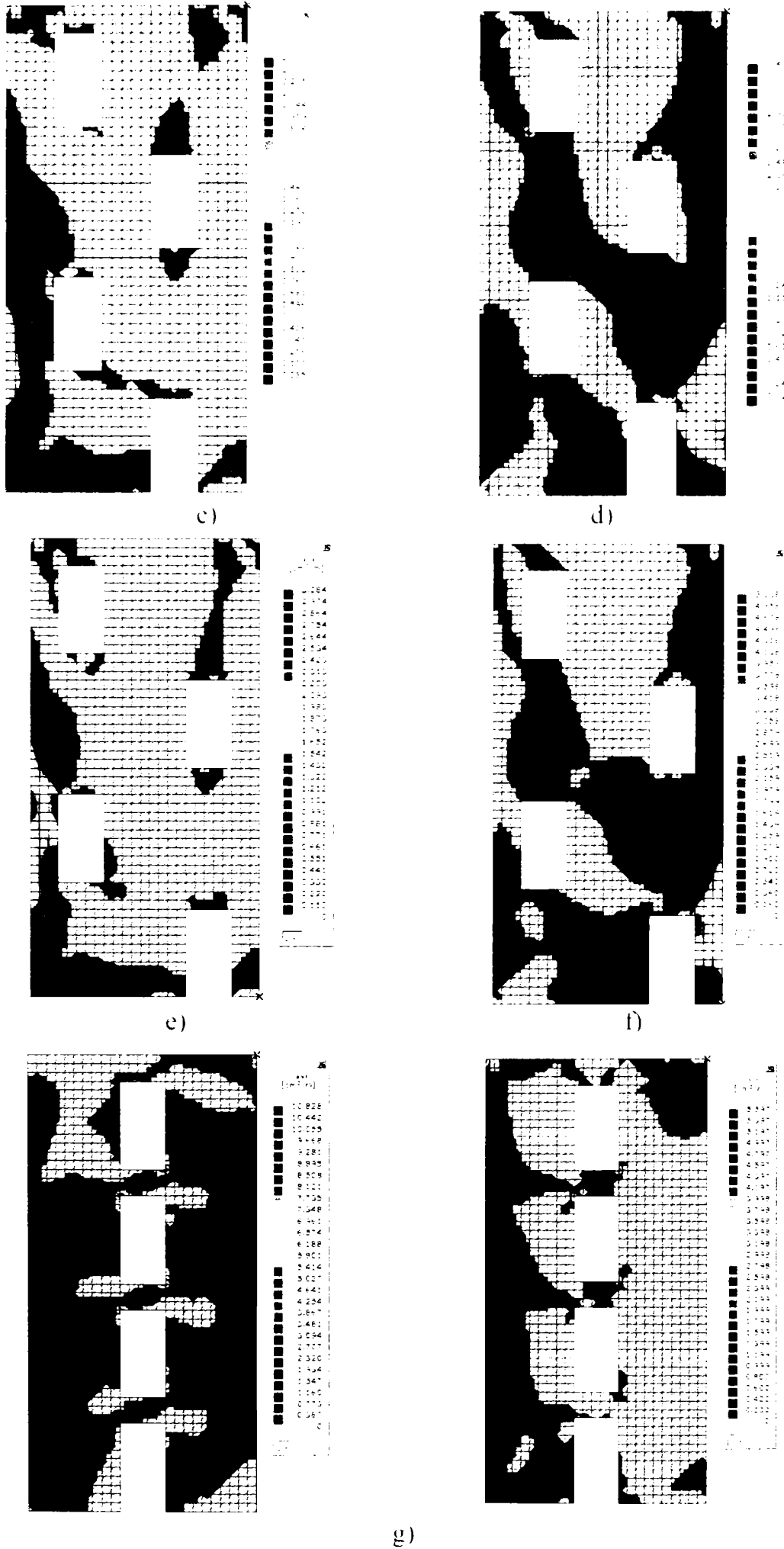


Figura 4. 19 (continuare) Cerințe de armare orizontală SW2(a), SW3(b), SW4(c), SW5(d), SW6(e), SW7(f), SW8(g)

### 4.3.3 Studiul rigidității

Literatura de specialitate precizează că prin decalarea golurilor pe verticală se mărește rigiditatea pereților structurali din beton armat și implicit a întregii clădiri, datorită comportării similare cu a grinzilor cu zăbrele (fig.4.20), recomandându-se utilizarea acestora în zone cu terenuri tasabile, sensibile la înmuiere [Brânzan, 1976].

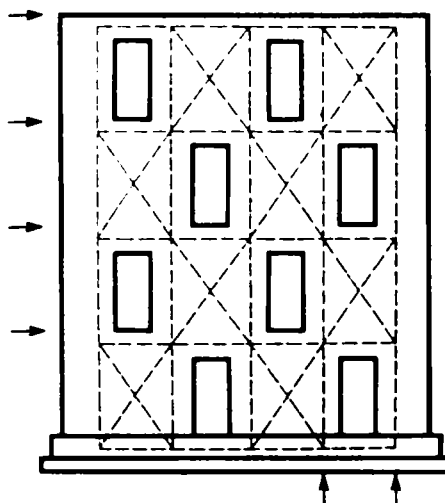


Figura 4. 20 Dispunerea recomandată a golurilor în cazul terenurilor tasabile

Aseastă afirmație este confirmată prin compararea deplasărilor orizontale produse de forțe seismice de intensități egale, înregistrate la nivelul fiecărui planșeu. Se observă în figura 4.22 ,că deplasările orizontale ale pereților cu goluri decalate sunt mai mici decât cele înregistrate de pereții cuplați (SW8) și sunt mai mari decât cele înregistrate în peretele plin SW1. Deoarece prin deplasarea golurilor de ușă spre extremitățile pereților se reduce rigiditatea pereților, indiferent de sensul de acțiune al forțelor seismice, se confirmă ipoteza conform căreia, pe măsură ce distanța dintre goluri crește, peretele își schimbă comportarea ,din grindă cu zăbrele, în consolă verticală. Deformatele tuturor pereților solicitați identic sunt prezentate grafic în figura 4.21

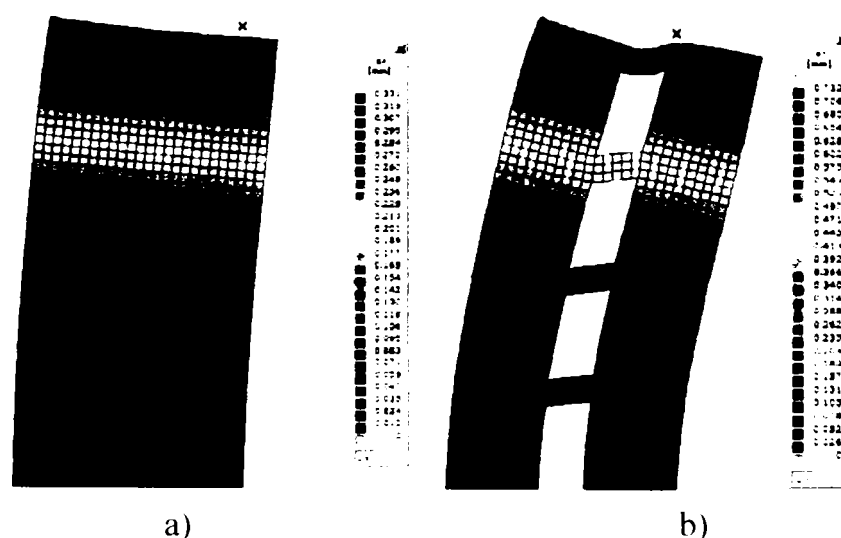


Figura 4. 21 Deplasări orizontale pereți SW1(a), SW8(b), SW2(c), SW3(d), SW4(e), SW5(f), SW6(g), SW7(h)

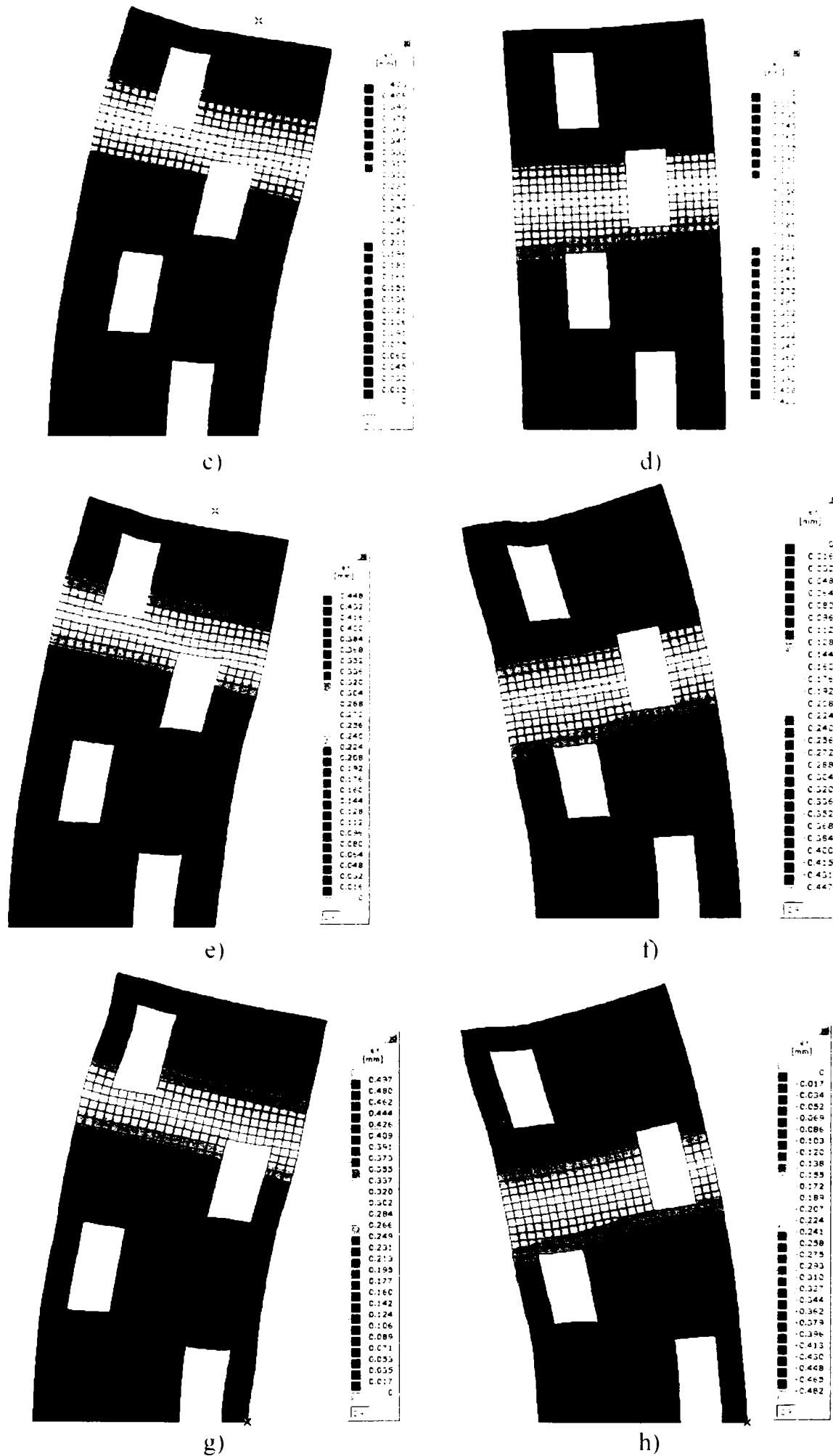


Figura 4. 21(continuare) Deplasări orizontale SW1(a), SW8(b), SW2(c), SW3(d), SW4(e), SW5(f), SW6(g), SW7(h)



## Cap.4 Studii teoretice asupra comportării seismice a pereților structurali cu goluri decalate

Din figura 4.21 se mai observă, că datorită deplasării golurilor de ușă spre extremitățile pereților, montanții marginali 1 și 3 suferă deformații ale secțiunii transversale din ce în ce mai puternice. Astfel, montanții întinși înregistrează o reducere a secțiunii transversale, în timp ce montanții comprimați manifestă o tendință de mărire a volumului, ca efect al forțelor puternice de compresiune. De asemenea, prin deplasarea golurilor spre extremitatea peretelui, cresc deplasările verticale ale punctelor, situate la partea superioară și inferioară a golurilor, între colțurile golurilor de ușă, ca urmare a reducerii secțiunii de beton a montanților extremi [Moșoarcă, 2001].

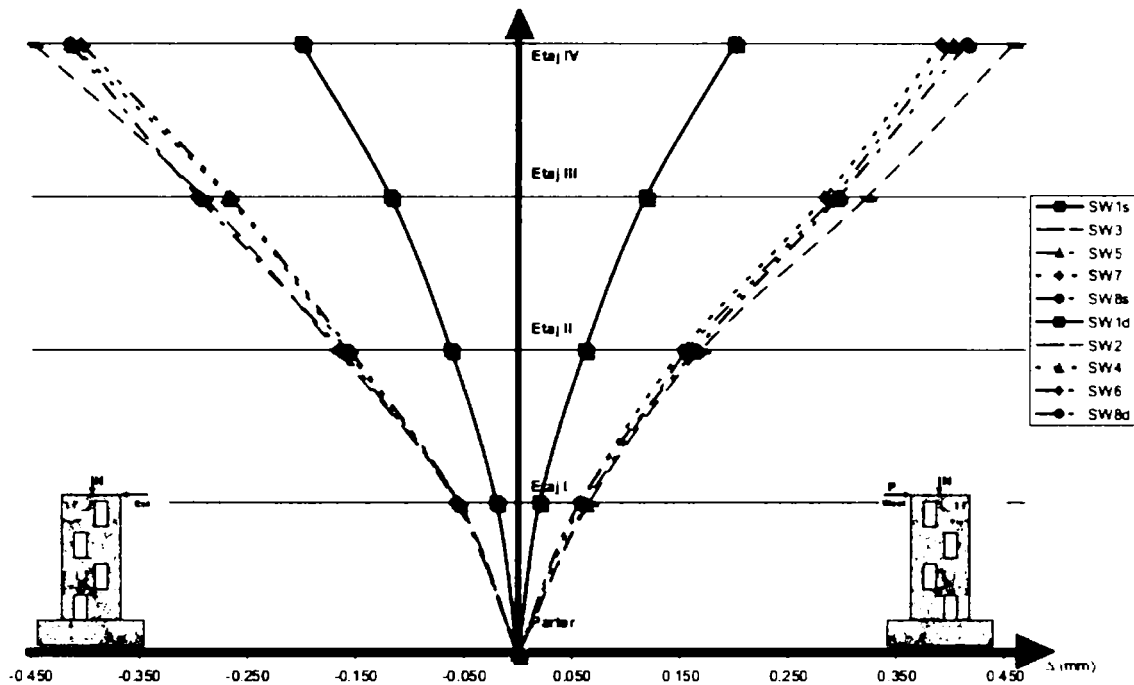


Figura 4. 22 Deplasări orizontale comparative

Tabelul 4. 4 Deplasări orizontale comparative

Etaj	x [cm]							
	SW1	SW2	SW3	SW4	SW5	SW6	SW7	SW8
IV	0.296	-0.385	0.384	-0.414	0.401	-0.448	0.457	-0.660
III	0.211	-0.252	0.260	-0.269	0.292	-0.291	0.322	-0.463
II	0.116	-0.146	0.134	-0.159	0.155	-0.168	0.169	-0.252
I	0.035	-0.053	0.053	-0.055	0.062	-0.055	0.071	-0.086

La toți pereții structurali studiați, deplasările orizontale relative cresc progresiv pe înălțime. Cele mai mici deplasări relative le înregistrează peretele plin SW1, iar cele mai mari deplasări relative se înregistrează în peretele cuplat SW8 (fig. 4.23). În cazul pereților cu goluri decalate se manifestă aceeași tendință de creștere pe verticală a valorilor deplasărilor orizontale relative, înregistrându-se valori cuprinse între valorile peretelui plin și cele ale peretelui cuplat. Tot din figura 4.23 se observă, că prin deplasarea golurilor de ușă spre extremitățile pereților și scăderea valorilor unghiului  $\alpha$ , cresc deplasările orizontale relative la nivelul aceluiași etaj, valorile maxime fiind cuprinse între valorile peretelui plin și a celui cu goluri.

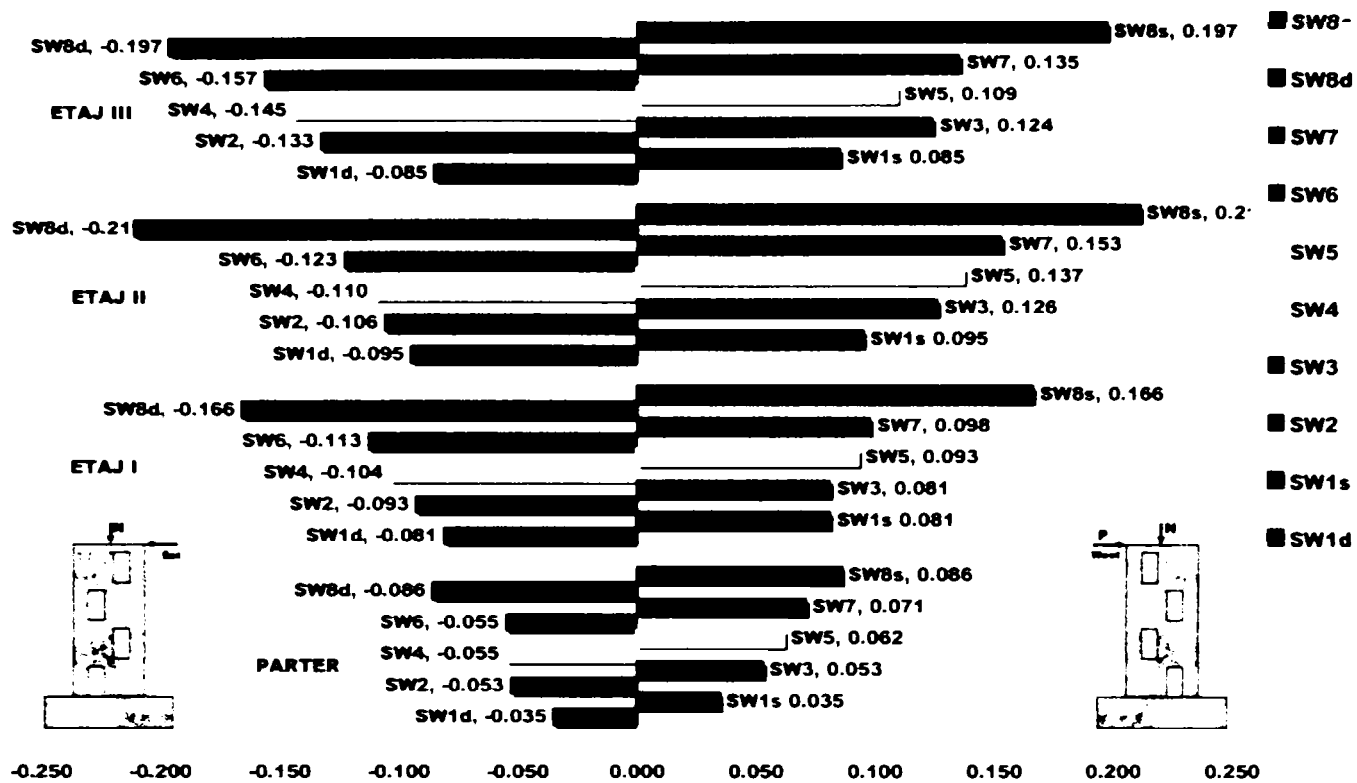


Figura 4. 23 Deplasări relative orizontale comparative

În figura 4.24 sunt trasate deformatele axului median al pereților cu goluri decalate. Se observă că deformatele pereților sunt puternic influențate de poziția golurilor. Astfel, spre deosebire de deformata peretelui cuplat, pentru forțe seismice ce acționează din dreapta, deformatele prezintă mai multe puncte de inflexiune generate de salturile de rigiditate, ca urmare a decalării golurilor de ușă pe verticală. În timp ce pentru cealaltă direcție de acțiune a forței seismice, pereții cu goluri decalate prezintă o deformată similară unei console.

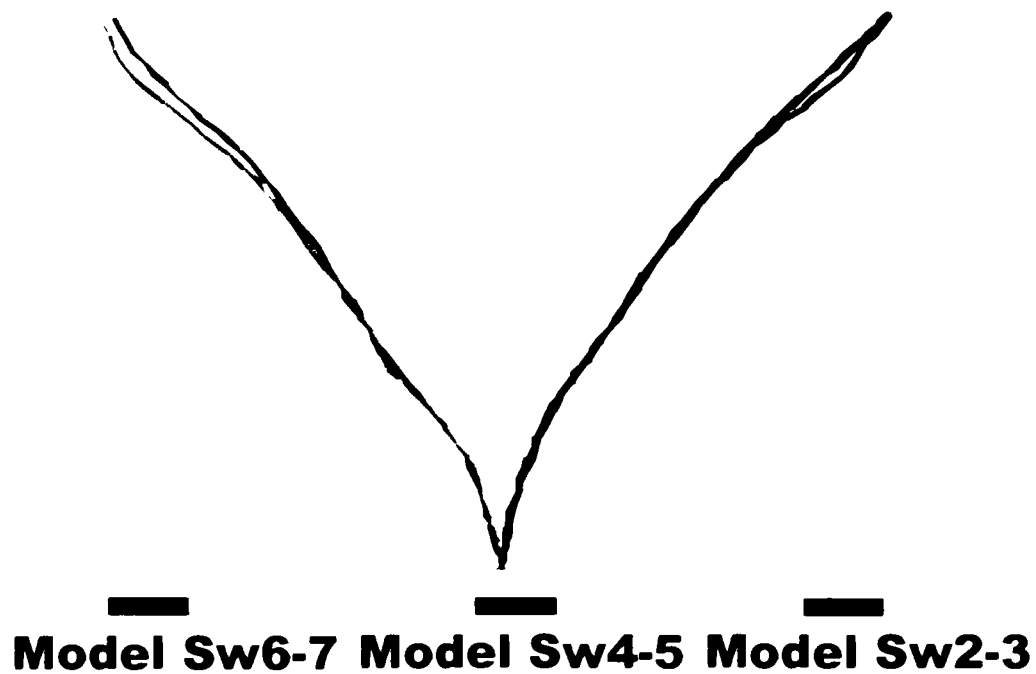


Figura 4. 24 Deformată pereților structurali cu goluri decalate

#### 4.4 ANALIZA COMPORTĂRII POSTELASTICE A PEREȚILOR STRUCTURALI DIN BETON ARMAT LA ACȚIUNI ORIZONTALE

##### 4.4.1 Necesitatea analizei în domeniul postelastice a pereților structurali din beton armat.

În general, realizarea unei analize în domeniul postelastice a structurilor evidențiază o serie de avantaje economice, structurale și constructive, legate de: identificarea modurilor de cedare a structurilor, determinarea capacității portante reale a structurii, stabilirea exactă a modurilor corecte de armare a zonelor suprasolicitate, obținerea unor valori pentru solicitările de cedare mai apropiate de cele reale, în comparație cu cele determinate de calculul în domeniul elastic, etc. Cercetările experimentale și teoretice efectuate pe pereții structurali din beton armat amplasați în zone seismice au indicat faptul că este total neeconomică proiectarea acestora în scopul obținerii unui răspuns elastic la solicitările seismice. Datorită capacității ridicate de disipare a energiei seismice și a modurilor de cedare ductile, aceștia trebuie proiectați ca fiind capabili de incursiuni în domeniul postelastice [Ianca, 1986].

În momentul de față, analiza neliniară a structurilor din beton armat se realizează cu programe de calcul specializate, bazate pe metoda elementului finit. În funcție de modul în care se transmite la structură excitația seismică, există două tipuri de programe de analiză neliniară:

I.) programe de *analiză dinamică neliniară*, la care excitația seismică este cunoscută sub forma unor accelerograme sau spectre, iar programul oferă la diverse intervale de timp informații despre starea structurii și a materialelor;

II.) programe de *analiză static neliniară* (push-over), la care excitația seismică acționează asupra structurii sub forma unor forțe orizontale crescătoare, direct aplicate în diverse puncte selectate. Programul oferă informații despre structură și materiale la fiecare pas de încărcare.

Deși, analizele dinamice neliniare oferă rezultatele cele mai apropiate de structura reală, datorită numărului mare de parametri care trebuie introduși, analiza este destul de greoaie și necesită un volum de lucru mai ridicat. Din aceste cauze, deși analiza static neliniară nu oferă date atât de precise și nu solicită structura chiar identic cu excitația seismică, totuși rezultatele obținute pot fi declarate satisfăcătoare și apropiate de rezultatele înregistrate în structura reală, fiind des utilizată în cercetare.

#### 4.4.2 Modelarea comportării pereților structurali din beton armat solicitați seismic în domeniul postelast

Analiza comportării în domeniul postelast a pereților structurali din beton armat la solicitări orizontale s-a realizat cu ajutorul programului de calcul BIOGRAF 02 [Avram 1971, 1984, Pacoste 1988, Stoian 1992, 1995]. Programul de calcul efectuează o analiză neliniară 2D în varianta biografică, pe baza incrementelor de încărcare propuse de utilizator. Se utilizează la elemente de suprafață încărcate în planul lor, discretizate în elemente finite anizotrope din beton armat aflate în stare plană de tensiune. În urma analizei se determină starea de eforturi și de deformații în beton și armătură, precum și starea fizică a elementului (nefisurat, fisurat, plasticizat, zdrobit) la fiecare treaptă de încărcare.

Pereții structurali studiați au fost discretizați în elemente finite triunghiulare, dimensiunile acestora fiind impuse de poziția armăturilor. Modurile de discretizare ale celor cinci pereți studiați sunt prezentate în figurile 4.25-28. Numărul de elemente și de noduri pentru fiecare perete sunt prezentate în tabelul 4.5.

Tabelul 4. 5 Numărul de elemente și noduri

Perete structural	Numar noduri	Numar elemente	Nr. forte verticale	Nr. forte orizontale
SW1	703	1296	11	5
SW2 , SW3	703	1296	9	5
SW4 , SW5	592	1080	8	5
SW6 , SW7	592	1080	8	5
SW8	703	1296	11	5

Toți pereții au fost armați cu aceeași cantitate de armătură orizontală și verticală, ei fiind diferențiați prin poziția carcaselor de armătură verticală, care se schimbă în funcție de amplasarea golurilor. Modul de dispunere al barelor de armătură s-a efectuat în conformitate cu *principiile de armare* ale pereților structurali, prevăzute în normativul P85/1996, care impune ca:

- în jurul golurilor din pereți să fie dispuse carcase de armături, cu rol de bordare. Carcasele au fost realizate din patru bare, prevăzute cu etrieri;
- să existe armături orizontale și verticale dispuse pe ambele fețe ale pereților, atât la capetele montanților, cât și în câmp;
- să se asigure aderența dintre beton și armătură, prin utilizarea armăturilor cu suprafața amprentată de tip PC.

Din punct de vedere al modului de aplicare a forțelor, toți pereții au fost solicitați de forțe verticale constante ( $N=5000$  daN) și orizontale crescătoare, aplicate numai la partea superioară a

acestora. Pentru a evita apariția unor efecte locale nerelevante (zdrobiri locale ale betonului, intrări în curgere a armăturilor), forțele concentrate au fost introduse în modelare sub forma mai multor forțe concentrate dar mici ca intensitate, aplicate în mai multe noduri învecinate, pe o suprafață mai mare.

Proprietățile fizico-mecanice ale materialelor ce compun modelele sunt prezentate în tabelul 4.3.

Detreminarea din volumul foarte mare de rezultate numai a anumitor valori a fost posibilă prin conceperea programului postprocesor TRANSBIO. Acest program de calcul este scris în limbajul QBASIC și extrage din fișierele de rezultate cu extensia .reb întocmite de programul BIOGRAF, numai valorile dorite de utilizator, pe care le salvează într-un fișier cu extensia .bas. Liniile de comandă ale programului TRANSBIO sunt prezentate în anexa A.

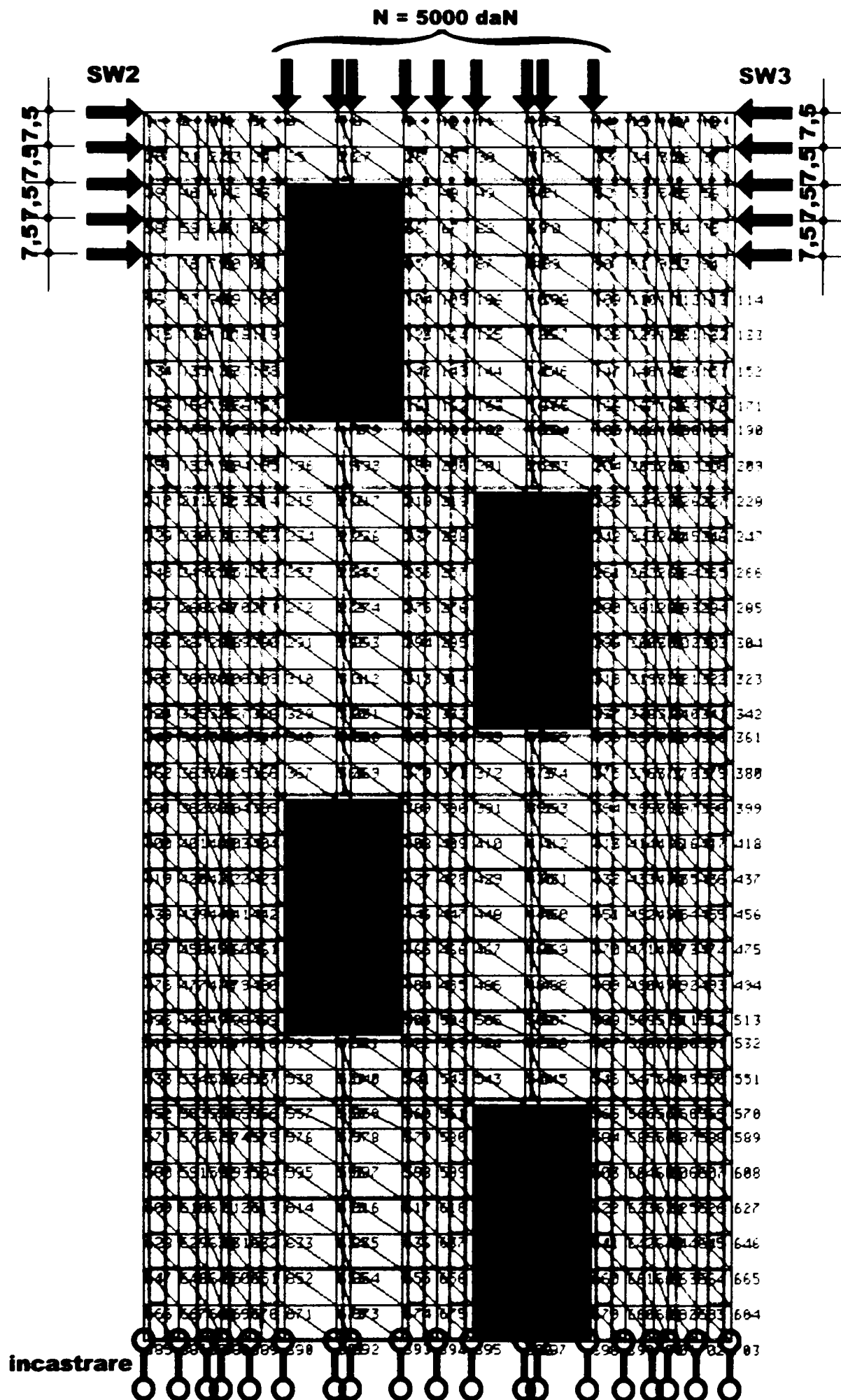


Figura 4. 25 Reprezentarea forțelor, armăturilor, gradelor de libertate blocate, și a elementelor finite utilizate în analiza neliniară pentru modelul SW2-3

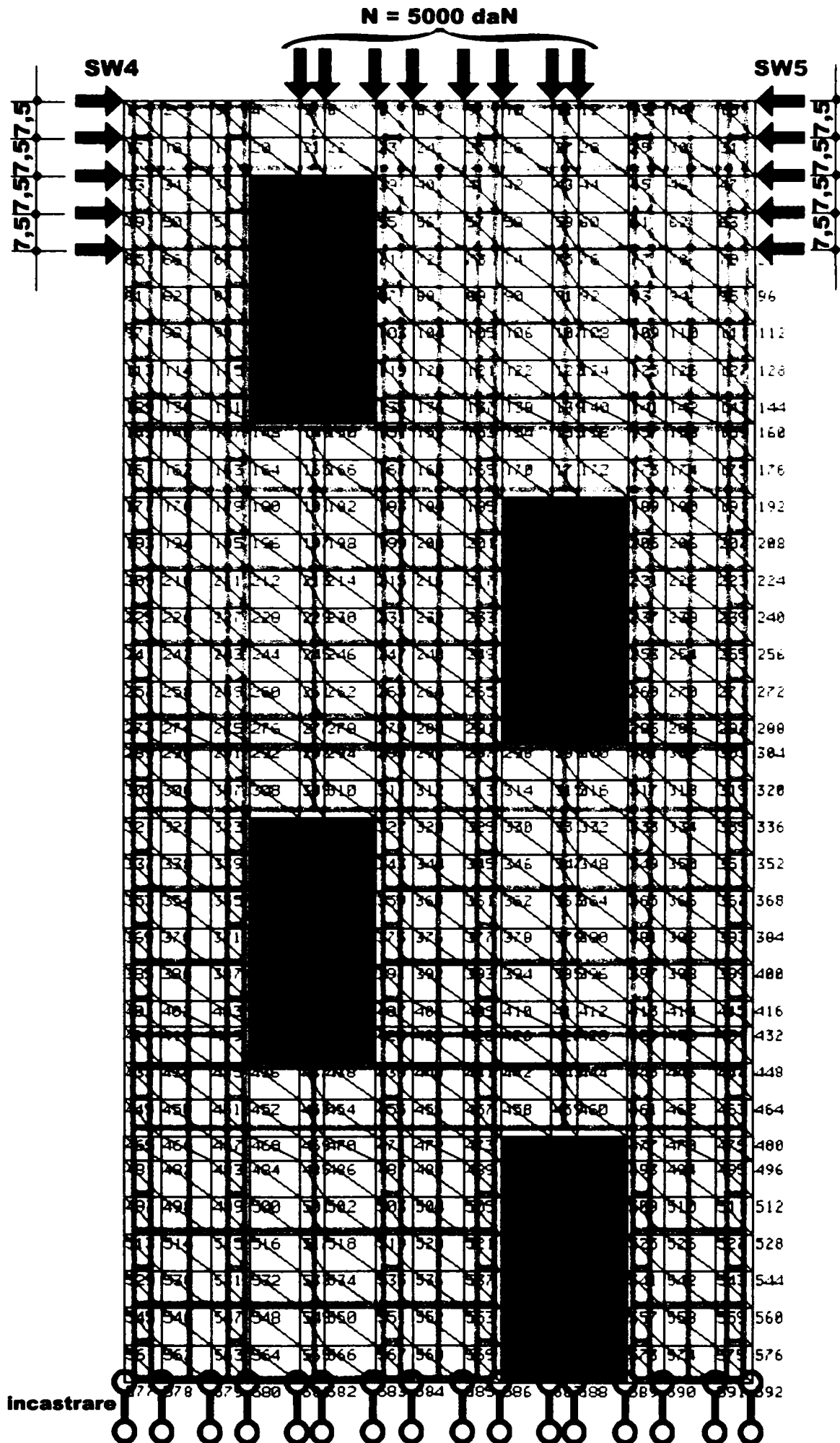


Figura 4. 26 Reprezentarea forțelor, armăturilor, gradelor de libertate blocate, și a elementelor finite utilizate în analiza neliniară pentru modelul SW4-5

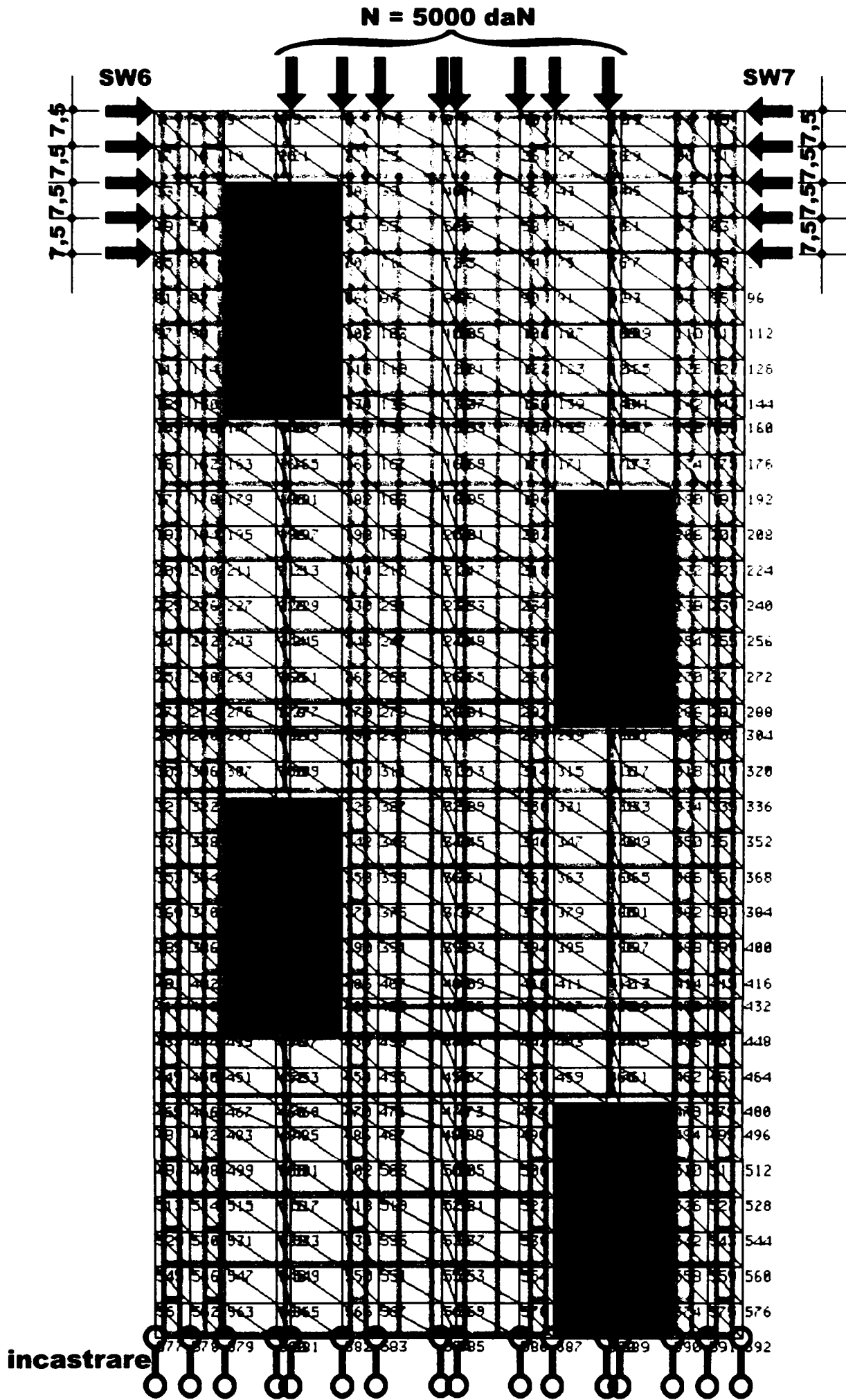


Figura 4. 27 Reprezentarea forțelor, armăturilor, gradelor de libertate blocate, și a elementelor finite utilizate în analiza neliniară pentru modelul SW6-7



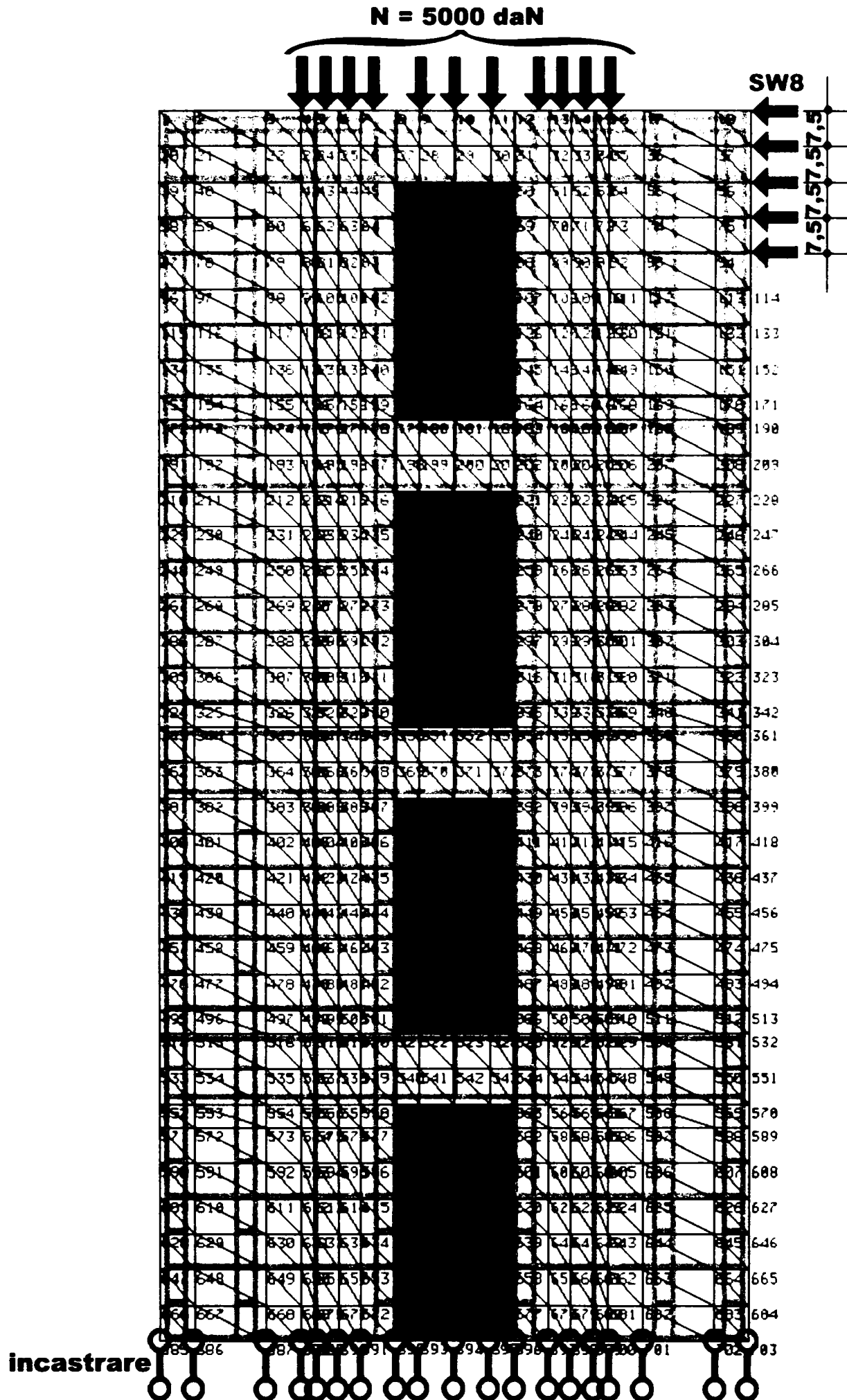


Figura 4. 28 Reprezentarea forțelor, armăturilor, gradelor de libertate blocate, și a elementelor finite utilizate în analiza neliniară pentru modelul SW8

#### 4.4.3 Starea de fisurare a pereților structurali din beton armat cu goluri decalate

Cunoașterea modului de fisurare și a evoluției fisurilor la elementele din beton armat permite înțelegerea corectă a modului de preluare și transmitere a eforturilor, pe măsură ce solicitarea crește ca intensitate, iar rigiditatea elementului se reduce progresiv. Starea de fisurare a elementului solicitat realizează un tablou general al distribuției fisurilor și indică eforturile secționale predominante într-o anumită zonă a peretelui. Pe baza acestor informații se pot propune diverse modalități de armări ale zonelor puternic solicitate, astfel încât să se obțină pereți structurali capabili să dezvolte mecanisme de cedare ductile, fără reduceri semnificative de rigiditate.

Fisurarea celor cinci pereți model studiați a fost posibilă prin impunerea unor incremente de forțe, care să permită evidențierea evoluției acestora pentru un număr cât mai mari de pași de încărcare, indicând apariția primei fisuri și a fisurării zonelor importante de perete. Toate modelele au fost solicitate și studiate la un număr de peste 90 de incremente de forțe. În fig. 4.29 sunt prezentați comparativ toți pereții structurali studiați în momentul înregistrării primei fisuri și în stadiul de cedare a acestora.

În urma comparației modurilor de fisurare a pereților SW1-SW8 la diverși pași de încărcare și a interpretării rezultatelor grafice furnizate de programul BIOGRAF, au rezultat următoarele concluzii:

➤ pereții structurali cu goluri decalate înregistrează prima fisură la baza montantului întins, datorită încovoierii acestuia ca urmare a acțiunii forței seismice. Ei prezintă o fisurare identică cu a peretelui plin SW1, dar diferită de cea a peretelui cuplat SW8, la care pe lângă fisura de la baza montantului întins, sunt semnalate simultan și fisuri verticale la capetele tuturor riglelor de cuplare. Acest mod de fisurare indică rigiditatea sporită a pereților cu goluri decalate apropiate de cea a peretelui plin și faptul că pentru aproape aceeași valoare a forței orizontale aceeași cantitate de armatură și același mod de armare, peretele cuplat SW8 înregistrează o degradare a rigidității mai ridicată;

➤ din compararea rezultatelor se observă că peretele cuplat SW8 fisurează la cea mai mică valoare a forței seismice, iar peretele plin SW1 la cea mai ridicată. Pereții cu goluri decalate înregistrează primele fisuri la valori ale forței orizontale apropiate de cea a peretelui plin SW1. Totuși, din tabelul 4.7 se observă că prima fisură în pereții cu goluri decalate se înregistrează aproape la aceeași valoare a intensității forței orizontale, indiferent de direcția de acțiune seismică;

➤ din punct de vedere al deplasării orizontale maxime la care se înregistrează prima

fișură, se observă că peretele cuplat SW8 fișurează la o deplasare orizontală de 0,4 mm, în timp ce peretele plin și cel cu goluri decalate, fișurează la o deplasare orizontală puțin mai mare, cuprinsă între 0,5-0,6 mm. Fenomenul se datorează rigidității ridicate a legăturilor și a dispunerii carcaselor suplimentare de armături cu rol de bordare;

➤ după fișurarea la bază din încovoiere, toți pereții structurali dezvoltă fișuri înclinate după direcția liniei care unește colțul din stânga sus al golului de la parter cu colțul din dreapta jos al ușii de la etajul 1;

➤ în general, montantul întins prezintă fișuri din încovoiere pe toată înălțimea acestuia. În cazul în care montantul întins are dimensiuni foarte mici datorită golului de ușă așezat foarte aproape de marginea peretelui, la cedare, în montantul de la parter se înregistrează zone nefișurate la mijlocul înălțimii de ușă ca urmare a redistribuției eforturilor spre zonele cu rigiditate mai ridicată ;

➤ la cedare, la baza montantului comprimat se înregistrează fișuri verticale de compresiune pe toată înălțimea golurilor, iar în restul montantului fișuri din tăiere și încovoiere;

➤ indiferent de direcția de acțiune seismică, la baza montantului 2 se înregistrează fișuri orizontale din încovoiere ,pe toată zona delimitată de goluri. Spre partea superioară a montantului central își fac apariția și primele fișuri înclinate din tăiere;

➤ în funcție de lungimea montantului, acesta poate să nu înregistreze fișuri în zonele puternic solicitate de la nivelul planșeului de peste parter. Astfel, în pereții SW6 și SW7 sunt semnalate zone în care montantul central nu este fișurat, pe când în cazul peretelui cuplat SW8, această zonă este puternic fișurată;

➤ prin creșterea distanței dintre golurile decalate , montantul central 2 devine mai rigid și își mărește capacitatea portantă. Pentru valori ale unghiului  $\alpha > 32^\circ$  la cedare, în punctele 1 și 2 se înregistrează la bază o zonă comprimată și una întinsă, el comportându-se ca un perete structural, montanții marginali fiind întinși, respectiv comprimați;

➤ pe zona dintre două goluri succesive se înregistrează numai fișuri din încovoiere sau numai fișuri din forțe tăietoare, în funcție de direcția de acțiune a solicitării seismice. Se recomandă dispunerea în aceste zone, de armături orizontale și verticale, care să fie capabile să poată prelua aceste solicitări, evitând astfel apariția unor cedări casante și a unor pereți structurali cu ductilitate redusă;

➤ diagonalele întinse și comprimate din pereții structurali sunt mai bine puse în evidență când forța seismică este aplicată la fața montantului mic (SW2, SW4, SW6). Pe baza acestor fișuri se poate determina lățimea zonei active a diagonalelor ,utilizate de procedeul medelelor de bare (strut and tie). Prin aplicarea forțelor seismice la extremitatea montantului

mic, în pereți se dezvoltă o fisurare pe o suprafață mai mare, decât în cazul când forțele seismice acționează pe montantul unde nu există gol de ușă. Deci în funcție de direcția de acțiune seismică, peretele poate fisura pe zone mai mari sau restrânse;

➤ pentru  $\alpha < 18^\circ$ , datorită distanței mari dintre goluri, în stadiul ultim de cedare, zona de peste golul de ușă de la parter este mult mai puțin solicitată la încovoiere față de ceilalți pereți, care prezintă fisuri multiple în această zonă;

➤ în zona de sub golul de ușă de la etajul 1 se înregistrează fisuri, întodeauna provocate de forțele tăietoare, indiferent de direcția de acțiune seismică. La partea superioară a golului de ușă de la etajul 1 există în general fisuri din încovoiere și tăiere. În cazul în care distanța dintre goluri este mare, cum este cazul peretelui SW7, în aceste zone se înregistrează fisuri numai din încovoiere sau chiar beton nefisurat;

➤ la partea inferioară a golului de ușă de la etajul 2, majoritatea fisurilor sunt înclinate datorită forțelor tăietoare. Și în această zonă, când distanța dintre goluri este mai mare, sunt semnalate în stadiul de cedare zone cu beton nefisurat;

În concluzie, privind comparativ modul de distribuție a fisurilor în stadiul de cedare a pereților, se poate observa că pentru valori ale unghiului  $\alpha > 18^\circ$ , pereții au un comportament asemănător grinzilor cu zăbrele: se pot distinge clar diagonalele întinse și comprimate, respectiv tălpile întinse și comprimate, în funcție de direcția de acțiune a forțelor seismice. În cazul în care  $\alpha < 18^\circ$ , fisurile indică o comportare asemănătoare unei structuri în cadre, la care stâlpul central este montantul central 2 foarte puternic și care înregistrează la bază fisuri din încovoiere la o extremitate și fisuri din compresiune la cealaltă extremitate. Ceilalți doi montanți marginali 1 și 3 sunt mai puțin rigizi și preiau o pondere mai redusă din forțele seismice, fiind solicitați numai la întindere sau numai la compresiune. Conlucrarea dintre cei trei montanți se realizează prin panourile de beton delimitate de aceștia și care preiau în general forțele tăietoare și le distribuie între aceștia. Aceste panouri se comportă ca pene de beton rigide, așa cum se specifică și în normativul P85-2001.

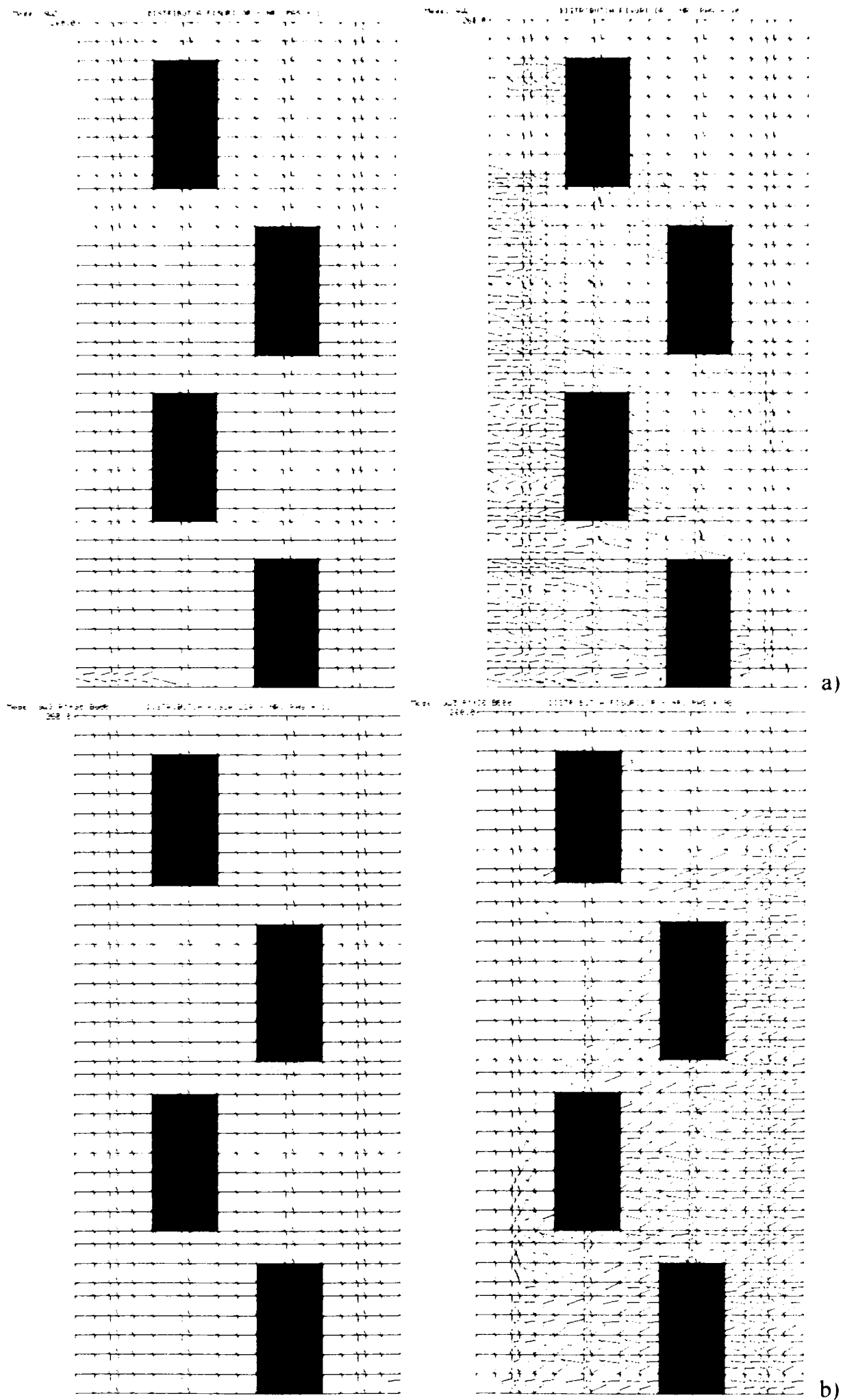


Figura 4. 29 Apariția și distribuția fisurilor în stadiul limită ultim la modelul SW2(a), SW3(c), SW4(d), SW5(e)

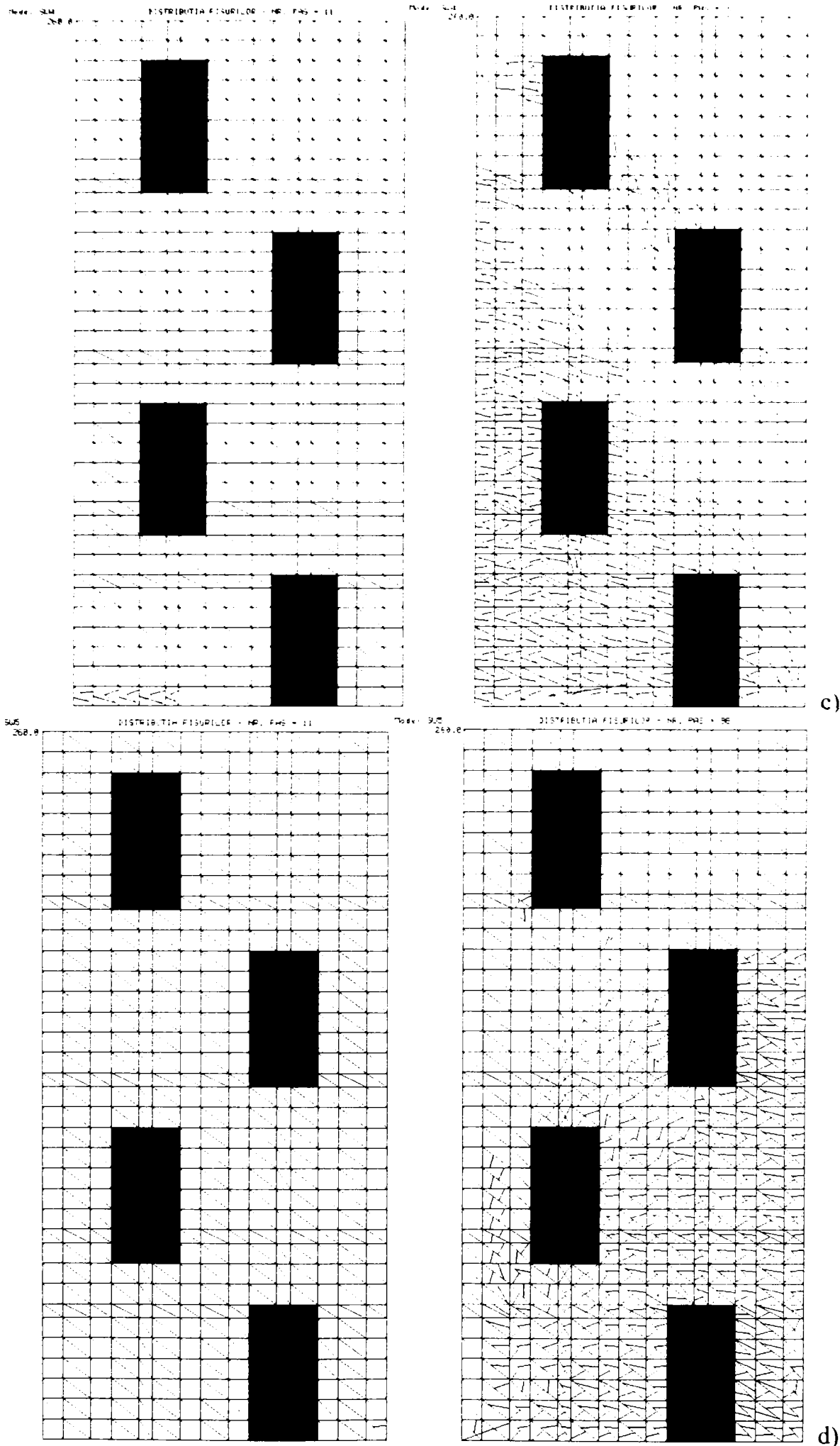


Figura 4. 29 (continuare) Apariția și distribuția fisurilor în stadiul limită ultim la modelul SW2(a), SW3(c), SW4(d), SW5(e)

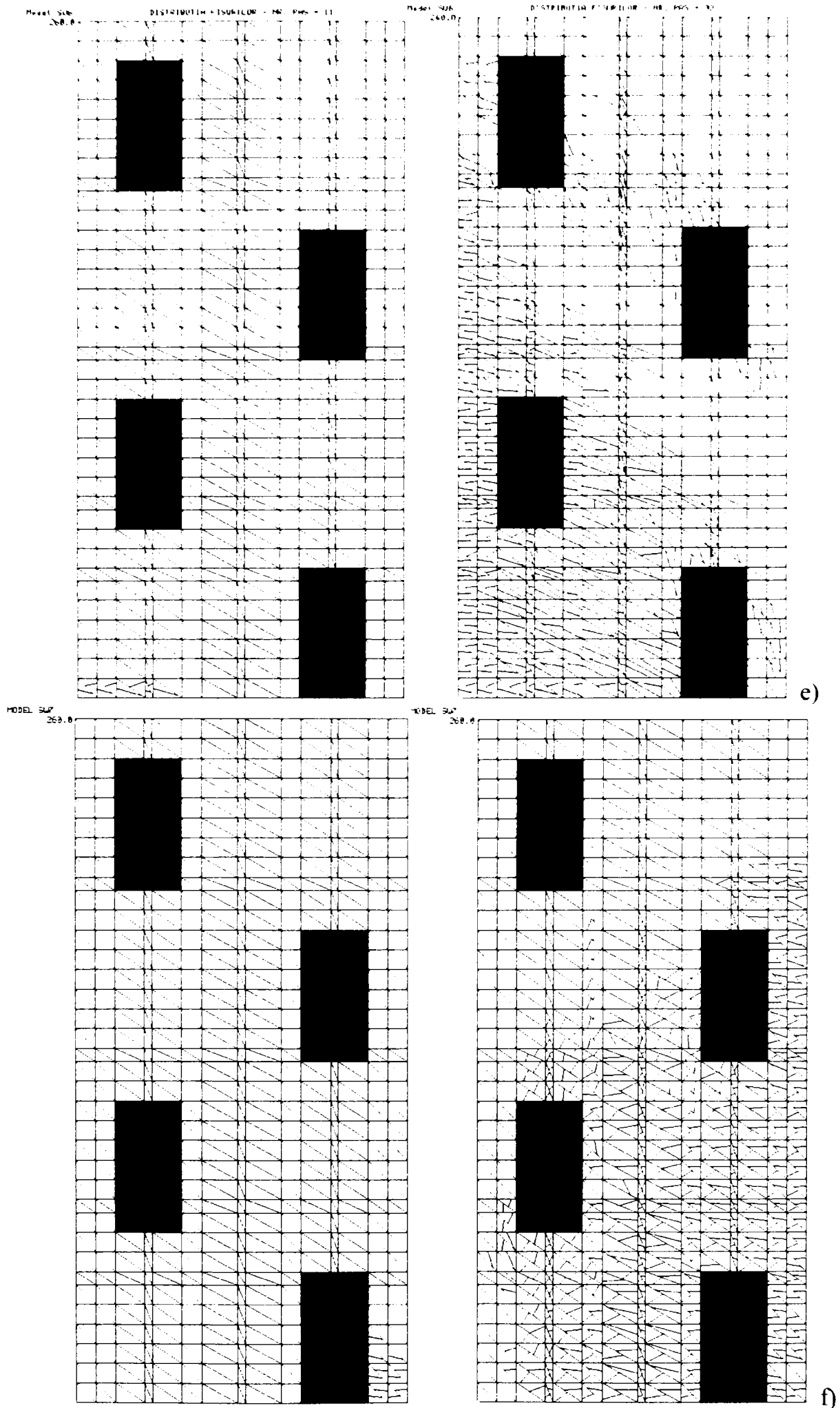


Figura 4. 29 (continuare) Apariția și distribuția fisurilor în stadiul limită ultim la modelul SW2(a), SW3(c), SW4(d), SW5(e)

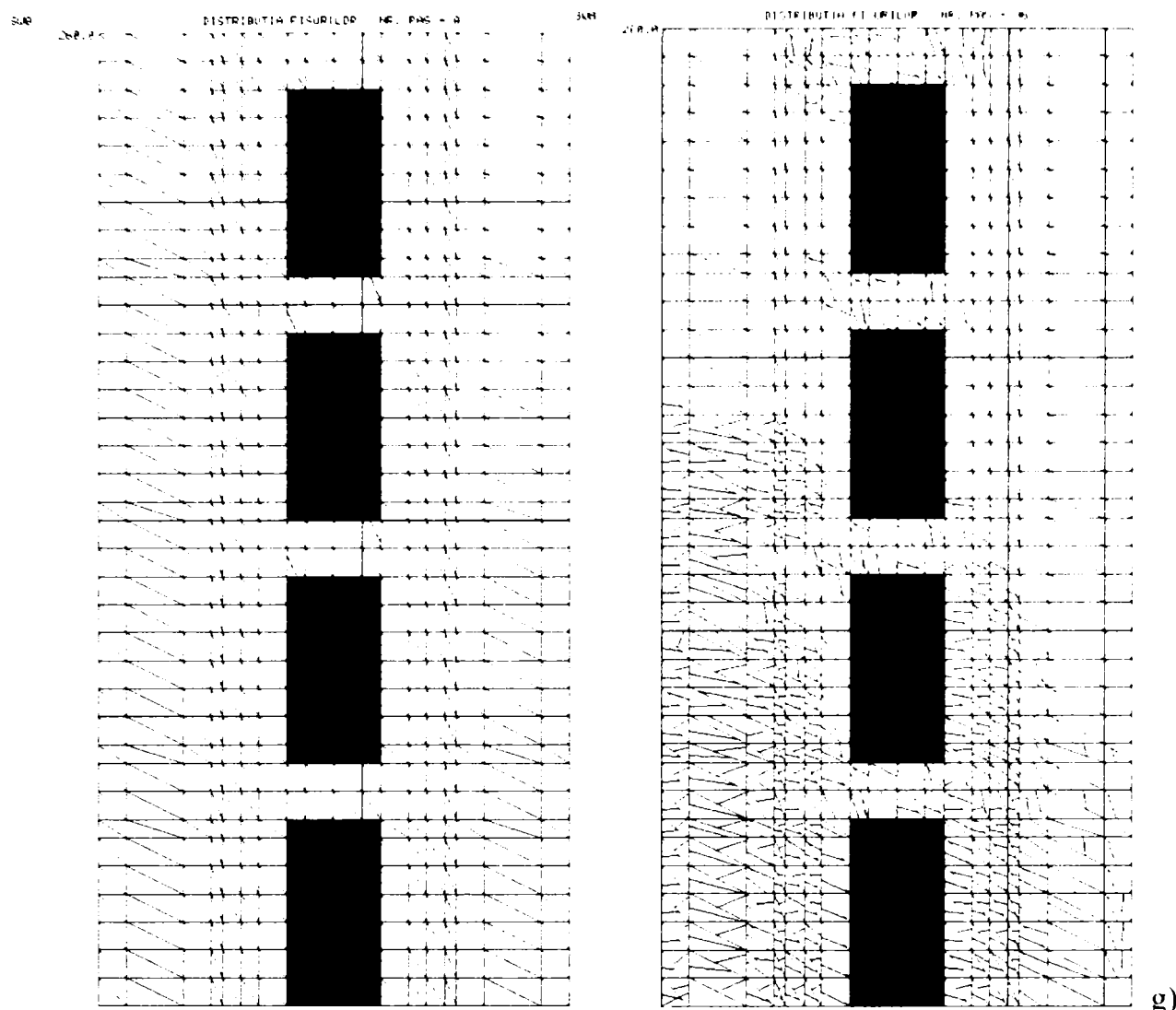


Figura 4. 29 (continuare) Apariția și distribuția fisurilor în stadiul limită ultim la modelul SW2(a), SW3(c), SW4(d), SW5(e)

Din punct de vedere al ierarhiei apariției fisurilor la pereții structurali din beton armat cu goluri decalate solicitați seismic, din fig. 4.29 se poate observa o altă ordine de apariție a acestora față de pereții cuplați. În tabelul 4.6 și figurile 4.30 - 4.31 este prezentată ordinea de apariție a acestora în pereții structurali cu goluri decalate, în funcție de direcția de acțiune a forței seismice.

Pentru o mai bună înțelegere a observațiilor asupra modurilor de fisurare a pereților și a zonelor în care apar, în figura 4.32 sunt delimitate și numerotate ordinea în care se înregistrează acestea. Se pot observa similitudini ca ordine de apariție a fisurilor doar pentru zona de la parter, în rest poziția golurilor manifestând o influență semnificativă asupra modului de repartiție a acestora. Deci, pentru a controla rigiditatea acestor pereți este necesară realizarea a doua moduri de armare, influențate de direcția de acțiune seismică și de poziția golurilor.



Tabelul 4. 6 Modul de evoluție a fisurilor

Nr.	MODEL SOLICITAT DE FORȚE ORIZONTALE DIN STÂNGA	MODEL SOLICITAT DE FORȚE ORIZONTALE DIN DREAPTA
1	prima fisură orizontală la baza montantului mare	prima fisură orizontală la baza montantului mare
2	fisurare din încovoiere la baza montantului mare	fisuri orizontale în montantul mare de lângă golul de ușă de la parter
3	fisură înclinată la colțul stânga sus a golului de la parter	fisura înclinată la colțul stânga sus a golului de la parter
4	prima fisură în montantul comprimat	fisuri orizontale din încovoiere pe toată înălțimea montantului întins
5	fisuri din încovoiere a montantului întins pe toată înălțimea și sub golul de la etajul 1	fisuri din încovoiere peste și în stânga golului de la parter
6	fisuri înclinate între golurile de ușă de la etajul 2 și 3	fisuri înclinate între golurile de la etajul 1 și 2, precum și sub golul de la etajul 1
7	fisuri din încovoiere pe toată înălțimea montantului întins de la etajul 2	fisuri din încovoiere la colțul din dreapta sus a golului de la etajul 2
8	fisuri înclinate colțul din dreapta jos a golului de la etajul 2	fisuri înclinate la baza montantului mare și pe lângă marginea din dreapta a golului de la etajul 1
9	fisuri orizontale la colțul din stânga jos a golului de la etajul 3	fisuri orizontale în montantul întins de la etajul 3
10	fisuri verticale pe toată înălțimea golului de ușă de la parter în montantul comprimat	fisuri înclinate în montantul central de la etajul 2
11	fisuri orizontale în montatul central și înclinate în zona învecinată la	fisuri verticale la colțul din stânga jos al golului de la etajul 3
12	fisuri orizontale la colțul din stânga sus a golului de la etajul 3 pe înălțimea montantului întins	fisuri verticale în montantul întins de la etajul 1 pe înălțimea golului de ușă
13	fisuri înclinate pe lungimea golului de ușă de la parter	
14	fisuri înclinate pe lungimea golului de ușă de la etajul I	

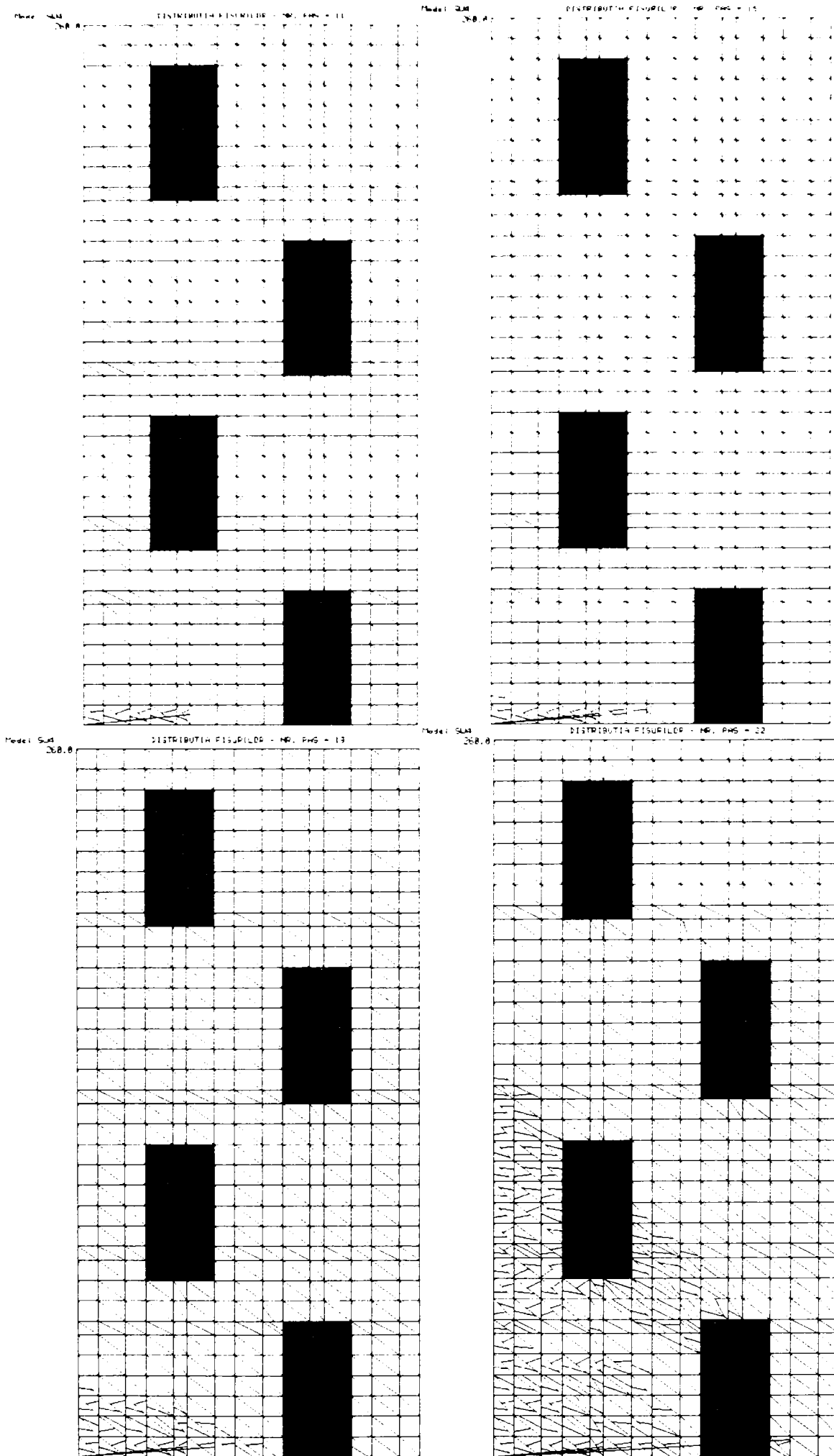


Figura 4. 30 Evoluția fisurilor pentru diverse forțe seismice crescătoare la modelul SW4

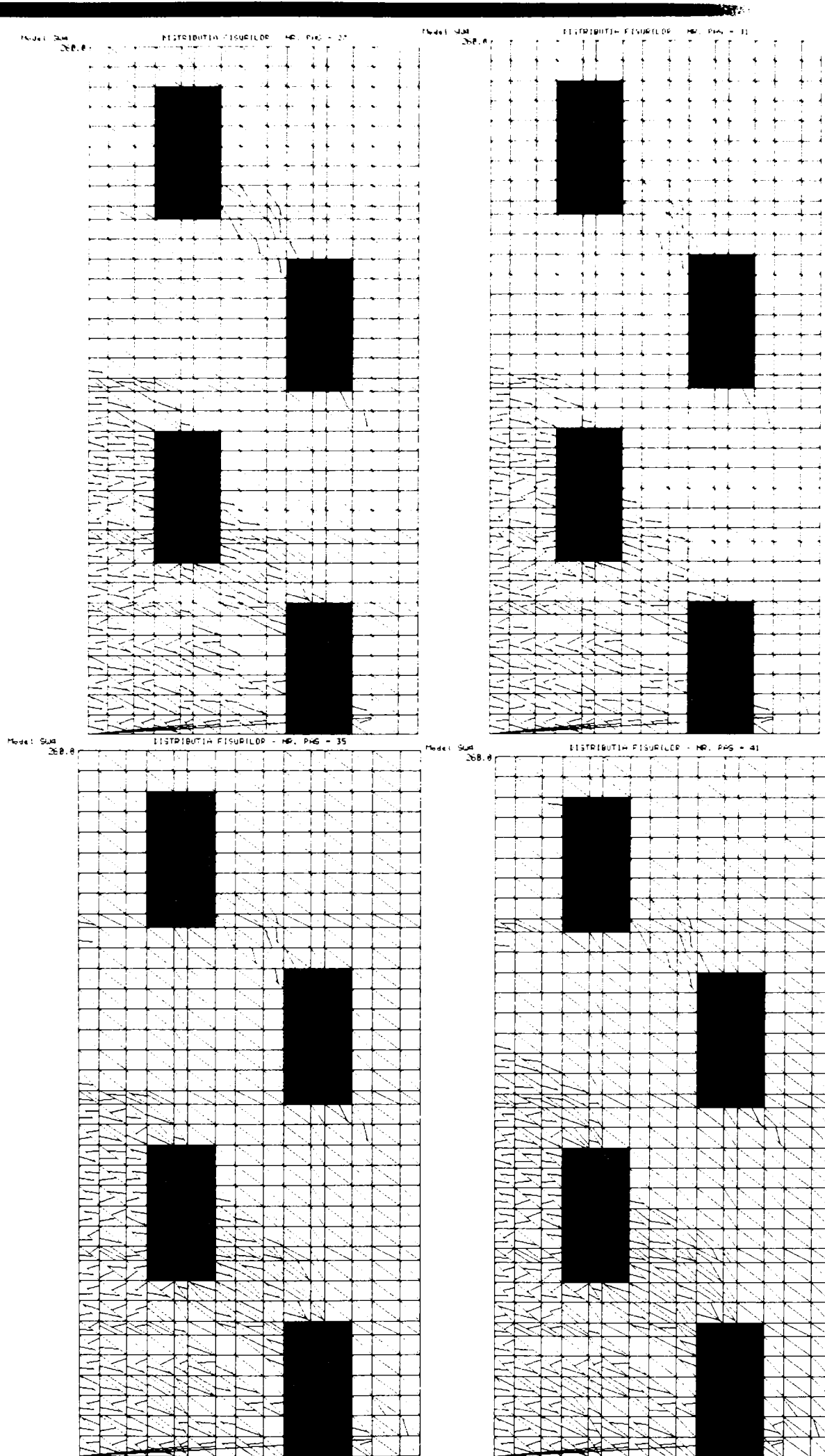


Fig. 4. 30 (continuare) Evoluția fisurilor la diverse forțe seismice crescătoare la modelul SW4

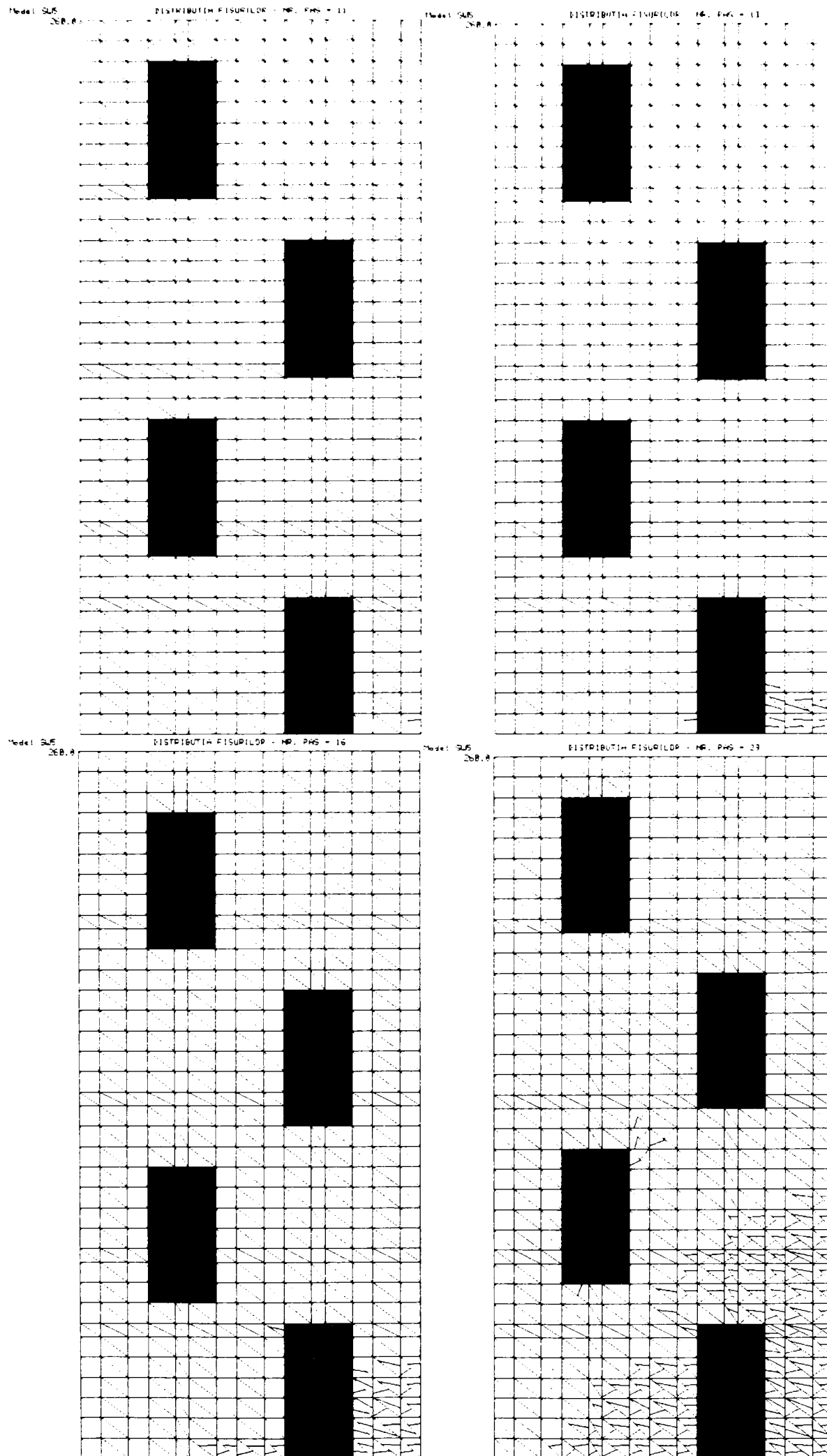


Figura 4. 31 Evoluția fisurilor la diverse forțe seismice crescătoare la modelul SW5

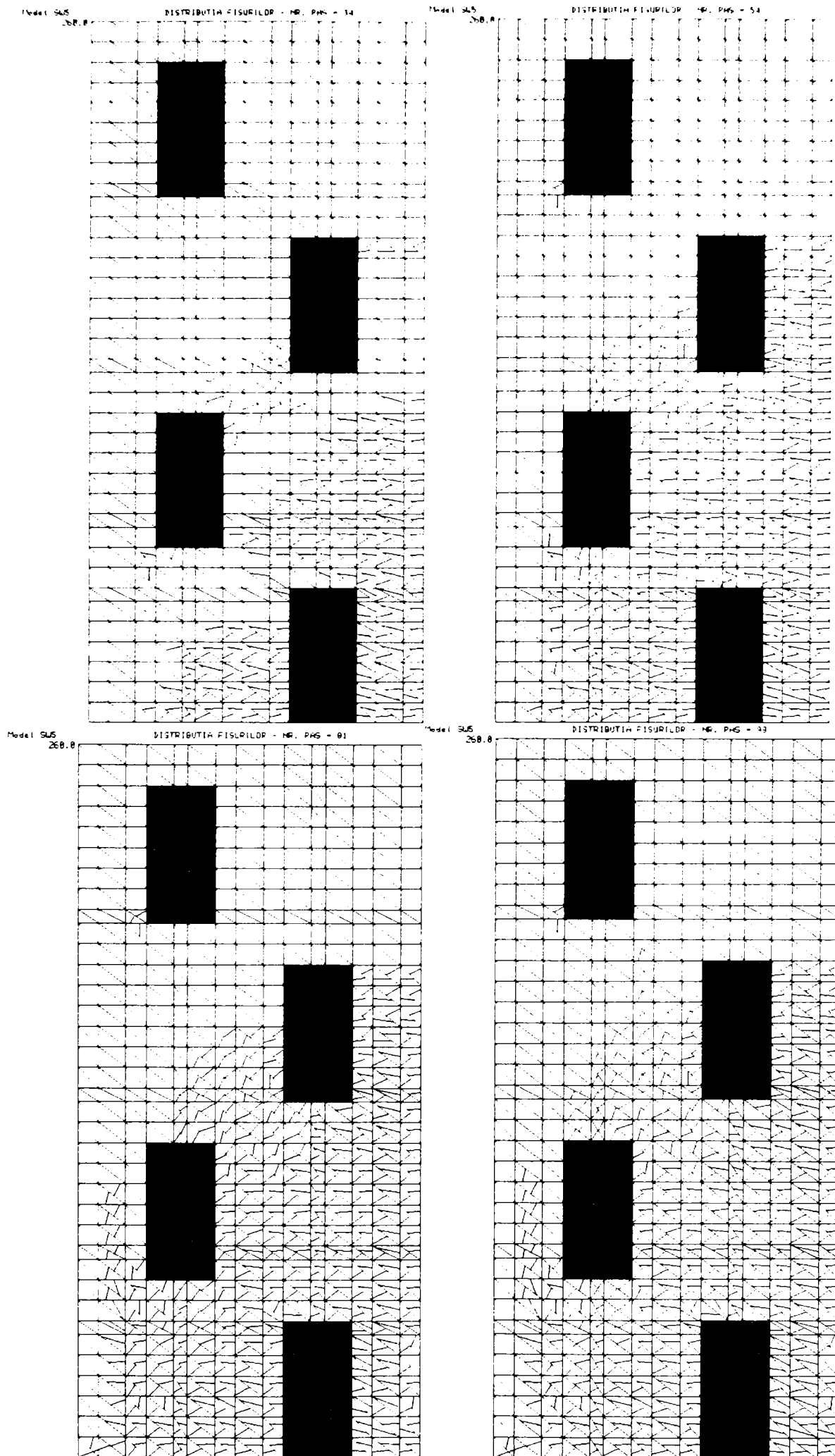


Figura. 4. 31 (continuare) Evoluția fisurilor la diverse forțe seismice crescătoare la modelul SW5

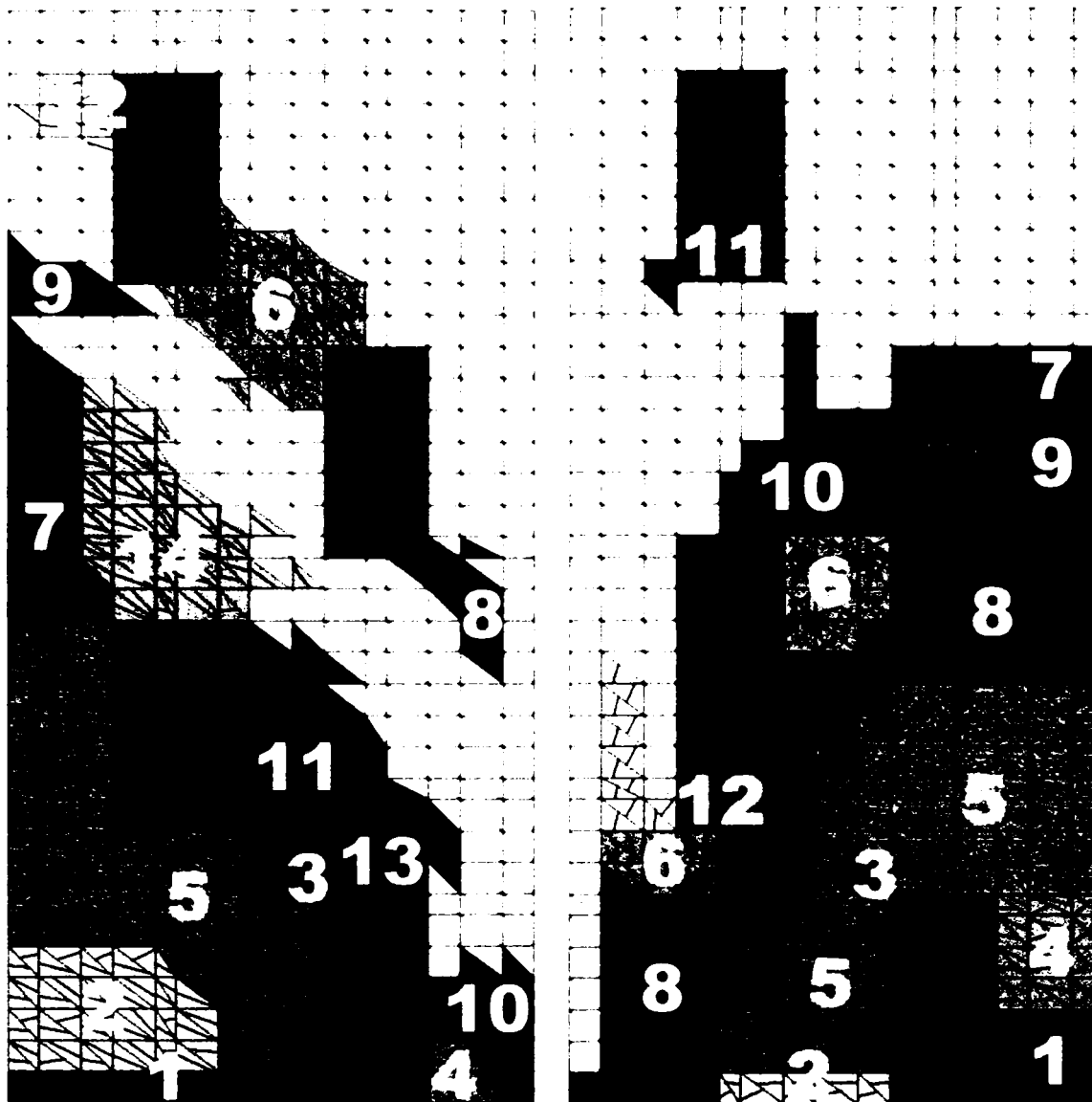


Figura 4. 32 Evoluția fisurilor în etape pentru forța orizontală din stînga, respectiv dreapta

#### 4.4.4 Analiza modurilor de cedare

Din rezultatele analizei biografice neliniare a celor trei tipuri de pereți cu goluri decalate studiați, s-a observat că în general toți pereții au înregistrat o cedare ductilă prin intrarea în curgere a armăturii, urmată de zdrobirea betonului în zona comprimată de la baza peretelui. Această ordine de cedare a fost însă influențată de poziția golurilor decalate, care prin poziția lor au determinat redistribuția eforturilor în mod diferit în anumite zone, din momentul incursiunii acestora în domeniul postelastice.

Pentru o mai ușoară înțelegere a modului de cedare a pereților, pe curbele furnizate de programul de calcul  $P - \Delta$  au fost notate prin puncte, zonele în care se înregistrează intrarea în curgere a armăturilor respectiv plasticizarea și zdrobirea betonului. Aceste puncte permit identificarea ordinii de producere a cedării, precum și a forțelor și deplasărilor orizontale la care se înregistrează acestea (fig. 4.45).

Din punctul de vedere al ordinii de curgere a armăturilor, s-a observat ca atât în pereții cu

goluri decalate,cât și în cel plin, primele au intrat în curgere armăturile verticale și apoi cele orizontale. Această etapizare nu a fost respectată însă la peretele cuplat SW8, unde ordinea de curgere a armăturilor a fost inversă, iar peretele a fost cedat casant, datorită forțelor tăietoare care nu au putut fi preluate de armaturile din riglele de cuplare. În aceste condiții, pereții cu goluri decalate sunt mai avantajoși din punct de vedere al formării mecanismului de cedare, deoarece cedează ductil fără măsurile de armare speciale reclamate de riglele de cuplare. Zonele în care se produc curgerile armăturilor și zdrobirea betonului sunt prezentate în figura 4.38-4.44.

#### 4.4.4.1 Comportarea în domeniul postelastice al armăturilor verticale

Barele verticale au fost dispuse în modelele de pereți sub formă de carcasi, în zona golurilor de uși și la extremitățile pereților. Intre două carcasi succesive, în funcție de dimensiunea montantului, s-au dispus și bare verticale independente .

Tabelul 4. 7 Forțelor și deplasări orizontale la care curg armăturile

Perețe	Curgere armatura verticala				Curgere armatura orizontala			
	Nr. pas	Nr. elem.	P [daN]	$\Delta x$ [cm]	Nr. pas	Nr. elem.	P [daN]	$\Delta x$ [cm]
sw1	40	1296	-6883	-0.49	97	1022	-11443	-2.78
sw2	47	1262	7162	0.59	82	923	9787	1.11
sw3	29	1296	-7012	-0.56	75	698	-7262	-0.60
sw4	44	992	6813	0.59	---	---	---	---
sw5	46	1079	-6613	-0.55	---	---	---	---
sw6	57	765	7790	0.63	62	860	8165	0.72
sw7	52	1079	-7665	-0.60	54	578	-7815	-0.63
sw8	39	1226	5720	0.89	20	669	3770	0.16

Din compararea rezultatelor prezentate în tabelul 4.7, s-a observat că :

- primele armături verticale care ating limita de curgere sunt cele de la extremitatea montantului întins, la nivelul încastrării. Aceste zone în care se produce ruperea armăturilor sunt confirmate de cerințele de armare cu bare verticale, propuse de programul AXIS VM 5.0;
- toate armăturile verticale ating limita de curgere, pentru valori ale deplasărilor relative cuprinse între 0,20 – 0,25% ;
- curgerea armăturilor verticale în peretele cuplat SW8 se produce la o forță orizontală mai mică decât cea aferentă curgerii armăturilor verticale în pereții cu goluri decalate;
- în situațiile în care golurile sunt foarte apropiate ( $\alpha > 45^\circ$ ) sau foarte depărtate ( $\alpha < 18^\circ$ ) valoarea forței la care se produce curgerea armăturilor în peretele plin SW1 este mai mică decât cea la care se produce curgerea în pereții cu goluri decalate. Deci, se observă că simultan cu creșterea distanței dintre goluri, eforturile de întindere din montantul mic întins sunt

preluate și de armăturile verticale ce bordează golul de la parter din celălalt montant, curgerea armăturii întinse de la bază producându-se la o treaptă superioară de încărcare;

➤ în situația în care forțele seismice acționează din stânga, la cedare în punctul 3 se înregistrează stări de solicitare diferite, în funcție de poziția golurilor. Astfel, pentru  $\alpha > 18^\circ$ , armăturile verticale din acest punct sunt întinse, iar deformațiile specifice pe direcția orizontală a betonului indică contracția betonului, iar pentru  $\alpha < 18^\circ$  se înregistrează o inversare a tipurilor de solicitări în armături și beton. Din aceste date oferite de programul BIOGRAF, rezultă că la cedare pentru  $\alpha < 18^\circ$ , toate armaturile montantului mare, cuprinse între punctele 1 și 2 sunt supuse la întindere și nu există nici o zonă de beton comprimat;

➤ armăturile verticale din pereții SW4 și SW5 curg la cea mai mică valoare a forței orizontale în comparație cu ceilalți pereți cu goluri decalate și cel plin. Deci pentru valori ale unghiului  $18^\circ < \alpha < 45^\circ$  este necesară o armare mai puternică la baza a montantului întins, dacă se dorește obținerea unei capacități portante apropiate de ceilalți pereți cu goluri decalate;

➤ pe măsură ce distanța dintre golurile decalate crește (valorile unghiului  $\alpha$  scad), crește valoarea forțelor și a deplasărilor orizontale maxime la care se produce curgerea armăturilor verticale. Se poate observa din tabelul 4.7, că valoarea maximă a deplasării orizontale la care se produce curgerea, se înregistrează în peretii SW6 și SW7, datorită capacității portante ridicate a montantului central, care se comportă ca o consolă;

➤ armăturile verticale din peretele cuplat SW8, intră în curgere la valori mai mari ale deplasărilor orizontale decât cele înregistrate în peretele plin și pereții cu goluri decalate, dar la valori ale forțelor orizontale mai mici.

#### **4.4.4.2 Comportarea în domeniul postelastice al armăturilor orizontale**

Ca și cazul armăturilor verticale, curgerea armăturilor orizontale s-a produs în general în zonele cu eforturi maxime, semnalate în analiza liniară elastică de programul de calcul AXIS. La peretele cuplat SW8, primele armături care au curs au fost cele de la capetele riglelor de cuplare, acest fenomen confirmând cerința maximă de armare a acestor zone indicate de programul AXIS. În cazul pereților cu goluri decalate, zonele de la partea superioară a golurilor de uși, în care s-au produs curgerile armăturilor, au fost în concordanță a zonele semnalate în analiza liniară elastică.

Din punctul vedere al valorilor deplasărilor orizontale la care se produce curgerea armăturilor orizontale, armăturile peretelui cuplat SW8 cedează la cea mai mică deplasare, urmate apoi de armăturile din pereții cu goluri decalate (SW2, SW3, SW6, SW7) și cele ale peretelui plin SW1. Armăturile orizontale din pereții cu goluri decalate cedează la valori ale



deplasării relative cuprinse între 0,25-0,45%, indiferent de direcția de acțiune seismică. Peretele cuplat SW8 înregistrează cedări ale acestor armături la cele mai mici valori ale deplasării orizontale relative de 0,05% iar cel plin la o deplasare relativă de 1,05%.

Aceeași tendință se manifestă și în privința forțelor la care se produce curgerea armăturilor: cea mai mare forță orizontală se înregistrează în peretele plin, apoi în pereții cu goluri decalate (în ordine descrescătoare: SW2, SW6, SW7, SW3) și cea mai mică forță la peretele cuplat SW8. Dacă armăturile verticale ale unui tip de perete au cedat la forțe orizontale aproape egale indiferent de direcția de acțiune, în cazul cedării orizontale există diferențe semnificative între valorile forțelor seismice la care aceasta curg, fenomenul fiind influențat de direcția de acțiune seismică pentru același tip de perete.

Este de subliniat faptul că nu se înregistrează curgeri ale armăturilor orizontale în pereții la care unghiului  $\alpha$  variază între valorile:  $18^\circ < \alpha < 45^\circ$ , indiferent de direcția de acțiune seismică. Datorită evitării intrării în curgere a acestor armături, pereții SW 4 și SW 5 au un comportament asemănător peretelui plin SW1, cedând la forțe și deplasări orizontale la vârf foarte apropiate de cele ale acestuia (vezi curbe P- $\Delta$  comparative Biograf). Se confirmă astfel teoria prof. T. Paulay care recomandă ca metodă de mărire a ductilității pereților structurali cu goluri decalate, evitarea intrării în curgere a acestor armături.

În general, armătura orizontală cedează înainte de plasticizarea betonului, excepția constituind-o peretele SW1 în care armătura orizontală cedează aproape simultan cu zdrobirea betonului.

#### **4.4.4.3 Comportarea în domeniul postelastice al betonului**

În stadiul limită ultim, pereții structurali cu goluri decalate și cel plin cedează prin zdrobirea betonului la extremitățile comprimate ale montanților marginali. Zdrobirea betonului se produce la nivelul încastrării, indiferent de direcția de acțiune seismică. După cum era previzionat, peretele plin SW1 a cedat prin zdrobirea betonului la cea mai mare valoare a forței seismice iar peretele cuplat SW8 a cedat la cea mai mică valoare a forței seismice. Valorile forțelor și deplasărilor orizontale la care se înregistrează fisurarea, plasticizarea și zdrobirea betonului sunt prezentate în tabelul 4.8.

Pereții cu goluri decalate la care distanța dintre goluri este cea mai mică SW2 și SW3 ( $\alpha < 45^\circ$ ) cedează la cea mai mare valoare a forței seismice, indiferent de direcția de acțiune a acesteia, iar la cea mai mică valoare a forței seismice cedează modelele SW4 și SW5 ( $45^\circ > \alpha > 32^\circ$ ). Prin creșterea distanței dintre goluri, se manifestă o nouă tendință de creștere a forței

orizontale maxime în acești pereți (SW6 și SW7  $\alpha < 18^\circ$ ), dar la valori mai mici decât a forțelor orizontale aferente modelelor SW2 și SW3 [Moșoarcă 2002].

Tabelul 4. 8 Valori ale forțelor și deplasărilor orizontale la care se înregistrează fisurarea, plasticizarea și zdrobirea betonului

Perețe	Prima fisura				Beton plasticizat				Beton zdrobit			
	Nr. pas	Nr. elem.	P [daN]	$\Delta x$ [cm]	Nr. pas	Nr. elem.	P [daN]	$\Delta x$ [cm]	Nr. pas	Nr. elem.	P [daN]	$\Delta x$ [cm]
sw1	10	1214	-2933	-0.05	96	1262	-11363	-1.40	97	1262	-11443	-2.78
sw2	11	1261	2512	0.05	79	1295	9562	1.00	91	1295	10262	2.50
sw3	11	1295	-2512	-0.04	75	1262	-10012	-1.37	99	1262	-10372	-2.25
sw4	11	1051	2513	0.05	74	1079	8813	1.09	93	1079	9288	2.15
sw5	11	1079	-2513	-0.04	82	1052	-8863	-1.30	99	1052	-9203	-2.32
sw6	11	1051	2515	0.06	71	1079	8840	0.90	93	1079	9590	1.71
sw7	11	988	-2515	-0.05	86	1052	-9445	-1.18	98	1052	-9675	-2.51
sw8	8	669	1770	0.04	73	1295	6970	1.53	99	1295	7380	2.04

Din punct de vedere al deplasărilor orizontale la care se produce zdrobirea betonului, valoarea maximă se înregistrează în cazul peretelui plin SW1 iar cea minimă în cazul peretelui cuplat SW8. Aceeași tendință de scădere a valorilor deplasărilor orizontale se manifestă și în cazul pereților cu goluri decalate, când deplasarea orizontală maximă se înregistrează în pereții cu valori ale unghiului  $\alpha > 45^\circ$  (SW2, SW3) iar deplasările minime în pereții cu valori ale unghiului  $\alpha < 18^\circ$  (SW6). Aceste valori ale deplasărilor orizontale în pereții cu goluri decalate se încadrează între cele ale peretelui plin SW1 și cele ale peretelui cuplat SW8.

După cum era previzionat, zdrobirea betonului în pereții lamelari cu goluri decalate s-a produs la valori ale deplasărilor orizontale relative cuprinse între 0,65-0,95%, deci mai mici decât valoarea minimă de 1% la care s-a zdrobit betonul în modelele experimentale prevăzute cu bulbi la capete și concepute de Wight.

#### 4.4.5 Ductilitatea pereților structurali cu goluri decalate

Studierea ductilității pereților structurali s-a realizat prin calcul ductilității de element  $\mu_{\Delta}$ . Ductilitatea de deplasare a fost calculată cu relația 4.1, ca fiind raportul dintre deplasarea laterală ultimă a peretelui și deplasarea laterală corespunzătoare primei curgeri a armăturii întinse din element. Valorile deplasărilor sunt prezentate în tabelul 4.8

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta u}{\Delta c} \quad (4.1)$$

După cum se poate observa din figura 4.33, ductilitatea de deplasare a pereților structurali cu goluri decalate este mai mică decât cea a peretelui plin SW1 și a peretelui cuplat SW8, dar

trebuie subliniat faptul că acesta din urmă a înregistrat o cedare casantă a riglelor de cuplare.

Din aceeași figură rezultă că dintre pereții structurali cu goluri decalate, cea mai mare valoare a ductilității de deplasare o înregistrează peretele SW2 ( $\alpha = 45^\circ$ ) și cea mai mică peretele SW6 ( $\alpha = 18^\circ$ ), deci prin reducerea valorii unghiului  $\alpha$  (distanța dintre goluri crește), ductilitatea de deplasare a pereților scade. Acest fenomen se datorează reducerii secțiunii de beton a montanților mici comprimați în absența măsurilor de confinare a acestor zone.

De asemenea valorile ductilității de deplasare sunt influențate de poziția golurilor decalate, înregistrându-se diferențe semnificative pentru același tip de perete. Cea mai mare diferență se înregistrează la peretele SW6 și SW7 când golurile sunt foarte aproape de extremitățile peretelui ( $\alpha = 18^\circ$ ).

Efectul decalării golurilor asupra comportării postelastice a pereților structurali a fost studiat prin calculul coeficientului de reducere a efectelor forțelor seismice  $\Psi$  pe baza egalizării energiilor de deformație. Coeficientul  $\Psi$  a fost calculat cu formula 4.2:

$$\Psi = \frac{1}{\sqrt{2\mu_s - 1}} \quad (4.2)$$

Între coeficientul  $\Psi$  și coeficientul similar din EUROCOD 8 denumit coeficient de comportare  $q$  există relația 4.3:

$$\Psi = \frac{1}{q} \quad (4.3)$$

Valorile calculate ale coeficienților  $q$  și  $\Psi$  sunt prezentate în tabelul 4.9

Tabelul 4. 9 Valori ductilitate de de lasare

Modelul	$\Delta c$ [cm]	$\Delta u$ [cm]	$q$
SW1	0.50	2.77	2.17
SW2	0.50	2.50	2.00
SW3	0.56	2.25	1.85
SW4	0.59	2.14	1.80
SW5	0.55	2.31	2.12
SW6	0.63	1.71	2.10
SW7	0.60	2.51	2.71
SW8	0.16	2.04	4.95

Din compararea rezultatelor și a graficelor prezentate în figurile 4.33 și 4.34 se observă că în lipsa unor măsuri speciale de armare, acești pereți cu goluri decalate dezvoltă o ductilitate de deplasare limitată cu valori cuprinse între 2,7 și maxim 5, putându-se accepta în funcție de poziția golurilor valori ale coeficientului  $\Psi$  ce variază între 0,35 - 0,40. Pentru factorul de comportare  $q$  se pot accepta valori cuprinse între 2,5-2,85. Cel mai puțin ductil perete este

peretele SW6 datorită secțiunii reduse de beton neconfinat.

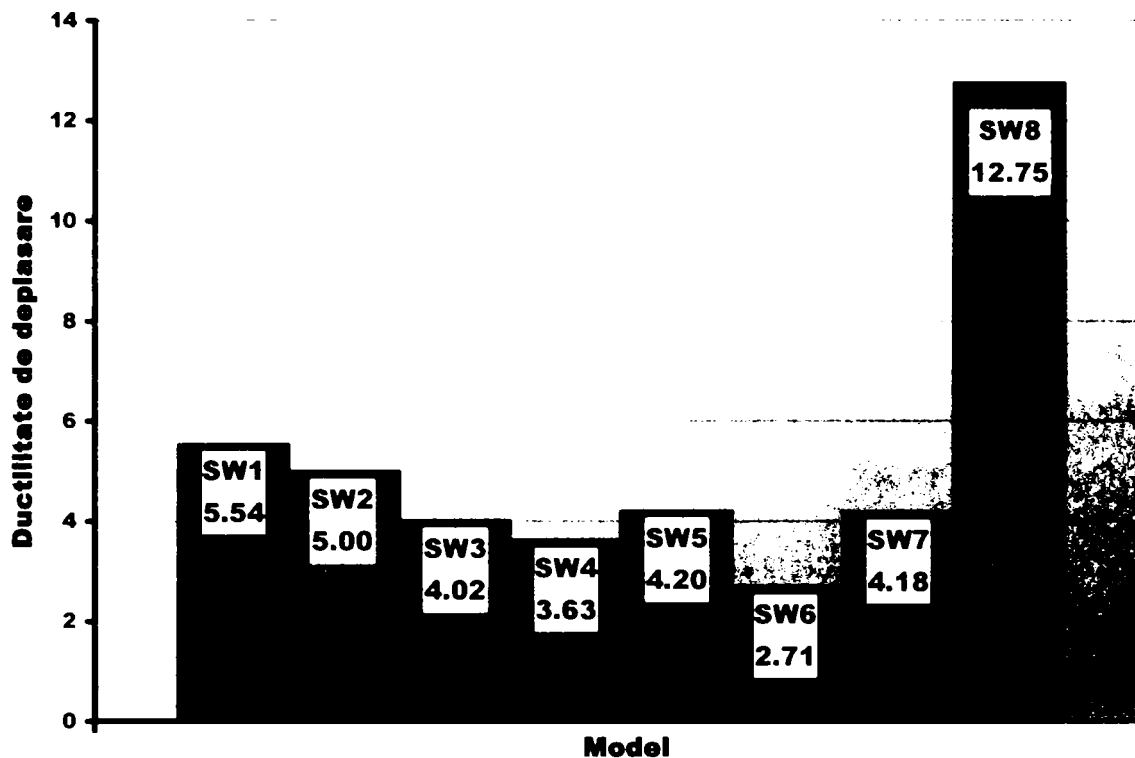


Figura 4. 33 Valori comparative ale ductilității de deplasare  $\mu_{\Delta}$

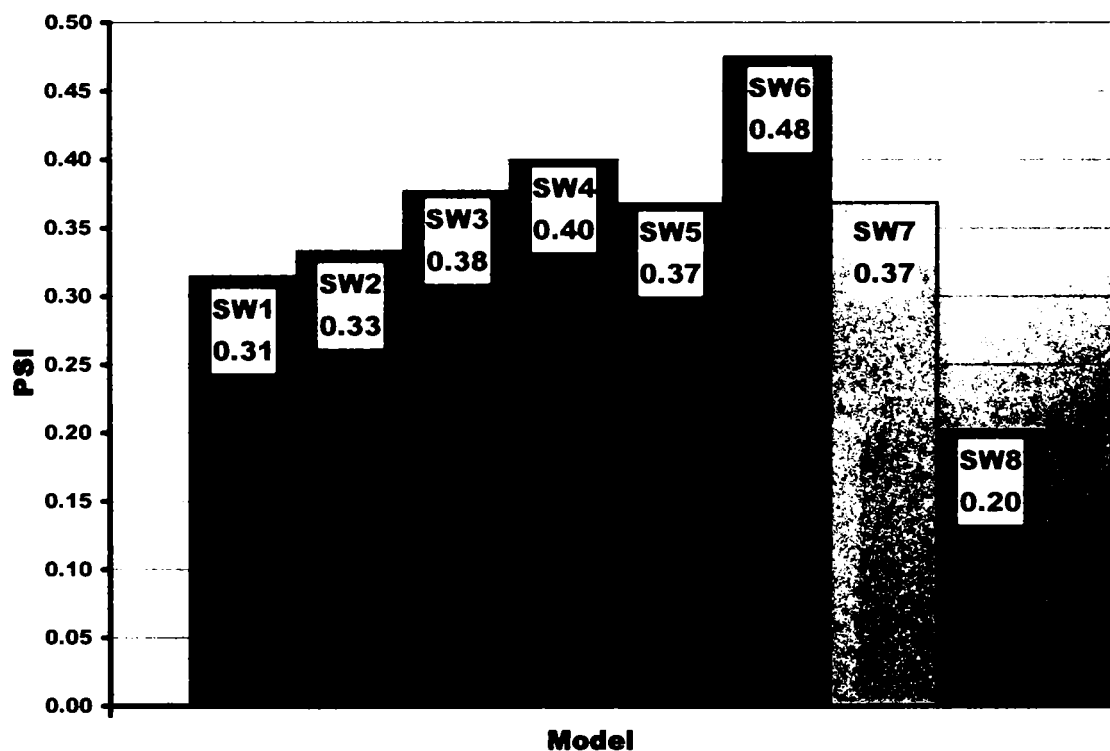


Figura 4. 34 Valori coeficient de reducere a forțelor seismice

În concluzie, prin decalarea golurilor de uși în lipsa măsurilor speciale de armare și confinare a montanților, sub solicitări seismice pereții dezvoltă o ductilitate limitată. Valoarea maximă a ductilității de deplasare se înregistrează pentru o decalare a golurilor sub un unghi  $\alpha$  de  $45^\circ$ .

#### 4.4.6 Energia disipată de pereții structurali

Literatura de specialitate subliniază concluzia conform căreia ductilitatea elementului structural nu este cel mai clar indicator al capacității structurii de a se adapta la solicitări seismice și în acest scop se recomandă calculul energiei absorbite de structură prin deformații postelastice.

După cum se poate observa din curbele forță-deplasare oferite de programul BIOGRAF, deși unii pereți structurali înregistrează valori apropiate ale ductilității, din punct de vedere al cantității de energie absorbită între aceeași pereți există diferențe considerabile. Valorile energiei disipate în funcție de direcția de acțiune seismică sunt prezentate în figura 4.35.

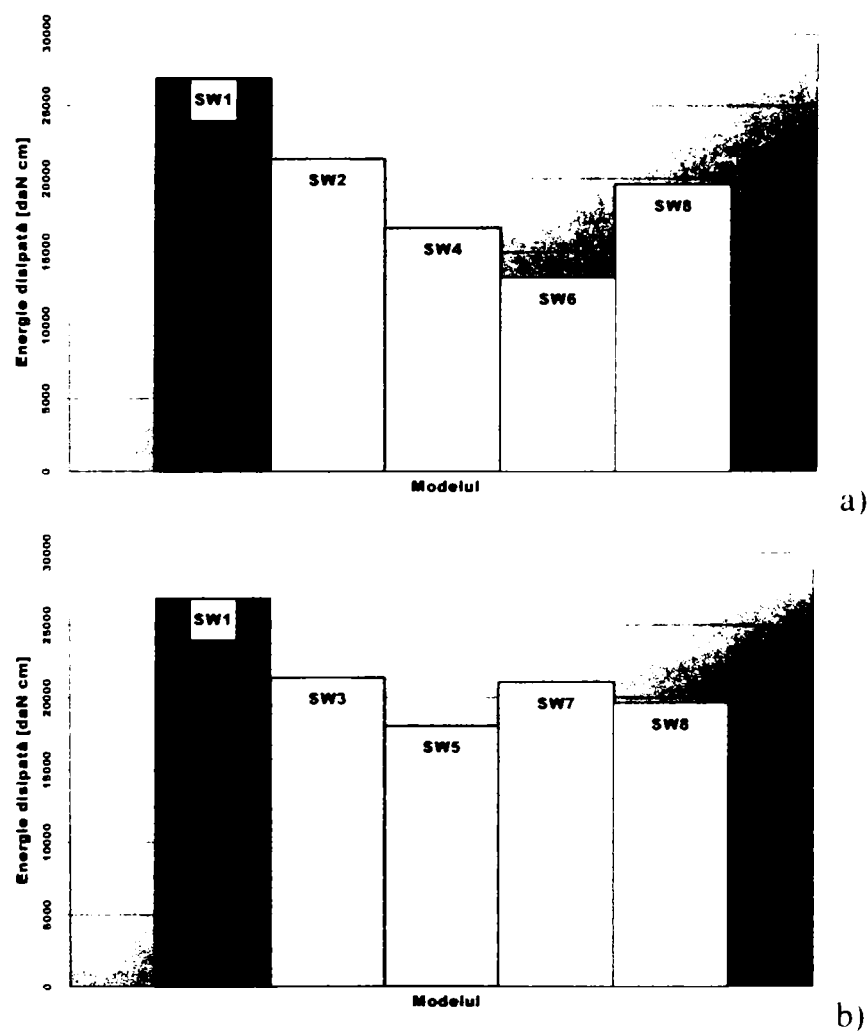


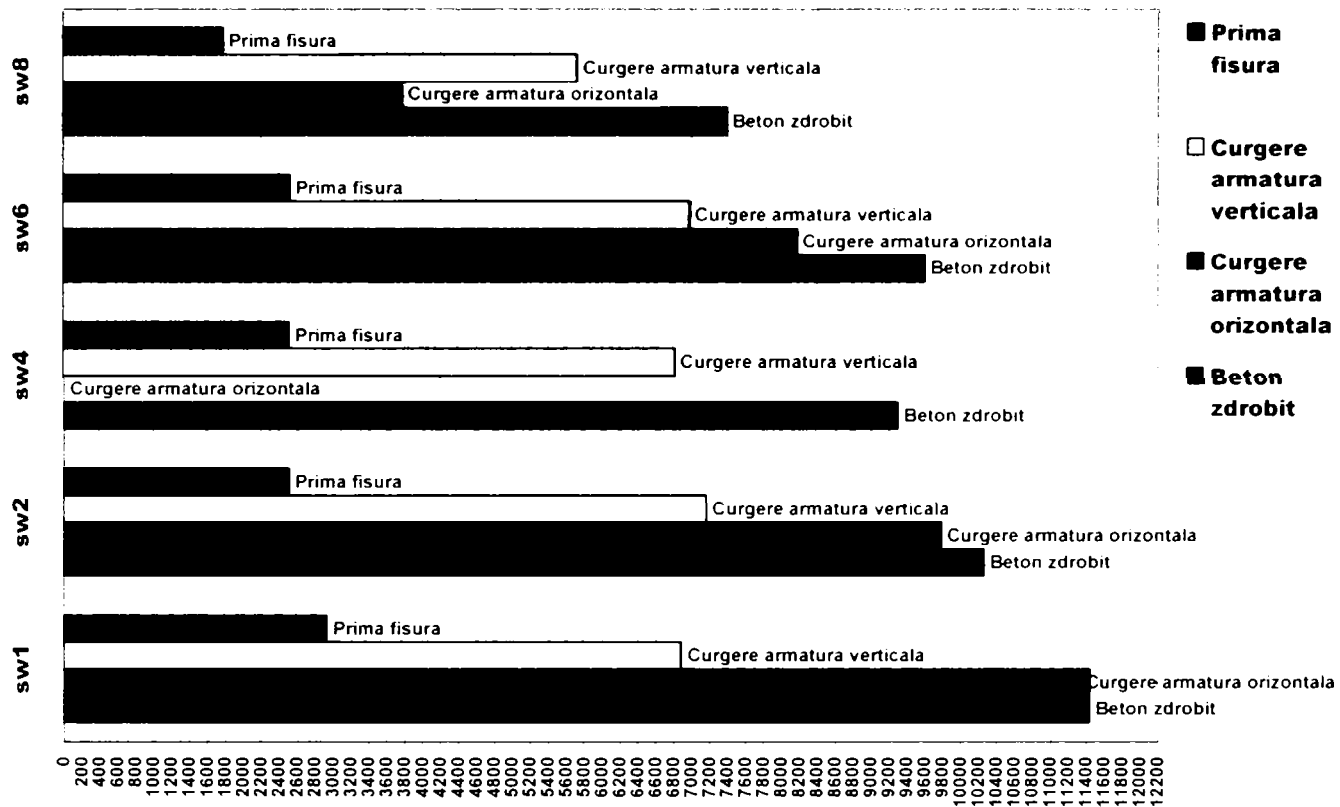
Figura 4. 35 Valori ale energiei seismice disipate

Calculul capacității modelelor de a absorbi energia seismică s-a determinat simplificat prin însumarea ariilor din diagrama forță-deplasare, cu observația că în calcule nu s-a luat în considerare suprafața cuprinsă între ultima forță (cea la care se produce zdrobirea betonului) și axa deplasărilor

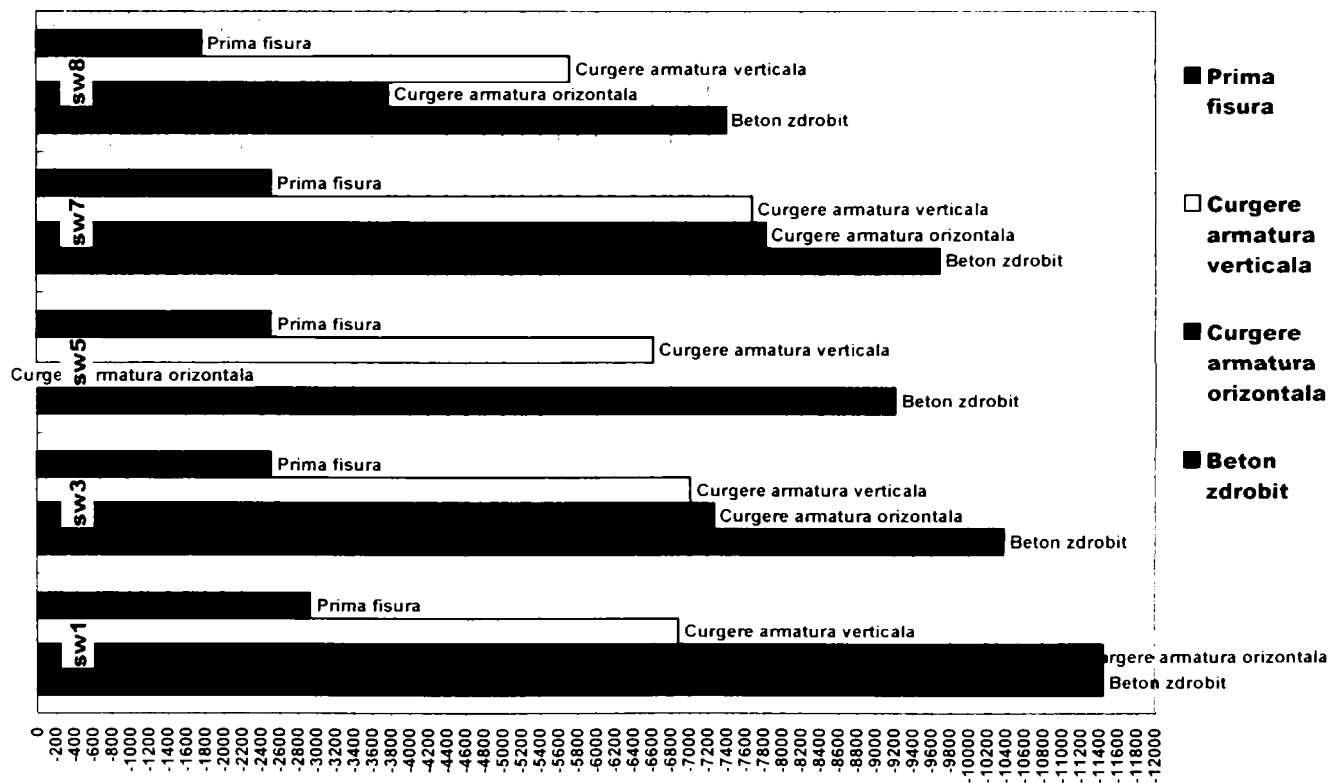
Din graficele comparative rezultă că cea mai mare cantitate de energie seismică este disipată de peretele plin SW1, urmat de peretele cuplat SW8 și de pereții cu goluri decalate. Se

semnalează o singură excepție în cazul peretelui SW7, când energia disipată de acesta este mai mare decât a modelului SW8.

În concluzie, prin deplasarea golurilor spre extremitățile pereților și reducerea valorilor unghiului  $\alpha$  pereții structurali cu goluri decalate ă o tendință progresivă de scădere a capacității de disipare a energiei seismice.

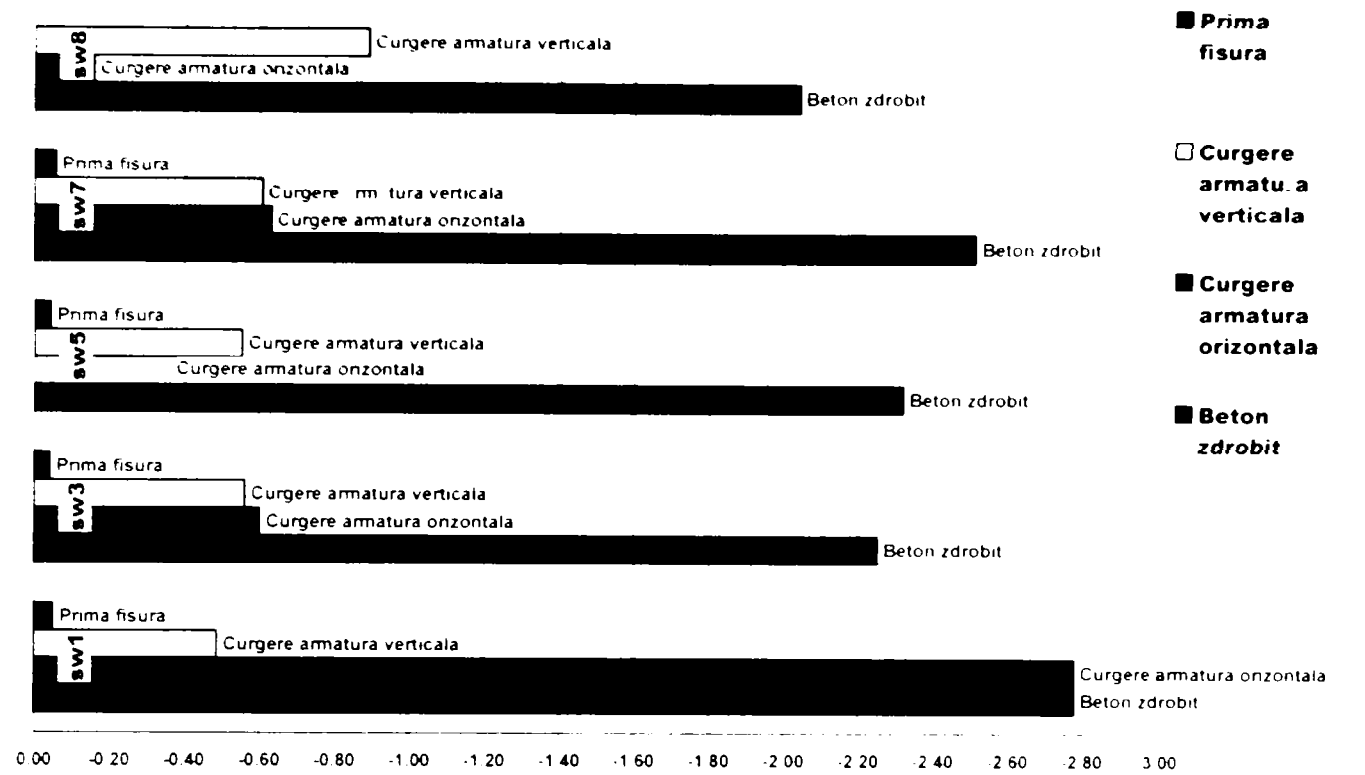


a)

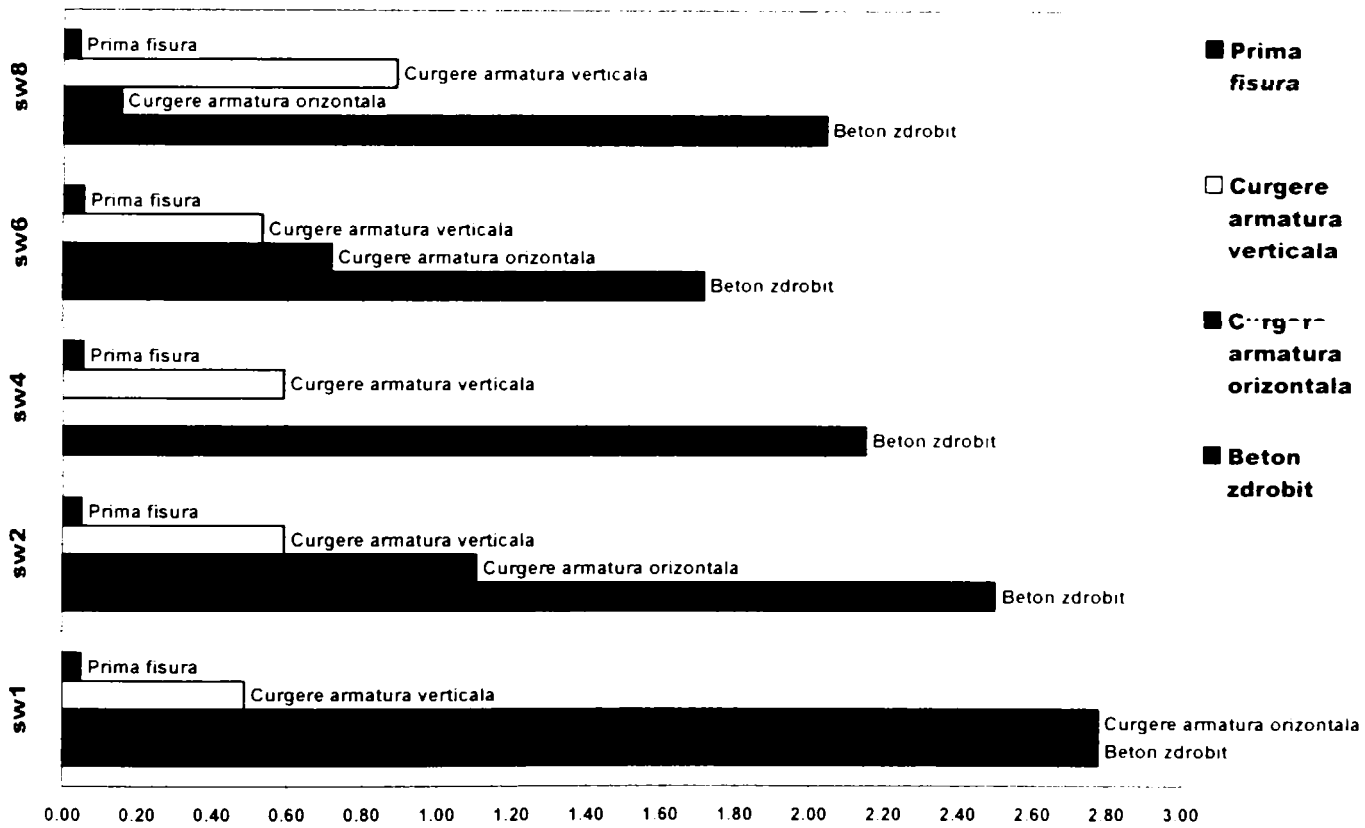


b)

Figura 4. 36 Ordinea în care se produce fisurarea și curgerea armăturilor până la zdrobirea betonului pentru forțe seismice din stânga (a), și pentru forțe seismice din dreapta (b)



a)



b)

Figura 4. 37 Ordinea în care se produce fisurarea și curgerea armăturilor până la zdrobirea betonului pentru forțe seismice din stânga (a), și pentru forțe seismice din dreapta (b) în funcție de deplasări orizontale

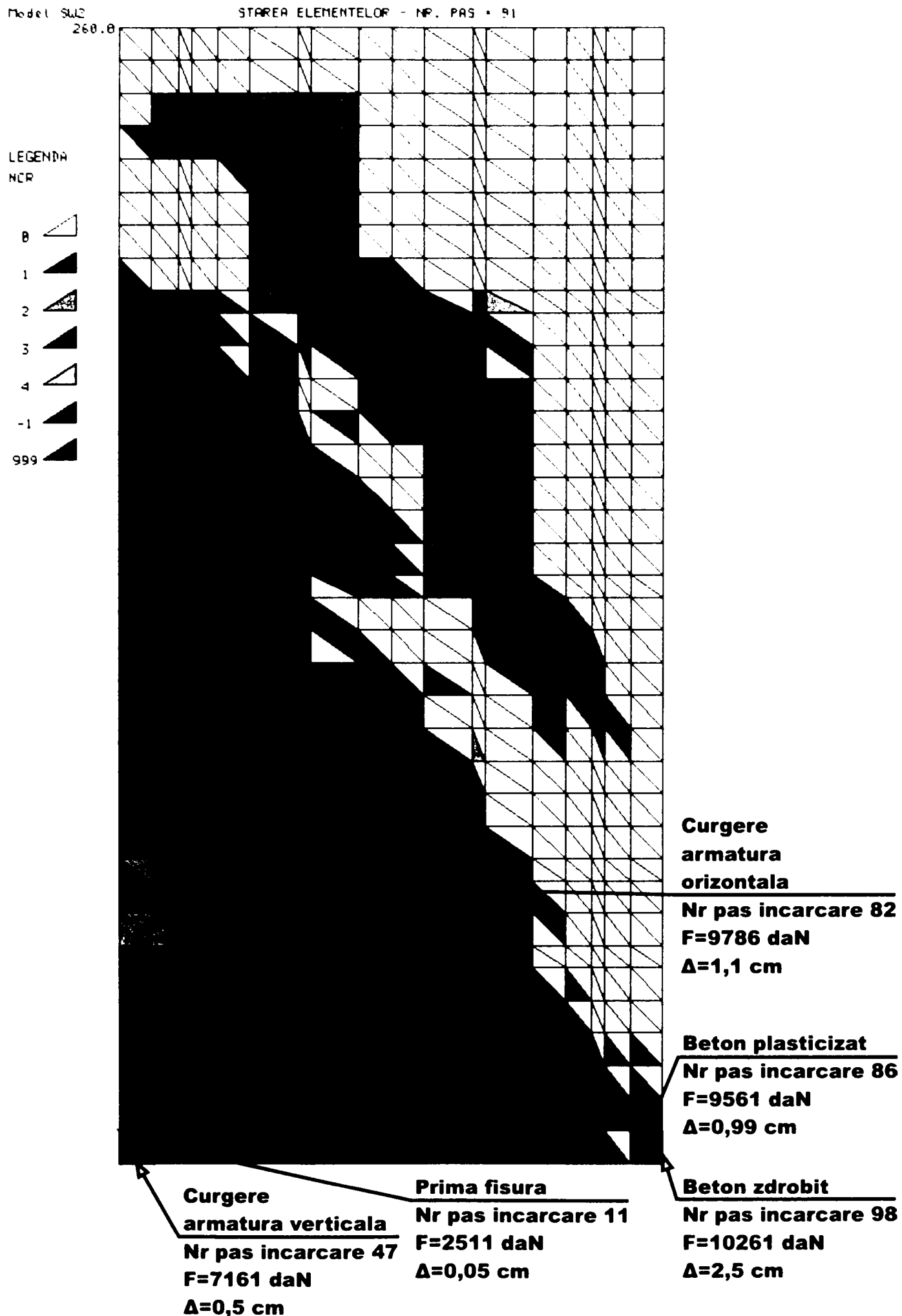


Figura 4. 38 Zonele în care se produc zdrobirile betonului și curgerea armăturilor pentru modelul SW2



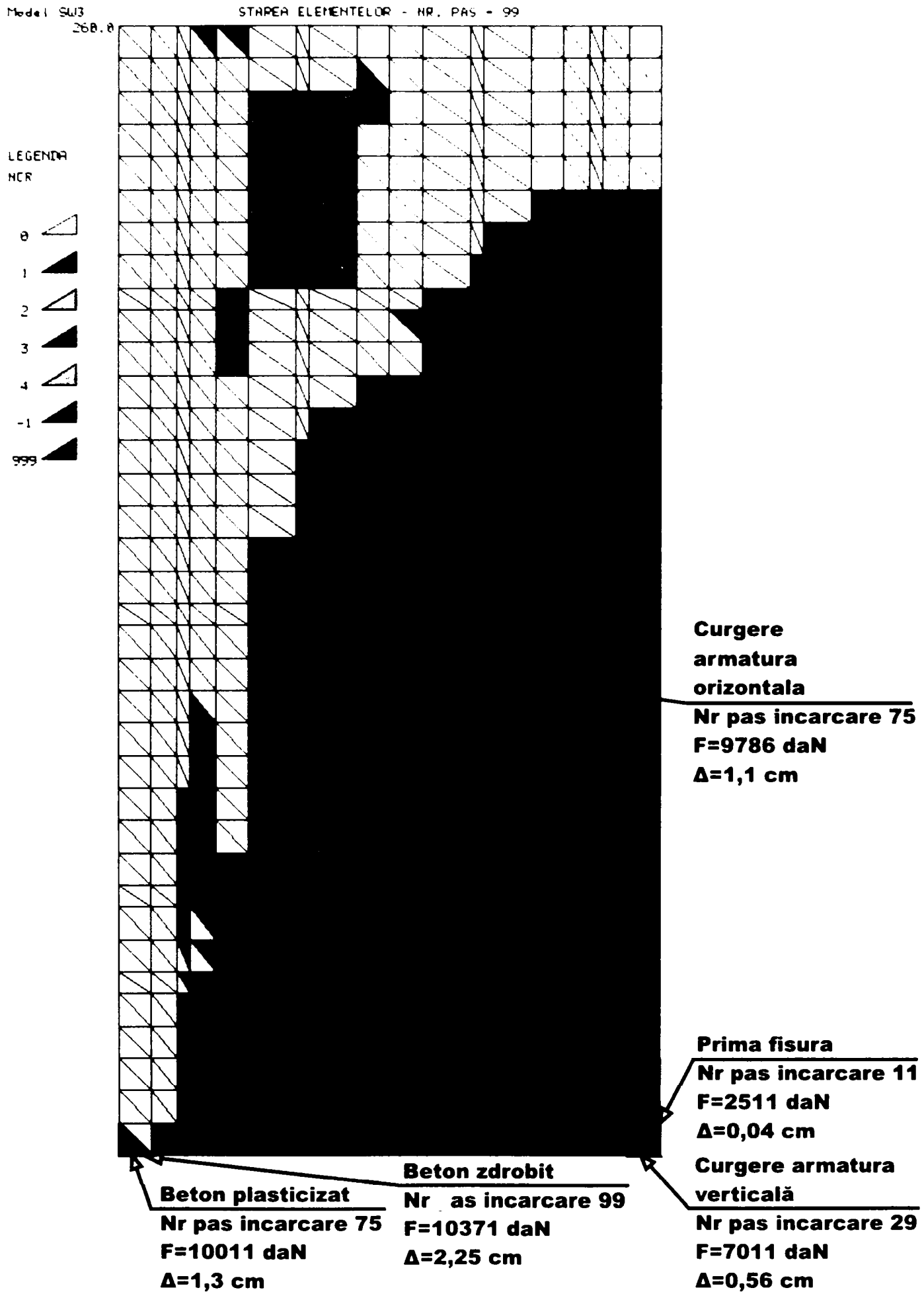


Figura 4. 39 Zonele în care se produc zdrobirile betonului și curgerea armăturilor pentru modelul SW3

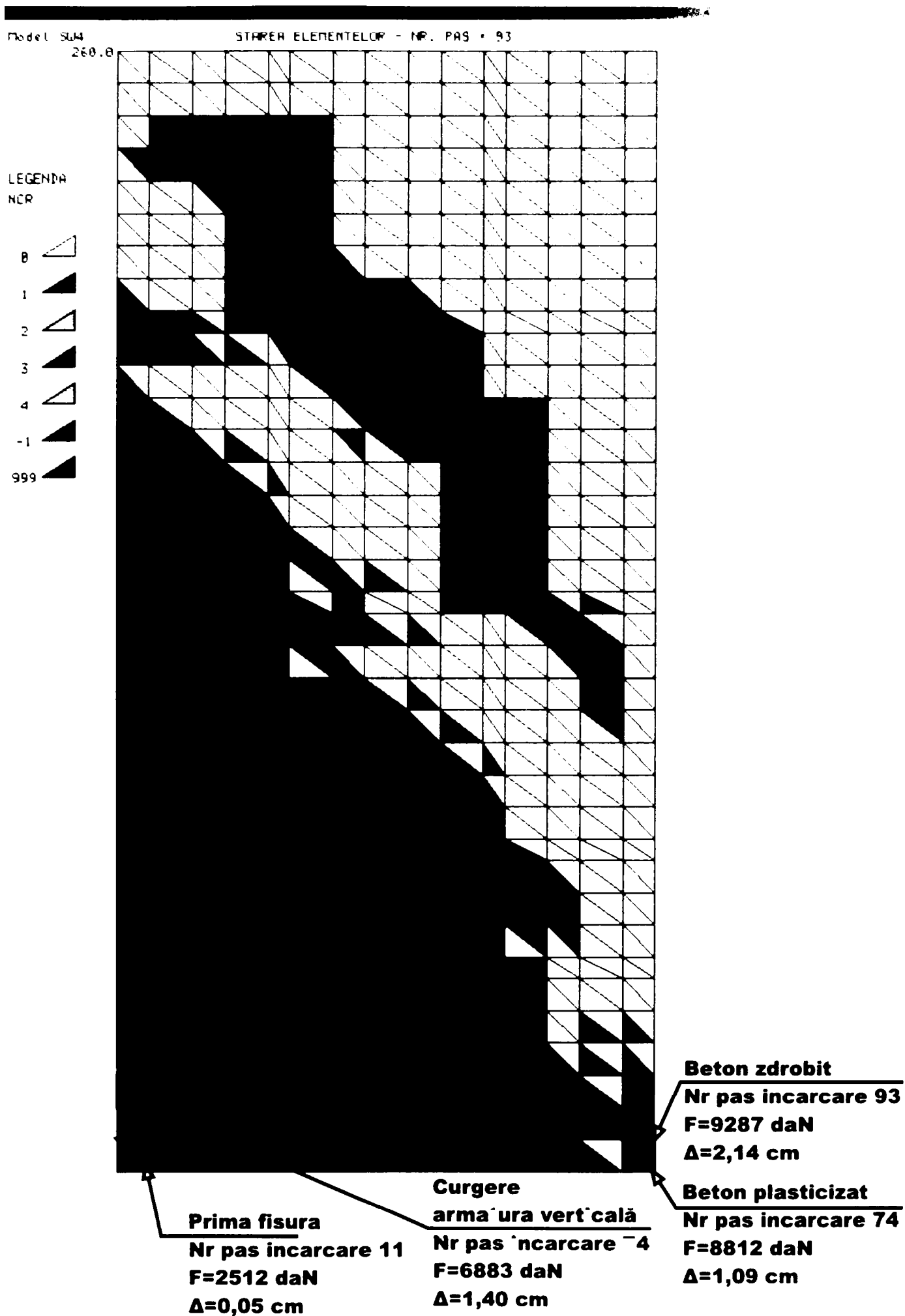


Figura 4. 40 Zonele în care se produc zdrobirile betonului și curgerea armăturilor pentru modelul SW4

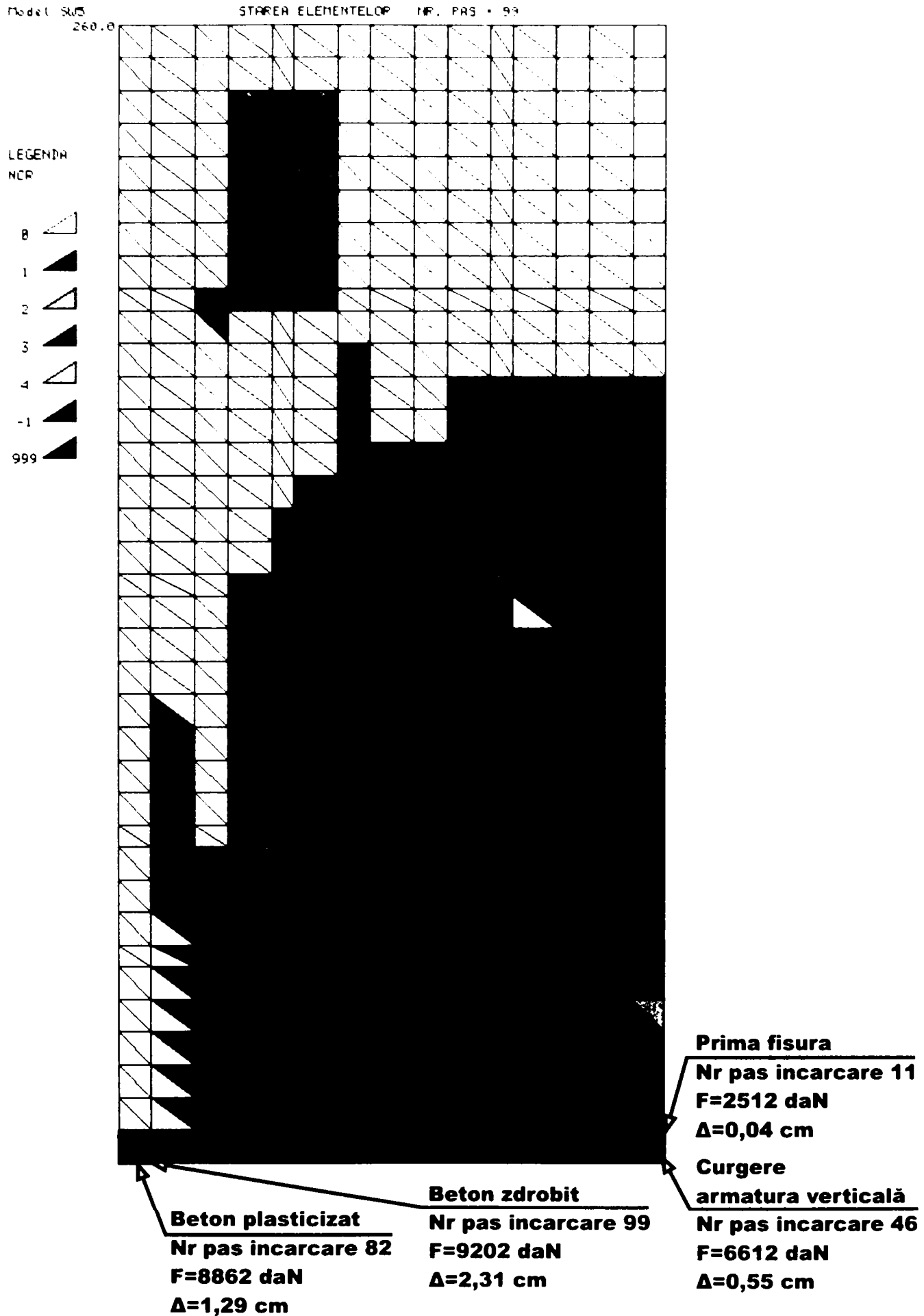


Figura 4. 41 Zonele în care se produc zdrobirile betonului și curgerea armăturilor pentru modelul SW5

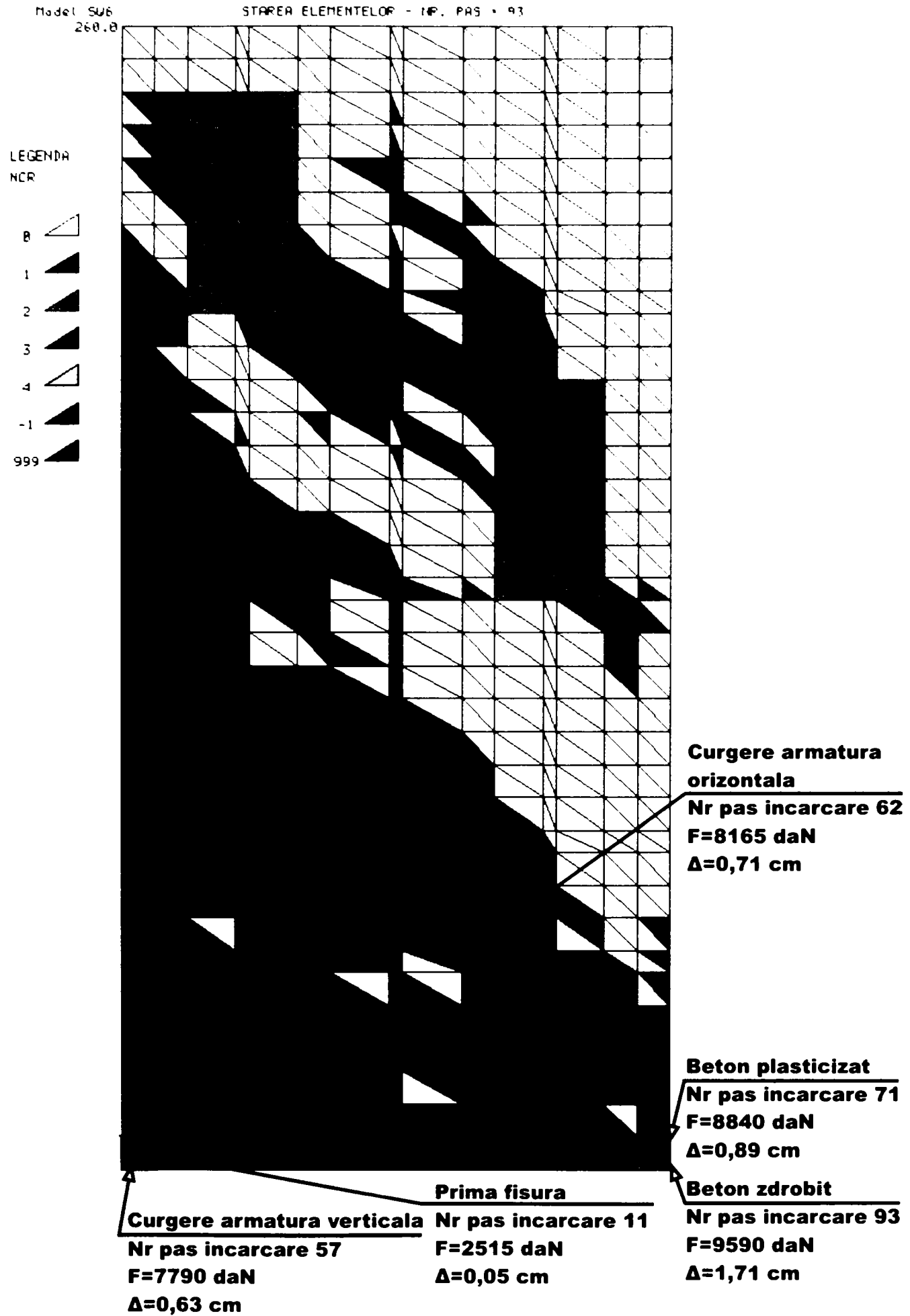


Figura 4. 42 Zonele în care se produc zdrobirile betonului și curgerea armăturilor pentru modelul SW6

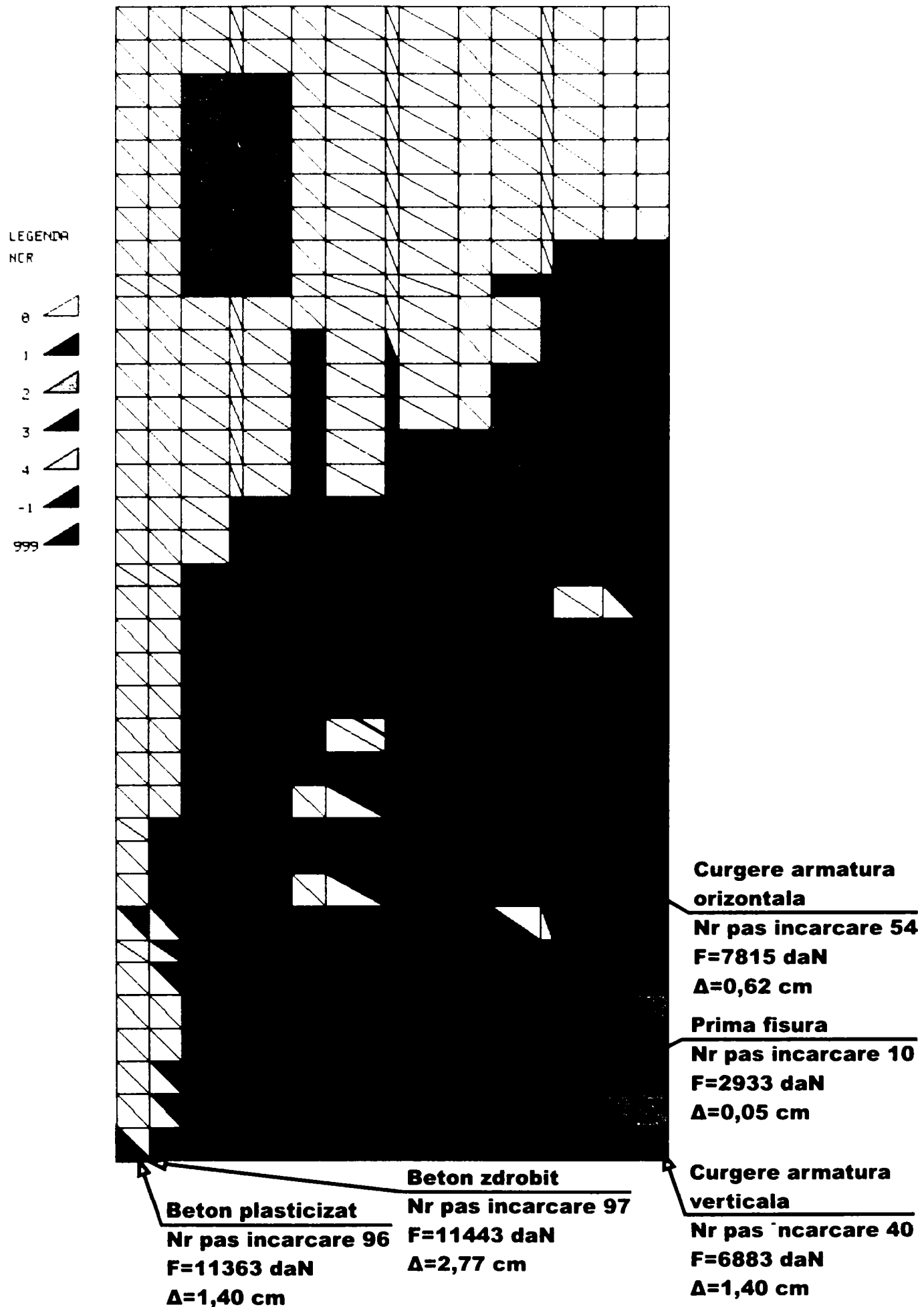


Figura 4. 43 Zonele în care se produc zdrobirile betonului și curgerea armăturilor pentru modelul SW7

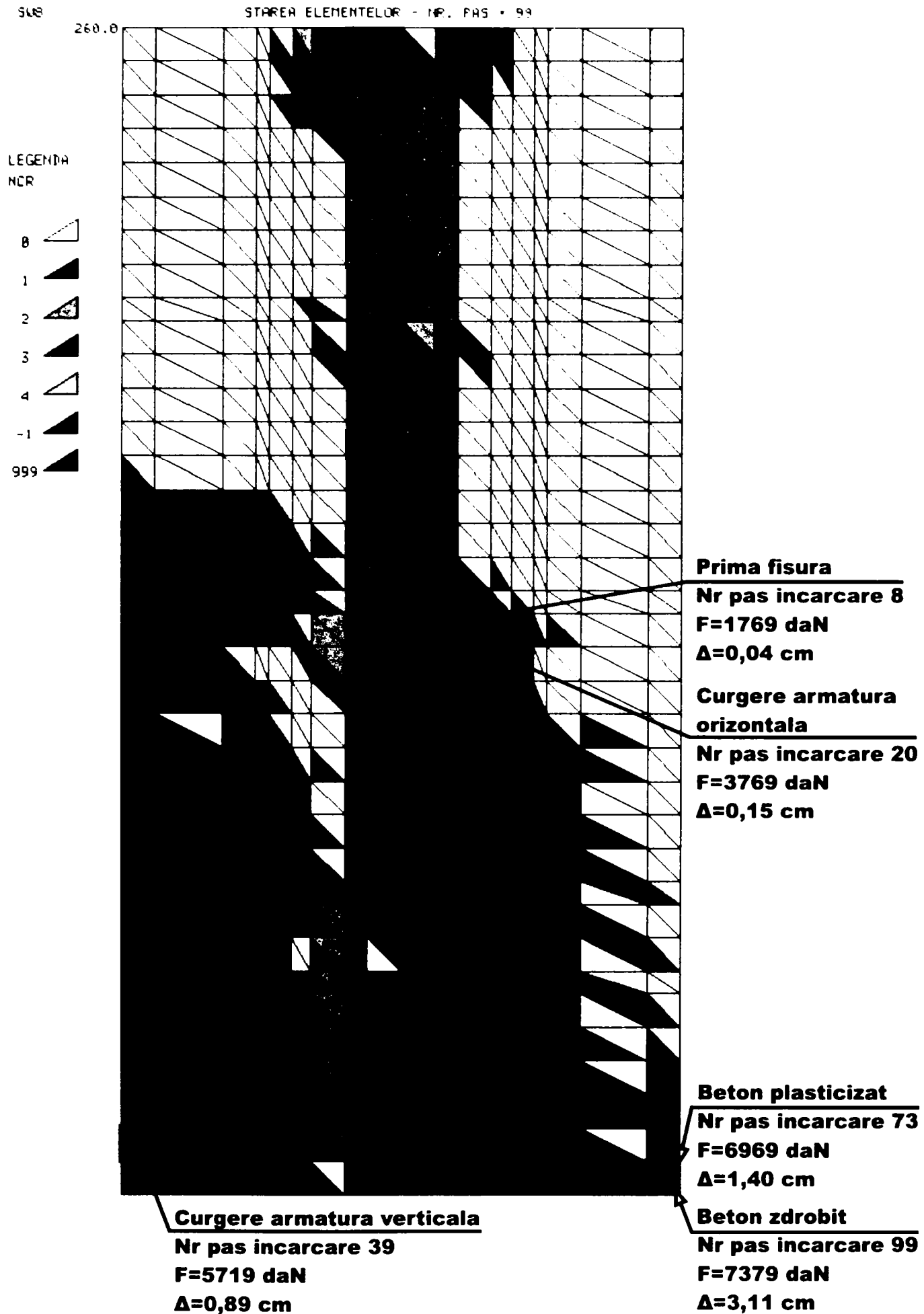


Figura 4. 44 Zonele în care se produc zdrobirile betonului și curgerea armăturilor pentru modelul SW8

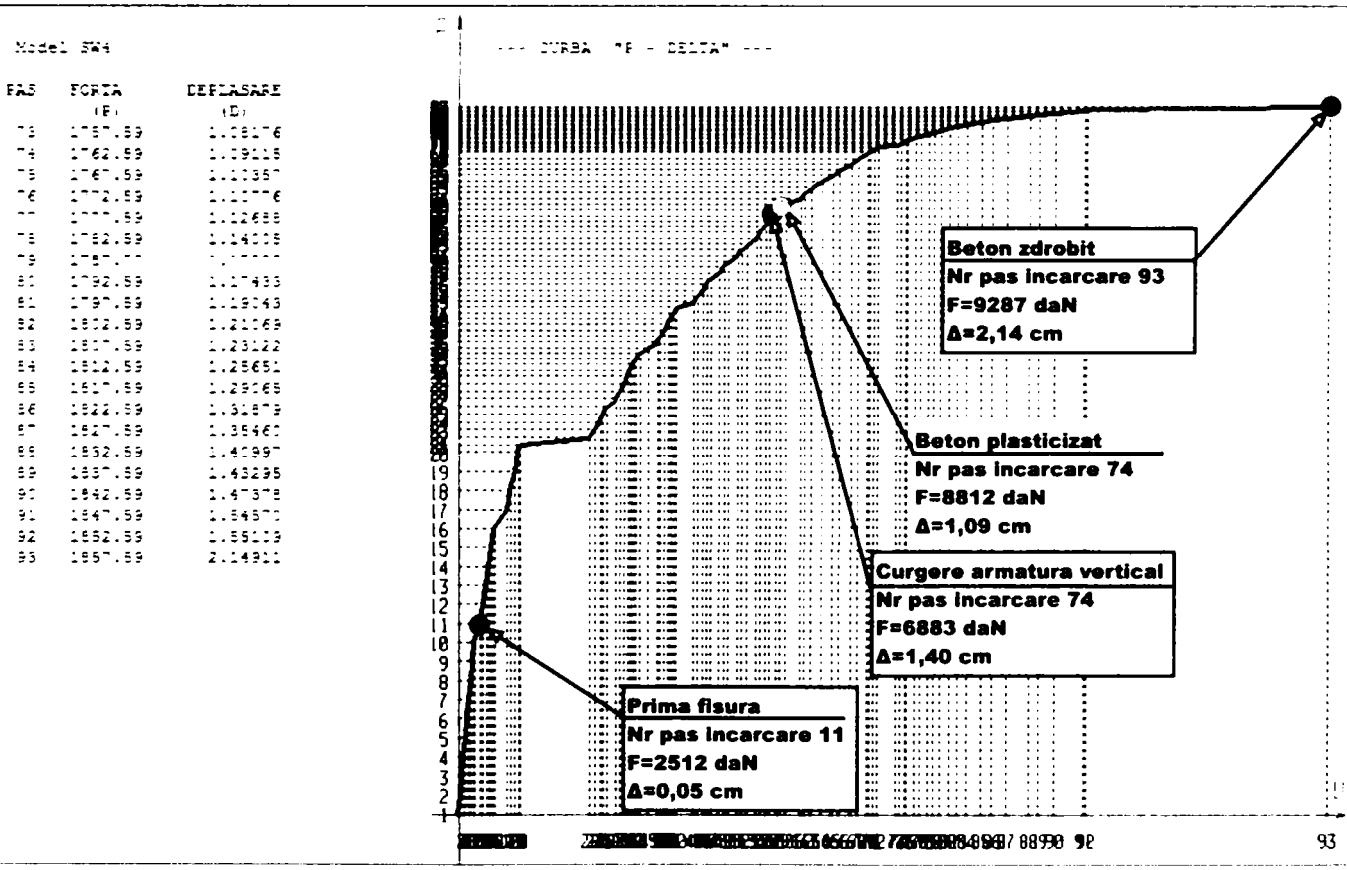
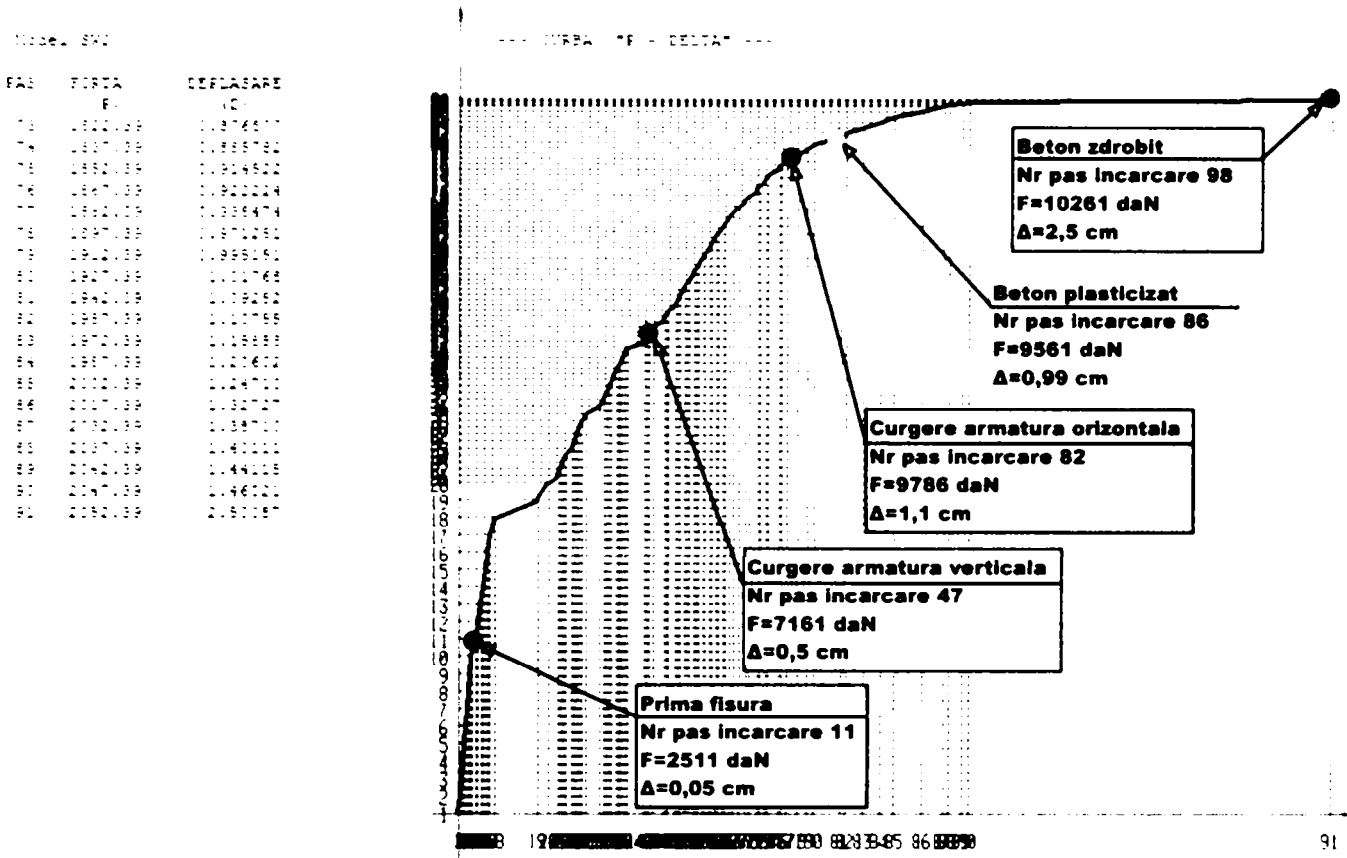
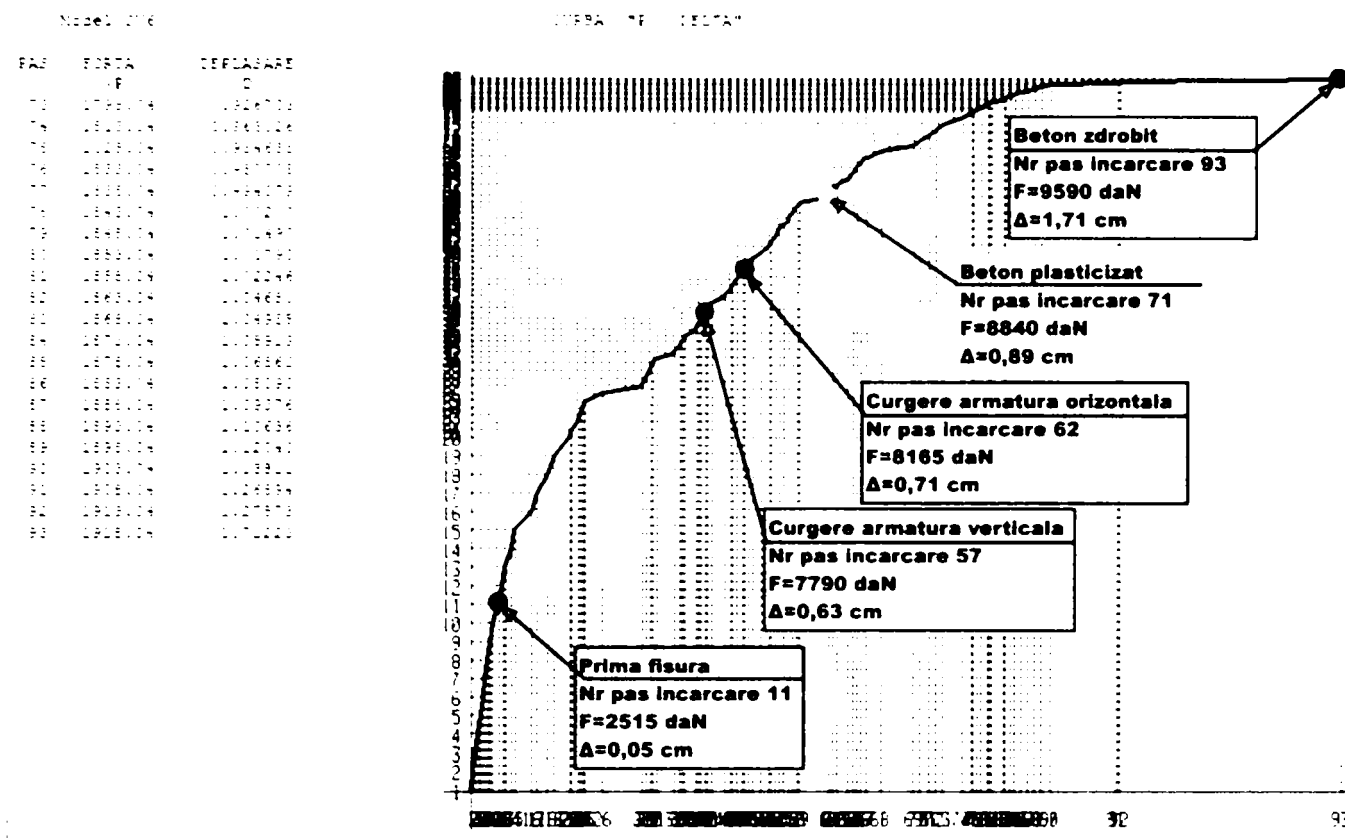
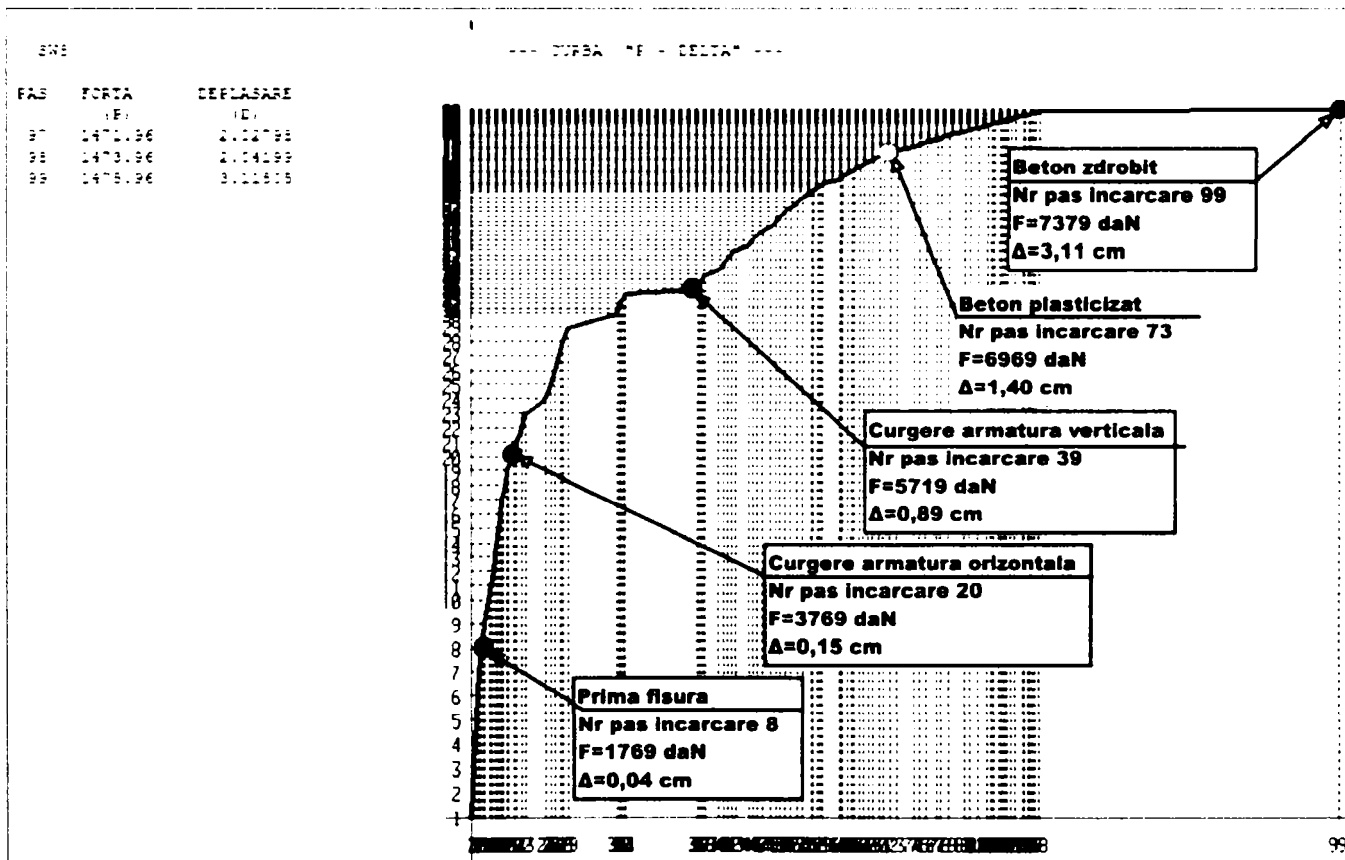


Figura 4. 45 Curba P-Δ model SW2(a), SW4(b), SW6(c), SW8(d), SW1(e), SW3(f), SW5(g), SW7(h)



c)



d)

Figura 4. 45 (continuare) Curba P-Δ model SW2(a), SW4(b), SW6(c), SW8(d), SW1(e), SW3(f), SW5(g), SW7(h)



## Cap.4 Studii teoretice asupra comportării seismice a pereților structurali cu goluri decalate

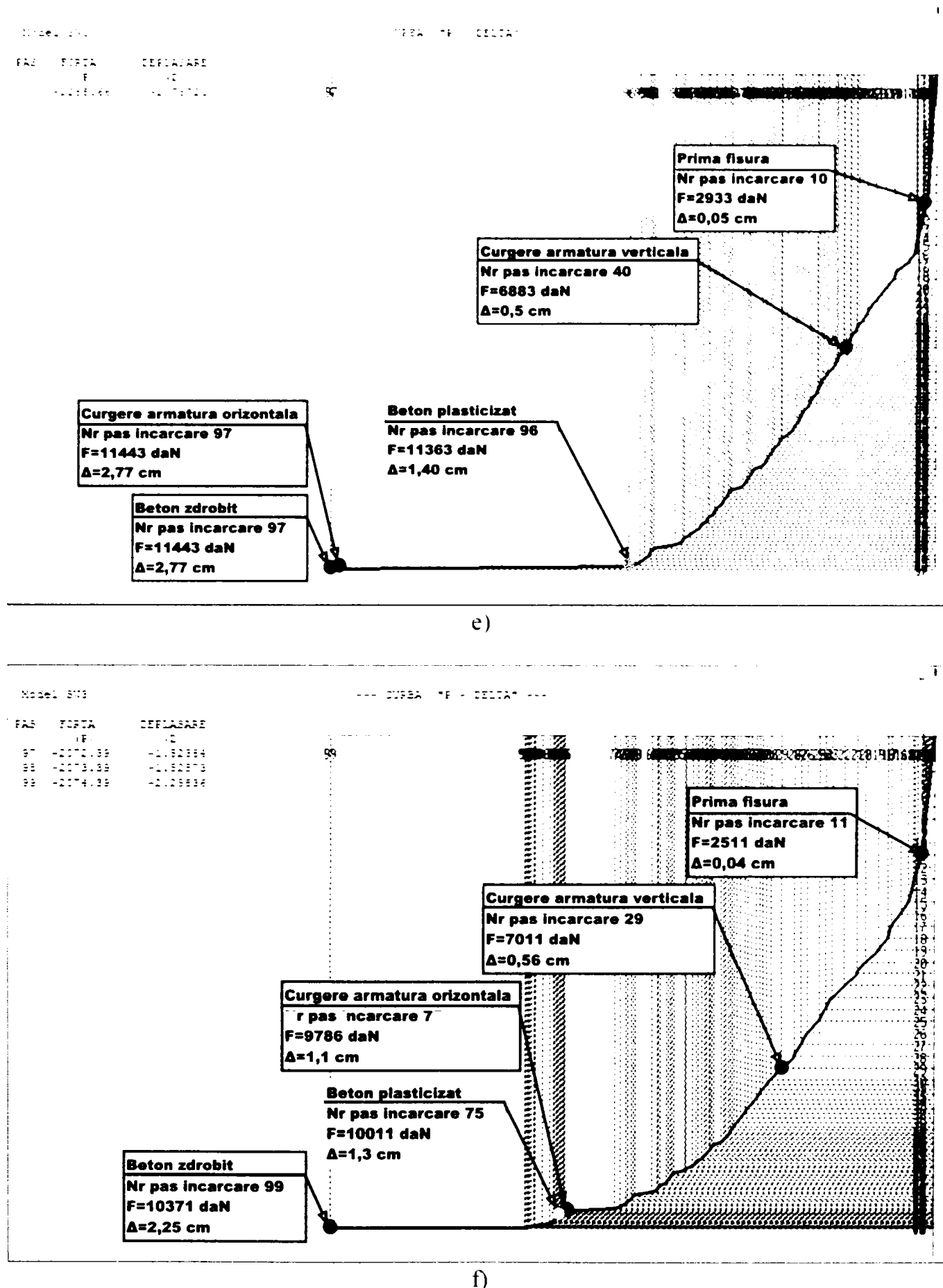
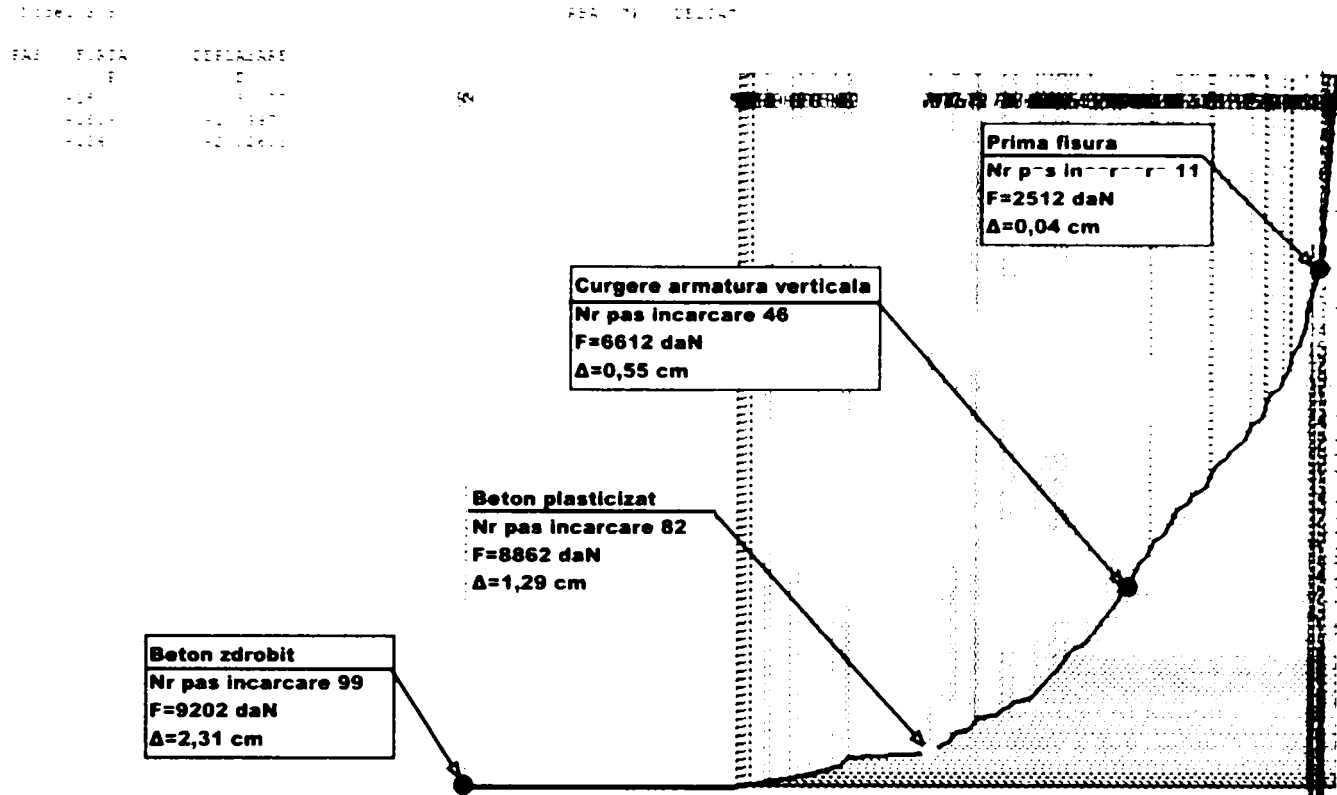
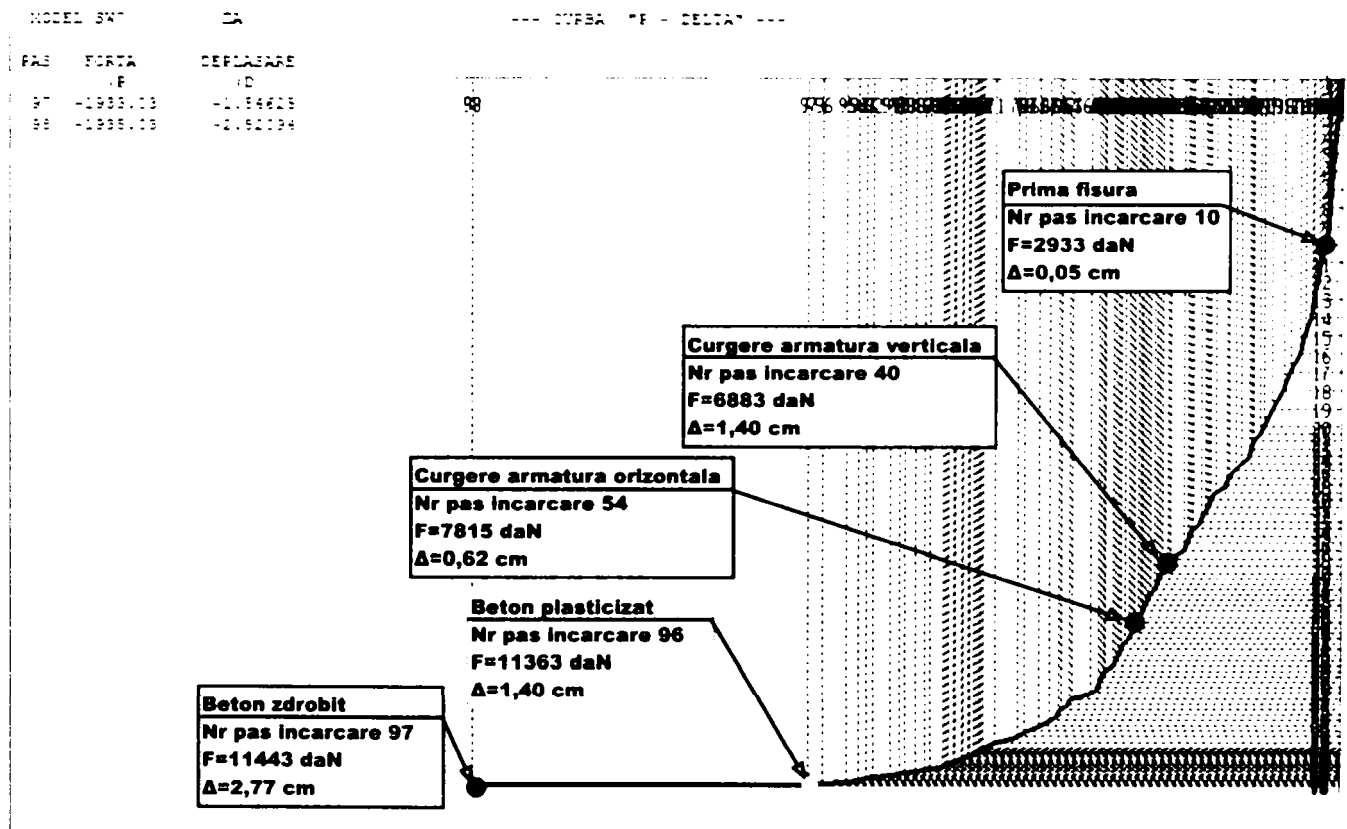


Figura 4. 45 (continuare) Curba P-Δ model SW2(a), SW4(b), SW6(c), SW8(d), SW1(e), SW3(f), SW5(g), SW7(h)



g)



h)

Figura 4. 45 (continuare) Curba P-Δ model SW2(a), SW4(b), SW6(c), SW8(d), SW1(e), SW3(f), SW5(g), SW7(h)

---

# 5

## **INCERCARI EXPERIMENTALE REALIZATE PE PERETI STRUCTURALI DIN BETON ARMAT CU GOLURI DECALATE**

---

### **5.1 SCOPUL PROGRAMULUI EXPERIMENTAL**

Scopul principal al cercetării științifice este în prima fază acela de a identifica comportarea unei structuri sollicitate static sau dinamic, iar în a doua fază acela de stabili reguli de calcul care să satisfacă toate cerințele impuse de filozofiile de proiectare. Datorită dezvoltării din ultimii ani a tehnologiei și a metodelor de calcul, s-au înregistrat progrese remarcabile în știința simulării comportării unei structuri, progrese obținute prin compararea rezultatelor cercetării teoretice cu cele obținute pe cale experimentală. Deoarece există domenii ale cercetării în domeniul construcțiilor încă insuficient studiate și nu există implicit studii teoretice pe baza cărora cercetătorii să poate elabora programe de calcul capabile să ofere informații credibile despre rezultatele oferite de acestea, în practica curentă de cercetare se obișnuiește în aceste cazuri ca rezultatele teoretice obținute să fie verificate prin încercări experimentale.

Deși în literatura de specialitate sunt prezentate foarte puține informații despre metodologia de calcul și comportarea pereților structurali din beton armat cu goluri decalate la acțiuni seismice, din cauza numărului mare de parametrii care pot influența comportarea acestora, putem afirma că totuși aceste informații nu sunt suficiente pentru stabilirea unei metodologii de proiectare care să satisfacă toți parametrii variabili.

În scopul înțelegerii comportării pereților structurali din beton armat lamelari cu goluri decalate la acțiuni seismice, s-a realizat un program de încercări experimentale care s-a desfășurat în cadrul laboratorului de încercari din cadrul Departamentului C.C.I.A al Facultății de Construcții și Arhitectură din Timișoara, care a fost compus din următoarele etape:

- identificarea tipurilor de pereți structurali reprezentativi, pentru a fi studiați experimental;
- alcătuirea standului de încercări și verificarea dimensiunilor acestuia în funcție de dimensiunile modelelor de pereților structurali aleși;
- determinarea zonelor concentratoare de eforturi maxime a modelelor experimentale în domeniul elastic, cu ajutorul programelor de calcul AXIS VM 5.0 și BIOGRAF în domeniul postelastice;
- armarea modelelor în conformitate cu prescripțiile de armare cuprinse în normativele românești de proiectare antiseismice a pereților structurali din beton armat, P85/96 și P85/2001;
- întocmirea planșelor cu detaliile de execuție ale modelelor experimentale;
- confecționarea modelelor experimentale;
- identificarea și amplasarea în zonele cu solicitari maxime a instrumentelor de măsurare;
- concepția unui cofraj metalic rigid, care să permită transportul modelelor fără a se înregistra fisurarea acestora;
- stabilirea aparatului de măsură și control;
- efectuarea încercărilor experimentale;
- compararea rezultatelor experimentale cu cele obținute pe cale teoretică;
- interpretarea și compararea rezultatelor.

Programul de cercetare, care face obiectul prezentei teze de doctorat, studiază comportarea acestor tipuri de pereți structurali solicitați de forțe gravitaționale constante și orizontale ciclic alternante crescătoare, urmărind în special aspectele legate de :

- procesul mecanismelor de cedare ale pereților structurali cu goluri decalate;
- capacitatea de deformare postelastice a acestora;
- capacitatea pereților structurali de a disipa energia indusă de solicitările seismice;
- degradarea rigidității pereților solicitați ciclic-alternant;
- compararea modurilor de cedare previzionate prin metode teoretice cu ajutorul programului de calcul neliniar BIOGRAF, cu a modurilor de cedare rezultate în urma încercărilor experimentale;

- realizarea unui studiu care să explice modurile de cedare și care să prezinte o comparație între valorile și rezultatele obținute pe cale experimentală, cu cele obținute prin analiza numerică cu programele de calcul mai sus menționate;
- realizarea unei metodologii simplificate de calcul pentru proiectanți, care să evalueze rapid forța orizontală ultimă la care se produce zdrobirea betonului la baza montantului mic (punctul 4).

## **5.2 CARACTERISTICILE ELEMENTELOR EXPERIMENTATE**

Dimensiunile elementelor experimentale au fost stabilite pornind de la planurile de arhitectură ale unei clădiri având regimul de înălțime P+3E, care conține pereți structurali cu goluri de uși decalate în zona casei scărilor (vezi Anexa 1).

După raportul dintre dimensiunile laturilor, modelele experimentale se încadrează în categoria pereților structurali de înălțime medie ( $h_w/l_w > 2$ ) având goluri de ușă de dimensiuni mijlocii.

### **5.2.1 Caracteristici geometrice**

Peretele structural “model” are înălțimea de 240 cm, lățimea de 125 cm și înălțimea de etaj de 60 cm. În scopul evitării cedării modelului datorită pierderii stabilității laterale ca urmare a absenței planșeelor și a bulbilor, s-a ales o grosime a peretelui de 8 cm. Golurile au avut dimensiunile de 25cm x 50cm. Modelele experimentale au fost prevăzute cu un blocuri de fundații cu înălțimea de 40 cm, lățimea de 35 cm și lungimea de 175 cm. Betonul în fundații a fost turnat simultan cu betonul în pereți.

Dimensiunile modelului experimental au rezultat pornind de la peretele structural real prezentat în Anexa 2, ale cărui dimensiuni au fost reduse la scara 1/4. Această scară a fost impusă de:

- gabaritul standului de încercare;
- gabaritele dispozitivelor și utilajelor de transport existente în cadrul laboratorului C.C.I.A.;
- modalitatea de transport și montaj a modelelor experimentale.

Ca urmare a acestor restricții au rezultat următoarele scări de similitudine:

- scara lungimilor:  $l_m/l_p = 1/4$ ,
- scara tensiunilor:  $\sigma_m/\sigma_p = 1/1$ ,
- scara modulilor de elasticitate:  $E_m/E_p = 1/1$ ,
- scara momentelor de inerție:  $I_m/I_p = 1/4^4$ .

Modelele experimentale au fost notate cu SW ca și în tabelul 4.2 din capitolul 4, în cadrul programului experimental încercându-se 5 tipuri de pereți structurali: unul plin, trei cu goluri decalate și unul cuplat.

### **5.2.2 Materiale folosite**

Deoarece modelele experimentale nu au fost realizate simultan ,ci succesiv, într-un interval de 30 de zile, s-a urmărit ca acestea să fie realizate astfel încât în final materialele componente să aibe aceleași proprietăți fizico-mecanice. Dacă în cazul armăturilor, toate modelele au fost realizate cu bare din același lot de turnare, fapt atestat de certificatul de calitate eliberat de producător (Anexa B), în cazul betonului au existat unele diferențe de rezistență ,dar care nu au influențat semnificativ comportarea modelelor. Determinarea tuturor caracteristicilor fizico-mecanice ale materialelor ce compun modelele experimentale s-a realizat în laboratorul INCERC Timisoara.

Caracteristicile fizico-mecanice ale betonului din elementele experimentale recoltate din șarjele folosite la turnare sunt prezentate în tabelul 4.3 din capitolul 4. Probele de beton au fost prelevate în momentul turnării și au fost păstrate timp de 28 de zile în aceleași condiții de umiditate și temperatură cu modelele experimentale.

Pentru beton și armatură s-au adoptat diagramele caracteristice efort unitar-deformație specifică  $\sigma - \varepsilon$  . impuse de STAS 10107/0-90.

### **5.2.3 Alcatuirea elementelor experimentale**

Modelele experimentale au fost armate cu aceeași cantitate de armatură, pe baza prescripțiilor de armare cuprinse în normativul P85/96 și nu pe baza eforturilor unitare. În scopul asigurării aderenței dintre beton și armatură s-au utilizat bare profilate din PC 52 cu diametrul de 6mm. Armăturile au fost dispuse sub formă de plasă pe ambele fețe ale pereților. În jurul golurilor s-au dispus carcuse de armatură formate din patru bare cu diametrul de 6mm, prevăzute cu etrieri de același diametru din OB37. În scopul evitării rosturilor de turnare și a realizării unei bune compactări a betonului, pereții model s-au turnat și vibrat pe orizontală în cofraj metalic.

Pentru a asigura buna transmitere a eforturilor la fundații, barele verticale au fost prelungite în blocul de fundare, având asigurată lungimea de ancoraj. Fundațiile au fost armate foarte puternic cu carcuse din bare longitudinale cu diametrul de 20 mm și etrieri îndesiți din OB cu diametrul de 8mm. Modurile de armare a modelelor experimentale sunt prezentate în Anexa B. Stratul de acoperire cu beton a tuturor armaturilor a fost de 10 mm.

În scopul asigurării unei bune prinderi în standul experimental a modelelor, în fundații au fost introduse înainte de turnarea betonului două țevi verticale, prin care au fost introduse

buloanele din linia standului. Strângerea buloanelor din stand s-a realizat la partea superioară a blocului de fundație, pe plăcuțe metalice sudate de aceste țevi. De asemenea în fundații a fost dispusă și o țevă metalică orizontală cu rol în procesul de manipulare și transport. Prin această țevă orizontală a trecut și tija metalică filetată la capete ,de care au fost fixați cei doi tiranți verticali cu rol de transmitere a forței axiale verticale (fig. B 6).

Pentru a evita zdrobirile locale ale betonului în zonele de aplicație ale forțelor orizontale și verticale, la partea superioară a pereților pe toată lungimea lor au fost dispuse profile metalice U 8, iar pe fețele laterale plăcuțe metalice amprentate cu grosimea de 8 mm. Conlucrarea dintre beton și profilele metalice a fost asigurată prin sudarea pe piesele metalice a unor armături cu rol de conectori ( fig. B 7).

Distanțele pe verticală între barele de armatură au fost menținute aceleași pentru toate modelele experimentale, în timp ce distanțele pe orizontală între barele de armatură au variat de la un model la altul ,în funcție de poziția golurilor decalate. Procentele de armare a modelelor experimentale sunt prezentate în figura 5.1 si tabelul 5.1.

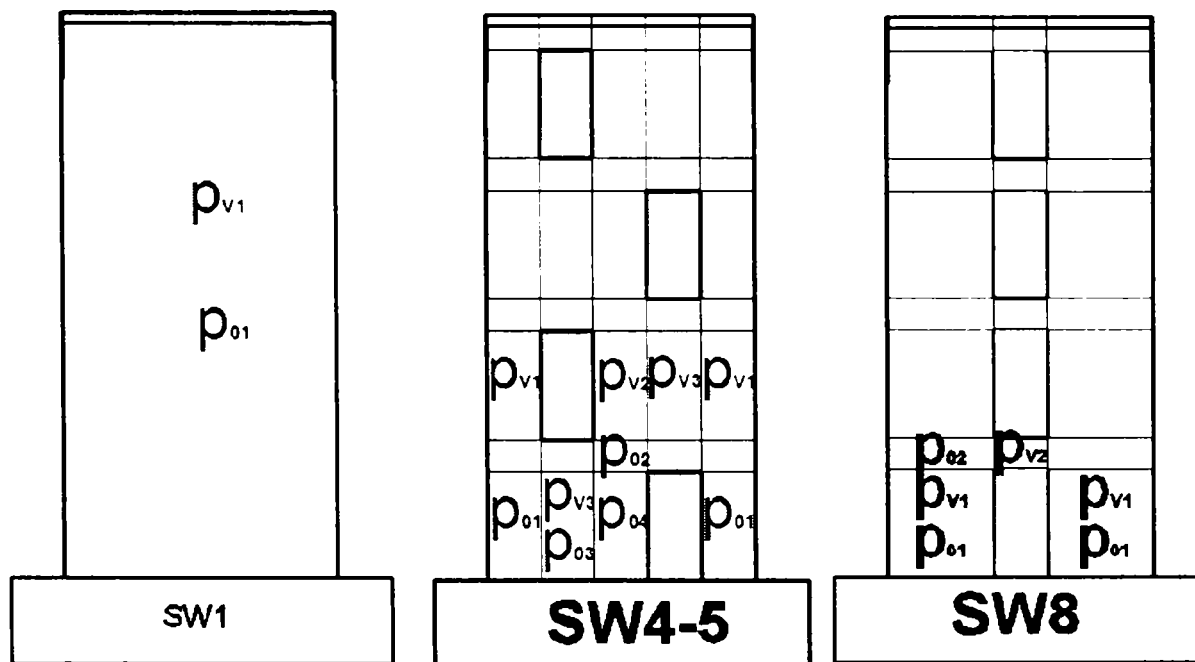


Figura 5. 1 Procentele de armare a modelelor experimentale

Tabelul 5. 1 Procentele de armare a modelelor experimentale

Modelul	Armătură verticală			Armătură orizontală			
	$p_{v1}$ [%]	$p_{v2}$ [%]	$p_{v3}$ [%]	$p_{o1}$ [%]	$p_{o2}$ [%]	$p_{o3}$ [%]	$p_{o4}$ [%]
<b>SW1</b>	<b>0.85</b>			<b>1.01</b>			
<b>SW23</b>	<b>1.56</b>	<b>2.15</b>	<b>0.31</b>	<b>0.79</b>	<b>1.61</b>	<b>0.31</b>	<b>0.79</b>
<b>SW45</b>	<b>1.57</b>	<b>1.57</b>	<b>0.31</b>	<b>0.79</b>	<b>1.61</b>	<b>0.31</b>	<b>0.79</b>
<b>SW67</b>	<b>2.15</b>	<b>1.40</b>	<b>0.31</b>	<b>0.79</b>	<b>1.61</b>	<b>0.31</b>	<b>0.79</b>
<b>SW8</b>	<b>1.07</b>		<b>0.31</b>	<b>0.79</b>	<b>1.61</b>	<b>0.31</b>	<b>-</b>

O atenție deosebită în momentul turnării betonului a fost acordată protejării armăturilor pe care s-au lipit timbrele tensometrice. De pe suprafața acestora au fost îndepărtate toate

amprențele specifice armăturilor de tip PC, au fost degresate și au fost învelite în folie PVC.

Înainte de turnarea betonului, aceste bare au fost protejate cu bucăți de polistiren, care au fost îndepărtate după fixarea modelelor în standul experimental (fig. B.3).

### 5.3 TRANSPORTUL ȘI MONTAJUL ELEMENTELOR EXPERIMENTALE

Transportul modelelor experimentale din zona de turnare în laboratorul de încercări experimentale, s-a realizat după 7 zile de la data turnării. Toate modelele au fost ridicate de pe masa de turnare și transportate în poziție orizontală în cofraje metalice. Cârligele de la macara, necesare ridicării și transportului, au fost prinse de piese sudate special pe cofrajul metalic. Pentru atenuarea șocurilor produse din transport, între platforma camionului și cofrajul metalic au fost introduse bucăți de cauciuc și un strat de polistiren de 20 cm grosime (fig. B.5 c).

În laboratorul C.C.I.A., modelele au fost descărcate și transportate până în stand în poziție orizontală. Ele au fost montate în poziție verticală în ultima fază a montajului, când au fost depozitate în apropierea standului de încercări. Cofrajul metalic a fost scos de pe modelele experimentale numai după îndepărtarea tuturor cârligelor de la macara și tăierea sudurilor de pe părțile laterale ale cofrajului (fig. B.5).

După îndepărtarea cofrajului metalic, nu au fost semnalate fisuri pe suprafața pereților, fapt confirmat ulterior și în cadrul încercărilor experimentale, când fisurarea acestora s-a produs la valori ale forțelor orizontale indentice cu cele obținute din analiza neliniară.

### 5.4 ÎNCERCAREA ELEMENTELOR EXPERIMENTALE

#### 5.4.1 Principiul de încercare

Datorită caracterului ciclic alternant al solicitărilor seismice și al necesității cunoașterii modului în care golurile decalate influențează mecanismele de cedare ale pereților, toate modelele cu goluri au fost solicitate la forțe orizontale ciclic alternante. Metodologia de solicitare a acestor pereți este aceeași ca și cea utilizată în încercările experimentale de către Wight. Ea se bazează pe controlul deplasărilor orizontale de la partea superioară a modelelor experimentale și constă în înregistrarea tuturor forțelor și deformațiilor specifice care apar în beton și armatură în zonele critice, pentru anumite valori ale deplasărilor orizontale. Au fost alese șapte valori ale deplasărilor orizontale la care au fost înregistrate aceste date și au fost făcute observații referitoare la modul de fisurare și de distribuție a acestora.

În cadrul unei încercări experimentale s-au parcurs următoarele etape:

1. au fost citite deformațiile timbrei când asupra modelului experimental nu a acționat nici o forță;
2. s-au citit timbrele după ce modelele au fost încărcate cu o forță verticală de 50kN;



3. asupra peretelui s-a acționat cu o forță orizontală de la Vest la Vest până când s-a înregistrat o deplasare orizontală de 1,3 mm. S-au citit timbrele și valoarea forței orizontale;
4. s-au citit timbrele tensometrice când forța orizontală s-a anulat;
5. s-a măsurat valoarea forței orizontale necesare pentru aducerea peretelui în poziția verticală nedeformată și s-au citit valorile deformațiilor timbrelor;
6. s-au citit timbrele și deformațiile pentru același mod de încărcare de la pașii 3, 4 și 5, dar forța a acționat de la Vest la Est;
7. s-au repetat pașii 3, 4, 5 și 6.

Asupra peretelui s-a acționat cu o forță orizontală, până când s-a înregistrat o valoare a deplasării laterale următoare de 3,9 mm (figura 5.2). S-au înregistrat valorile deformațiilor din timbre.

Această metodologie de încărcare s-a repetat, până când s-a înregistrat prima zdrobire a betonului de la baza montantului comprimat. La fiecare pas de încărcare s-au relevat fisurile, ca poziție și ca lungime. Deplasările orizontale care au fost impuse pereților pentru fiecare ciclu de încărcare sunt prezentate în figura 5.2.

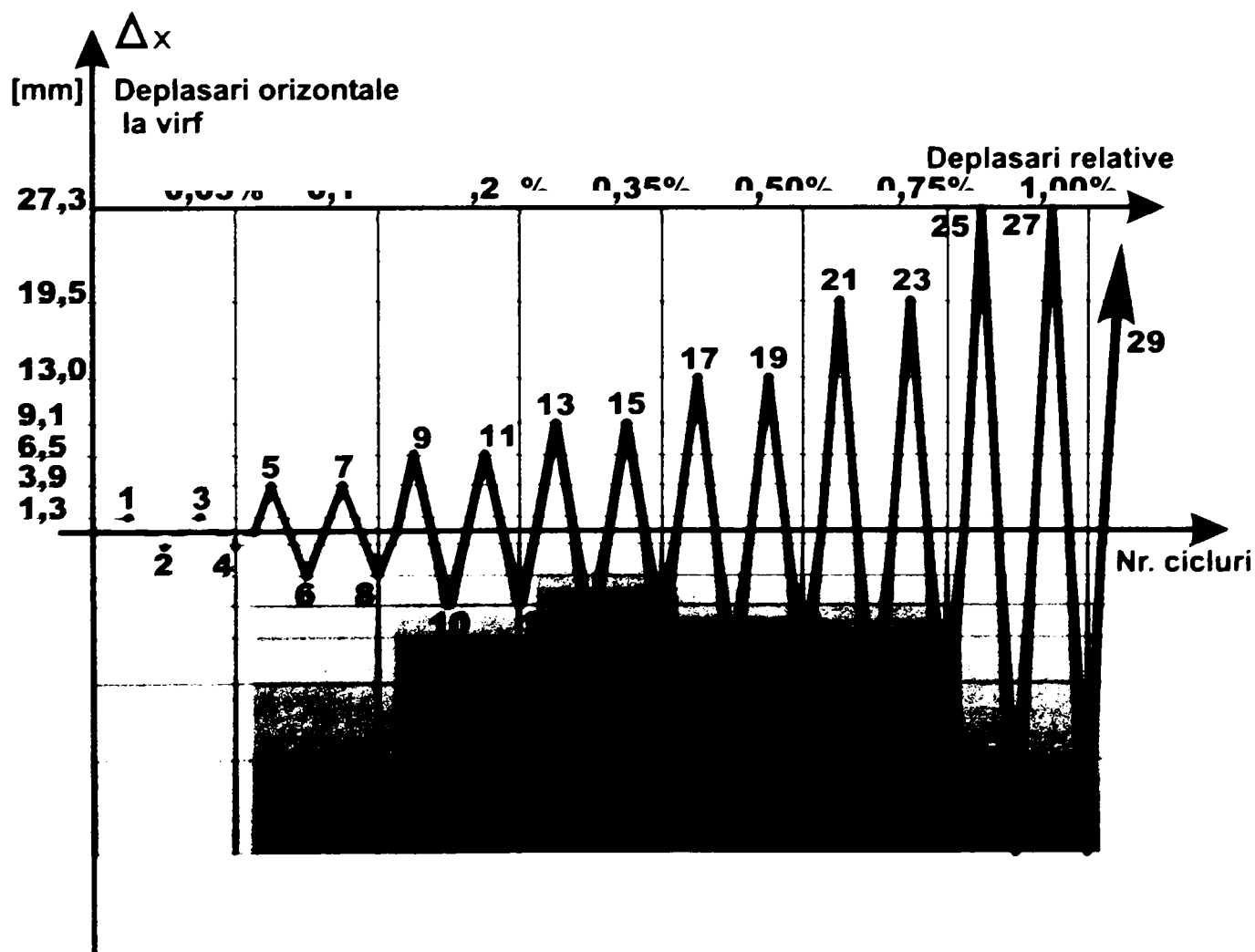


Figura 5.2 Numărul de cicluri și valorile deplasărilor orizontale impuse

Încercarea celor 5 pereți „model” s-a efectuat după un principiu comun, ele fiind solicitate de încărcări gravitaționale și orizontale de tip seismic.

Din punct de vedere al modului de aplicare al forțelor orizontale, elementele experimentale încercate se situează în două categorii:

- model experimental solicitat de forță monoton – crescătoare: peretele plin SW1;
- modele experimentale solicitate de forțe orizontale ciclic – alternante: pereții cu goluri decalate SW2, SW3, SW4, SW5, SW6, SW7 și peretele cuplat SW8.

#### **5.4.2 Standul experimental**

Standul de încercare a fost alcătuit din cadre metalice rigide și nedeformabile, ancorate în planșeul laboratorului (fig.5.3) și a permis:

- aplicarea simultană a încărcărilor gravitaționale și a celor orizontale prin intermediul unor prese hidraulice fixate pe același stand, astfel încât deformațiile elementelor experimentale nu s-au cumulat cu eventualele deformații ale standului;

- montarea unei aparaturi de măsură și control pe elementul experimental, independent de elementele standului, care a fost influențată de deformațiile sau mișcările acestuia în timpul încercării;

- crearea posibilității de urmărire în condiții optime a comportării elementului experimental sub încărcări, de către personalul din laboratorul de încercări.

Așa după cum se observă din figurile 2 și 3, standul experimental a fost compus din:

- două pistoane orizontale fixate pe două cadre metalice laterale. Ele au acționat la partea superioară a modelelor experimentale și au fost capabile să dezvoltate forțe orizontale de până la 12 kN;

- un piston vertical fixat la partea superioară a peretelui. În piston, pe tot parcursul încercărilor experimentale a fost menținută o presiune echivalentă cu 50 kN;

- un distribuitor;
- o presă centrală;
- conducte de distribuție;
- tirant vertical din țevă rotundă;
- buloane de ancoraj;
- microcomparatoare.

Dimensiunile totale ale standului de încercări sunt prezentate în figura 5.3.

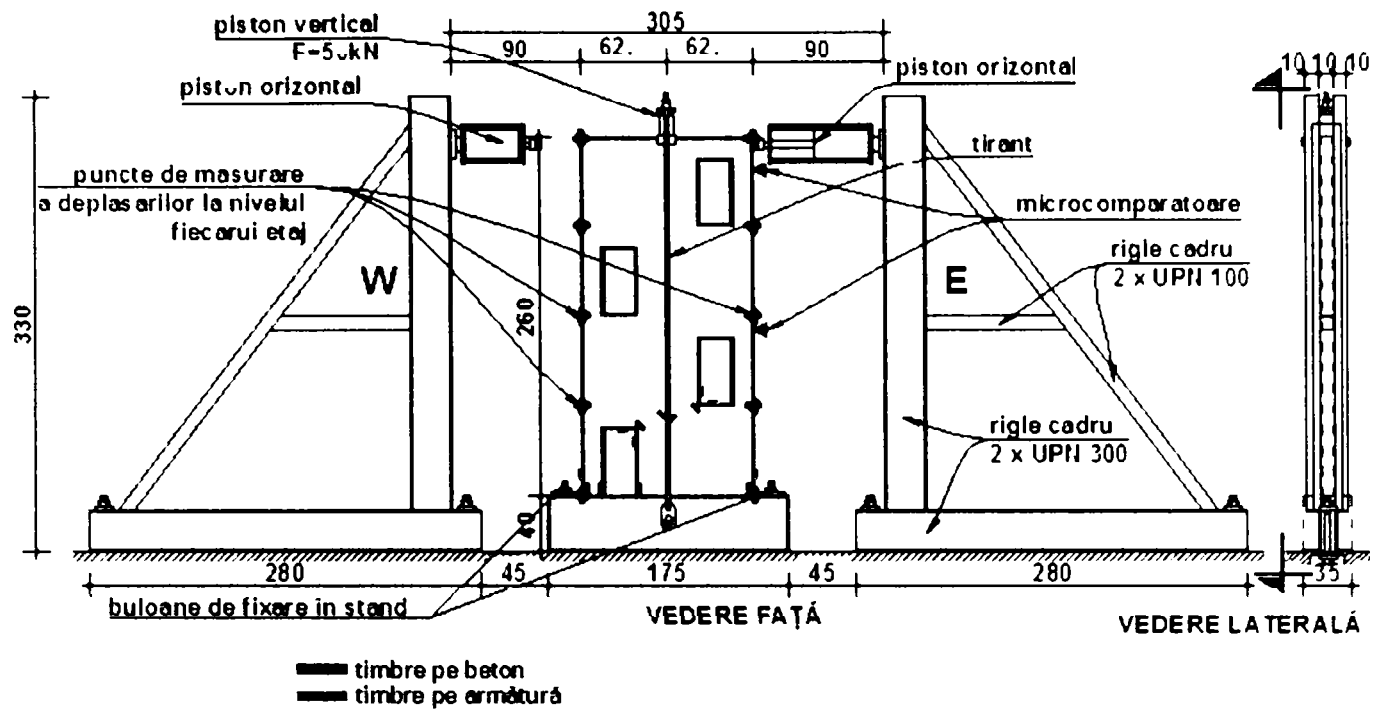


Figura 5. 3 Standul experimental

Standul a fost completat cu aparatura de măsură și control adecvată nivelului lucrărilor de cercetare desfășurate.

### 5.4.3 Încărcări aplicate

Asupra elementelor experimentale au fost aplicate două tipuri de încărcări (fig.5.4):

➤ încărcări verticale (gravitaționale)  $N$  – s-au aplicat cu ajutorul unei prese cu capacitatea de 50 KN, plasată în centrul elementului. Efortul introdus în element a fost menținut constant pe întreaga durată a încercării elementului. Acționarea preseii s-a făcut de la o pompă hidraulică obișnuită. Aceasta forță concentrată a introdus un efort unitar de compresiune de  $5 \text{ daN/cm}^2$  care a fost menținut constant pe toată durata încercărilor și pe toată înălțimea modelului.

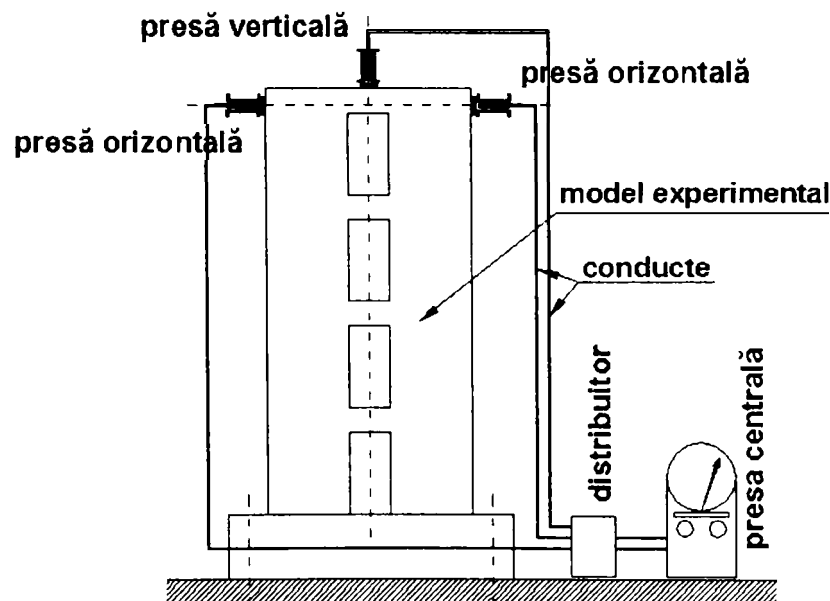


Figura 5. 4 Dispunerea preselor și echipamentelor hidraulice

➤ încărcări orizontale (laterale) **P** – s-au aplicat sub forma unei forțe concentrate, acționând în axul orizontal al modelului la nivelul superior. Forța orizontală s-a aplicat alternant (din direcția Est sau Vest) prin intermediul a două prese capabile să dezvolte forțe orizontale de 12 KN, racordate la două pompe hidraulice.

#### **5.4.4 Aparatura de măsură și control**

Pe modelele experimentale s-au amplasat o serie de dispozitive de măsură, tipul acestora fiind determinat de parametrul urmărit. S-au folosit următoarele dispozitive de măsură:

- două microcomparatoare – destinate măsurării deplasărilor orizontale a modelelor la partea superioară și la mijlocul modelelor;
- stație topografică totală cu laser LEIKA – destinată măsurării deplasărilor orizontale la nivelul fiecărui planșeu și a celor verticale la nivelul fundației;
- traductori electrici rezistivi pe armătură (tensiorezistoare tip TER 10 H), notați cu TA1,TA2... TA12, pentru înregistrarea deformațiilor specifice din armături;
- traductori electrici rezistivi pe beton (tip TER 50 H), notați cu TB1...TB8, pentru înregistrarea deformațiilor specifice din beton.

#### **5.4.5 Comportarea elementelor experimentale**

##### **5.4.5.1 Încercarea elementului experimental SW1**

Elementul experimental SW 1 este un perete structural plin, care a fost încărcat la partea superioară cu forțe orizontale monoton crescătoare, pâna la cedare.

Prin încercarea elementului experimental SW1 s-a studiat:

- comportarea standului de încercări la forțe orizontale maxime și stabilirea eventualelor măsuri tehnologice ce trebuiesc luate pentru evitarea deplasărilor modelelor experimentale în stand ;
- comportarea aparaturii de măsură și a timbrelor tensometrice, la diverși pași de încărcare și la forța orizontală maximă de cedare a modelelor;
- comportarea peretelui prin culegerea de date în ceea ce privește modul de cedare a acestuia;
- determinarea deformațiilor specifice și a stării de eforturi din modelul experimental;
- modul de fisurare și distribuția fisurilor;
- disiparea de energie în modelul experimental.

Comportarea modelului experimental la diverse trepte de încărcare este prezentată sintetic prin observațiile din tabelul 5.2.

Tabelul 5. 2 Comportarea modelului experimental SW1

NR. CRT.	FORȚA P	OBSERVAȚII SW1
0	0	
1	500	
2	1000	
3	1500	
4	2000	
5	2500	deplasare stand est
6	3000	prima fisura
7	3500	deplasare stand vest
8	4000	
9	4500	fisura nr. 4
10	5000	deplasare stand vest
11	5500	
12	6000	
13	6500	fisura nr. 7 lungă ,timbru 2 ieșit din lucru,fisurile 8,9
14	7000	deplasare stand
15	7500	deplasare stand
16	8000	fisura nr. 15
17	8500	fisurile nr. 16 lungă,17
18	9000	primul zgomot,fisura 15 prelungire puternică pe ambele fețe, fisura 1 deschisă puternic, fisura 18 - legătură între fisura 5 și 13, fisura 19 leagă fisura 12 de fisura 7; de la acest pas se fac poze de aproape
19	9500	curgerea armăturii, deplasări mari la vârf, standul nu s-a deplasat, săgeata s-a mărit continuu, fisura 20, 21, fisurile 22 și 23 mari de tot
20	10000	deplasare stand, fisura 15 - mare
21	10500	crescut forță verticală până la 5,6 tone
22	11000	pârâituri, curgere puternică a armăturii, deschidere puternică a fisurilor, nu apar fisuri noi și nici nu se continuă fisurile de la pasul 21, timbrul 7 iese din lucru, fisura 24
23	11500	pârâituri, prima fisură verticală, fisura 1 - deschidere 3 mm, ruperea armăturii verticale la 3,33 deplasare la vârf, prima zdrobire 3,40 deplasare la vârf

Modul de distribuție a fisurilor la diverse forțe orizontale este prezentat în figura B.12. Starea fizică a armăturii și a betonului în stadiul limită ultim este prezentat în figura 5.5.

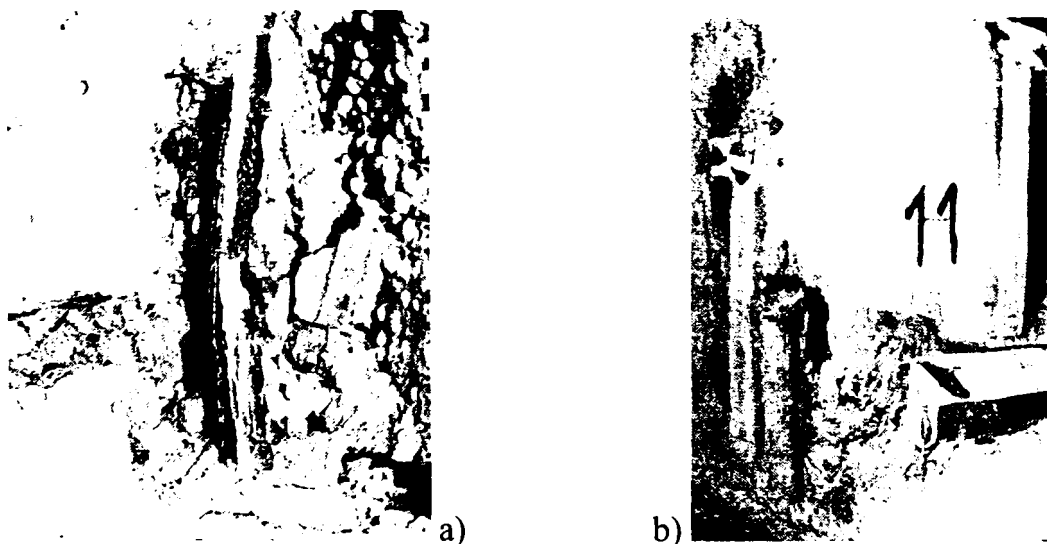


Figura 5. 5 Reducerea secțiunii armăturii întinse și zdrobirea betonului în stadiul limită ultim

#### 5.4.5.2 Încercarea elementelor experimentale SW2-3, SW4-5, SW6-7

Elementele experimentale SW2-3, SW4-5, SW6-7 sunt pereți structurali din beton armat cu goluri de uși decalate, care au fost solícitate de forțe orizontale ciclic alternant, până în stadiul de cedare.

Prin încercarea elementelor experimentale mai sus menționate s-a studiat:

- modul de fisurare și distribuția fisurilor la solícitări ciclice alternante;
- determinarea deformațiilor specifice și a stării de eforturi din modelele experimentale;
- comportarea modelelor experimentale prin culegerea de date în ceea ce privește modul de cedare a acestora;
- stabilirea ordinii de intrare în curgere a armăturilor;
- determinarea ductilității de deplasare a modelelor experimentale;
- determinarea degradării de rigiditate pe cicluri de încărcare;
- disiparea de energie totală și pe cicluri de încărcare în modelele experimentale;
- compararea rezultatelor obținute pe cale experimentală cu cele obținute pe cale teoretică;

Comportarea modelelor experimentale la diverse trepte de încărcare, sunt prezentate prin observațiile din tabelele 5.3-5.6, iar distribuția fisurilor în zonele expuse cedării este prezentată în figurile 5.6-5.16.

Modurile de distribuție a fisurilor la diverse valori ale forțelor orizontale în peretele cuplat SW8 în pereții cu goluri decalate sunt prezentate în Anexa B figurile B12-B15.

Tabelul 5. 3 Comportarea modelului experimental SW2-3

SW 2-3						
	Nr. crt.	Directie incarcare	Forta P [daN]	Deplasare la varf	Deplasare relativa	Observatii
CICLUL 1	1	E-W	4000	1 mm	0.05%	- apar primele 5 fisuri orizontale la nivelul încastrării
	2		0			
	3	W-E	3500			
	4		0			
	5	E-W	3500			
	6		0			
	7	W-E	3200			
	8		0			
CICLUL 2	9	E-W	5700	3,25 mm	0.15%	- peretele fisurează puternic. Se înregistrează 28 de fisuri noi - se măsoară deplasare orizontală remanentă de 0,8 mm
	10		0			
	11	W-E	4800			
	12		0			
	13	E-W	5300			
	14		0			
	15	W-E	4700			
	16		0			
CICLUL 3	17	E-W	7600	6,5 mm	0.25%	- peretele este fisurat puternic - se înregistrează 37 de fisuri - apar fisuri diagonale între goluri - se înregistrează o săgeată remanentă de 1,3 mm
	18		0			
	19	W-E	6000			
	20		0			
	21	E-W	6600			
	22		0			
	23	W-E	7000			
	24		0			
CICLUL 4	25	E-W	8225	9,1 mm	0.35%	- s-au rupt timbrele 19 și 20 - apar 82 de fisuri - se înregistrează o săgeată remanentă de 1,4 mm
	26		0			
	27	W-E	9700			
	28		0			
	29	E-W	6500			
	30		0			
	31	W-E	7000			
	32		0			
CICLUL 5	33	E-W	8950	13 mm	0.50%	- se înregistrează deschideri mari ale fisurilor - se reduce numărul de fisuri noi - se înregistrează o săgeată remanentă de 1,5 mm - se înregistrează 8 fisuri noi
	34		0			
	35	W-E	9100			
	36		0			
	37	E-W	7750			
	38		0			
	39	W-E	9250			
	40		0			
CICLUL 6	41	E-W	9750	19,5 mm	0.75%	- s-a rupt timbrul 1 la pasul 33 - la pasul 39 s-au rupt și timbrele 2 și 3 - apar 7 fisuri noi - se înregistrează o săgeată remanentă de 7,3 mm - se înregistrează 7 fisuri noi
	42		0			
	43	W-E	8200			
	44		0			
	45	E-W	8250			
	46		0			
	47	W-E	8500			
	48		0			
CICLUL 7	49	E-W	9500	26 mm	1.00%	- apare prima zdrobire a betonului la extremitatea montantului mare la nivelul încastrării în zona timbrului 2 - se înregistrează o săgeată remanentă de 15 mm - se înregistrează 3 fisuri noi
	50		0			
	51	W-E	8100			
	52		0			
	53	E-W	7900			
	54		0			
	55	W-E	8050			
	56		0			



Figura 5. 6 Distribuția fisurilor între golurile de la parter și etaj în stadiul limită ultim

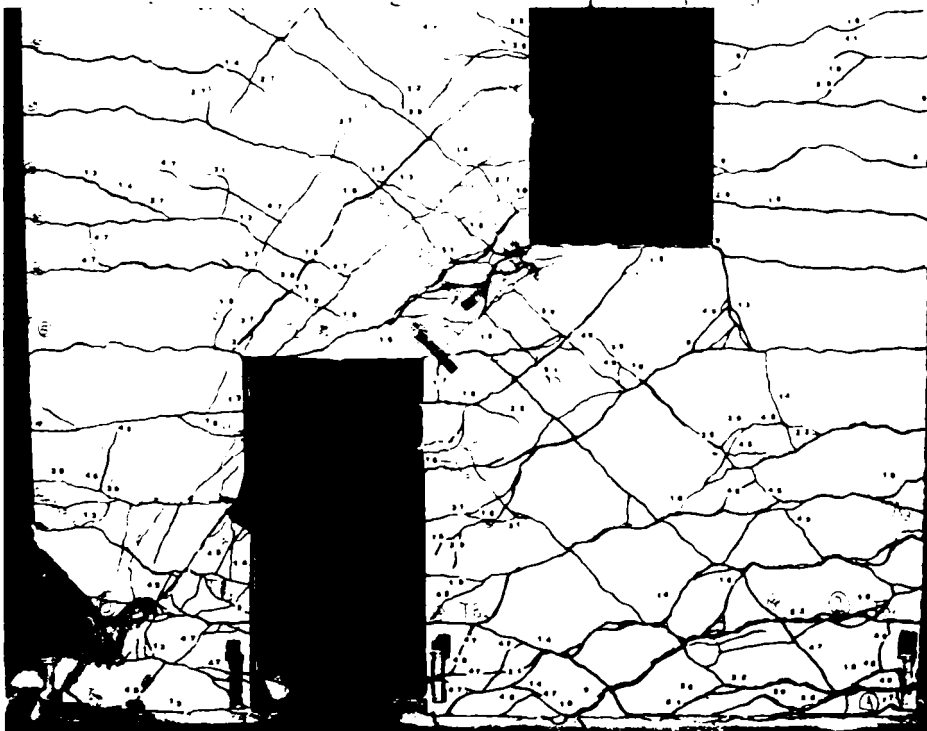


Figura 5. 7 Distribuția fisurilor la cedare în modelul SW2-3



a) Montantul mic



b) Montantul mare

Figura 5. 8 Distribuția fisurilor în montanți



Tabelul 5. 4 Comportarea modelului experimental SW4-5

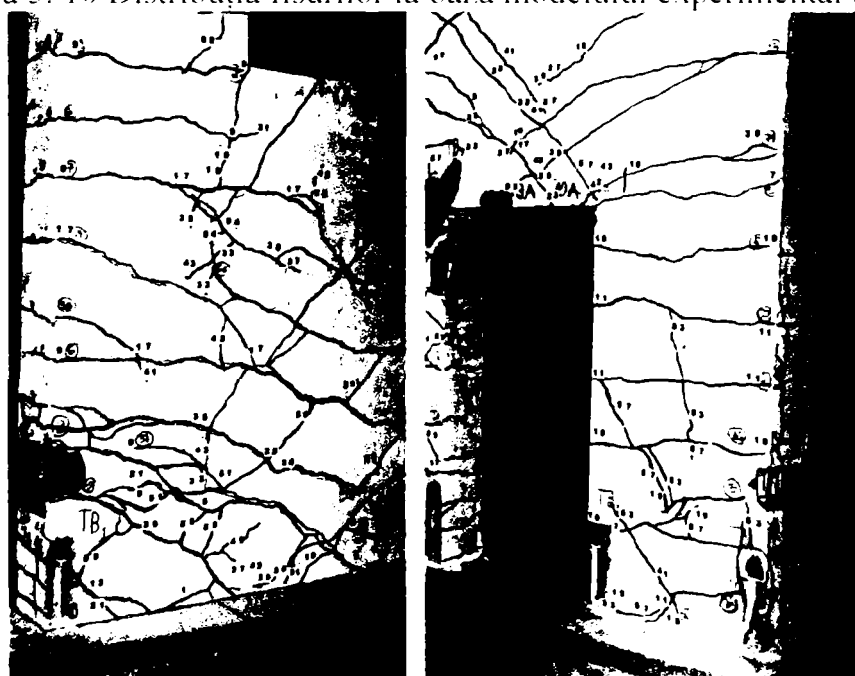
SW 4-5						
	Nr. crt.	Directie incarcare	Forta P [daN]	Deplasare la varf	Deplasare relativa	Observatii
CICLUL 1	1	W-E	3600	1 mm	0.05%	- se înregistrează primele 5 fisuri orizontale în încăstrare - după încetarea forței orizontale s-a înregistrat o săgeată remanentă de 0,2 mm
	2		0			
	3	E-W	3025			
	4		0			
	5	W-E	3150			
	6		0			
	7	E-W	2950			
	8		0			
CICLUL 2	9	W-E	5525	3,25 mm	0.15%	- peretele fisurează puternic. Se înregistrează 30 de fisuri noi - se măsoară deplasare orizontală remanentă de 1,1 mm
	10		0			
	11	E-W	4500			
	12		0			
	13	W-E	5250			
	14		0			
	15	E-W	5000			
	16		0			
CICLUL 3	17	W-E	7300	6,5 mm	0.25%	- peretele se fisurează. Apar 28 de fisuri noi - la pasul 18 de încărcare, timbrul 5 se rupe - se înregistrează o săgeată remanentă de 1,3 mm
	18		0			
	19	E-W	6750			
	20		0			
	21	W-E	6450			
	22		0			
	23	E-W	6500			
	24		0			
CICLUL 4	25	W-E	8375	9,10 mm	0.35%	- 4 fisuri noi - pocnet puternic la o forță orizontală de 7875 daN - fisurile se deschid - se înregistrează o săgeată remanentă de 1,8 mm
	26		0			
	27	E-W	7350			
	28		0			
	29	W-E	7850			
	30		0			
	31	E-W	7450			
	32		0			
CICLUL 5	33	W-E	8975	13 mm	0.50%	- peretele se fisurează. Apar 13 de fisuri noi - deplasare orizontală remanentă = 3,8 mm
	34		0			
	35	E-W	7600			
	36		0			
	37	W-E	7900			
	38		0			
	39	E-W	7500			
	40		0			
CICLUL 6	41	W-E	9100	19,5 mm	0.75%	- pocnet la o forță orizontală de 9100 daN - timbrul 7 s-a rupt - apar 7 fisuri noi - deplasare orizontală remanentă = 17 mm
	42		0			
	43	E-W	7100			
	44		0			
	45	W-E	7600			
	46		0			
	47	E-W	7200			
	48		0			
CICLUL 7	49	W-E	8750	27 mm	1.03%	- la F = 7500 daN se înregistrează o fisură puternică în diagonală - apar primele fisuri verticale în montantul mic - se înregistrează în total 91 de fisuri - peretele se zdrobește - deplasare orizontală remanentă de 15 mm
	50		0			
	51	E-W	7500			
	52		0			
	53	W-E	7450			
	54		0			
	55	E-W	6750			
	56		0			



Figura 5. 9 Distribuția fisurilor în zona dintre goluri



Figura 5. 10 Distribuția fisurilor la baza modelului experimental SW4-5



a)

b)

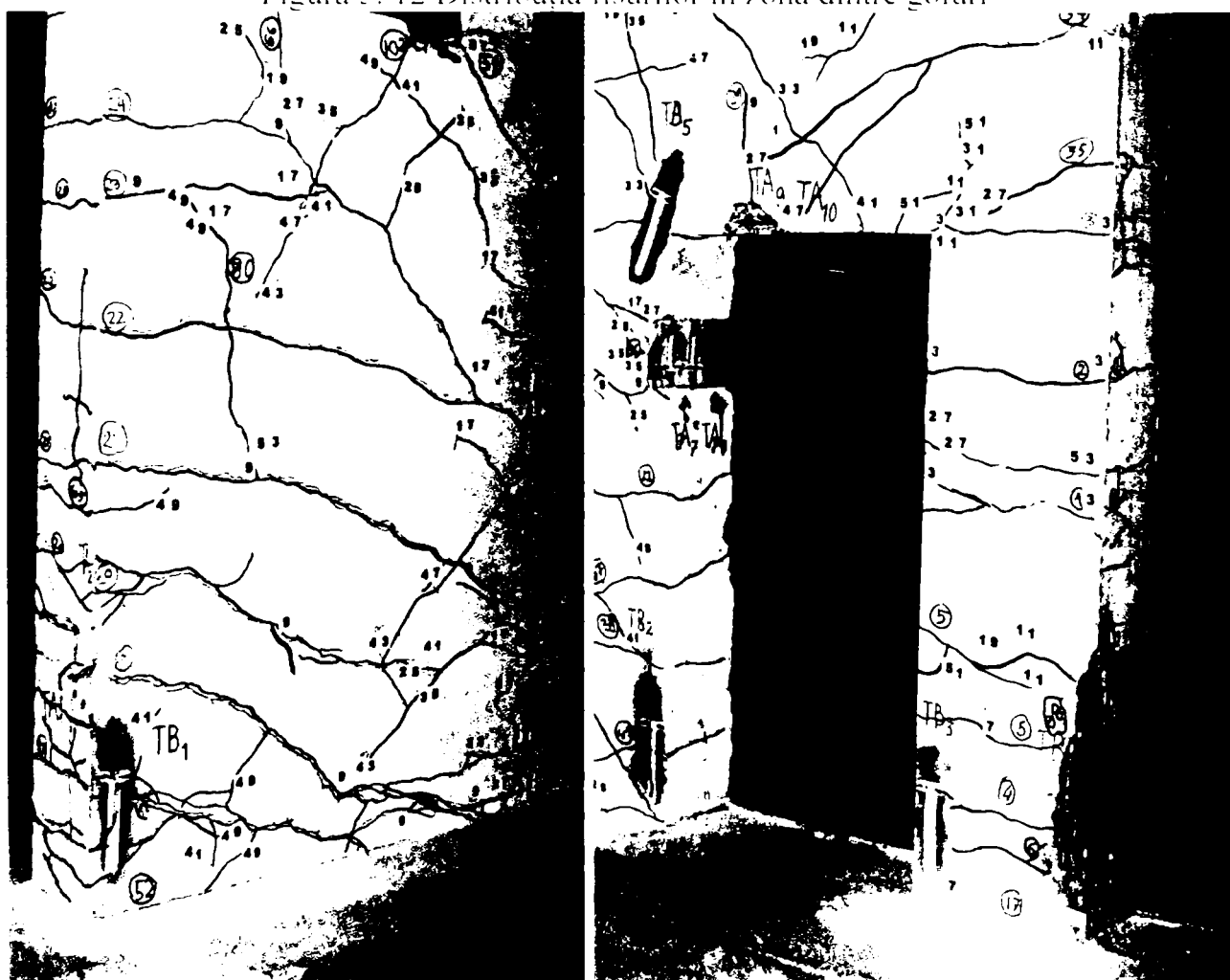
Figura 5. 11 Distribuția fisurilor la baza montanților

Tabelul 5. 5 Comportarea modelului experimental SW6-7

REZULTATE INCERCARE MODEL SW 6-7					
Nr. ciclu	Nr. crt.	Directie incarcare	Fora P [daN]	Deplasare la varf	Observatii
CICLUL 1	1	W-E	2500	1 mm	- apar primele 17 fisuri orizontale in incastrare - se inregistreaza o deplasare remanenta de 0,4 mm
	2		0		
	3	E-W	2500		
	4		0		
	5	W-E	2700		
	6		0		
	7	E-W	2650		
	8		0		
CICLUL 2	9	W-E	5300	3,25 mm	- peretele fisureaza puternic. Se inregistreaza 51 de fisuri in total - se inregistreaza o deplasare remanenta de 0,65 mm
	10		0		
	11	E-W	4500		
	12		0		
	13	W-E	5100		
	14		0		
	15	E-W	5100		
CICLUL 3	17	W-E	7100	6,5 mm	- pocnet puternic la forta orizontala de 6400 daN si deplasare orizontala de 6,6 mm - se inregistreaza un numar total de 70 de fisuri - deplasare remanenta orizontala la varf de 1,6 mm
	18		0		
	19	E-W	6400		
	20		0		
	21	W-E	6800		
	22		0		
	23	E-W	6600		
CICLUL 4	25	W-E	8550	9,10 mm	- se inregistreaza un numar total de 87 fisuri - deplasare remanenta orizontala la varf de 2,1 mm
	26		0		
	27	E-W	7600		
	28		0		
	29	W-E	7200		
	30		0		
	31	E-W	7600		
CICLUL 5	33	W-E	8100	13 mm	- pocnet puternic si fisurare la forta de 8100 daN - fisurile se deschid puternic - deplasare orizontala remanenta de 4 mm - s-au inregistrat in total 93 de fisuri
	34		0		
	35	E-W	7800		
	36		0		
	37	W-E	7600		
	38		0		
	39	E-W	7800		
CICLUL 6	41	W-E	9100	19,5 mm	- la pasul 47 timbrul 19 de pe armatura s-a rupt - s-au inregistrat in total 101 - deplasare orizontala remanenta de 8,9 mm - apar fisuri verticale la extremitatea montantului mic
	42		0		
	43	E-W	7300		
	44		0		
	45	W-E	7000		
	46		0		
	47	E-W	7200		
CICLUL 7	49	W-E	8400	27 mm	- armatura a atins limita de curgere - la F = 6800 daN s-a rupt timbrul 4 de pe beton
	50		0		
	51	E-W	6700		
	52		0		
	53	W-E	6800		
	54		0		
	55	E-W	6625		
56		0			



Figura 5. 12 Distribuția fisurilor în zona dintre goluri



a)

b)

Figura 5. 13 Distribuția fisurilor la baza montanților modelului SW6-7

5.4.5.3 Încercarea elementului experimental SW8

Tabelul 5. 6 Comportarea modelului experimental SW8

SW 8					
	Nr. crt.	Directie incarcare	Forta P [daN]	Deplasare la varf	Observatii
CICLUL 1	1	W-E	3000	1 mm	Primele 11 fisuri, toate in buiandrugi, sageata remanenta pana la 0,3 mm
	2		0		
	3	E-W	2100		
	4		0		
	5	W-E	2200		
	6		0		
	7	E-W	2700		
	8		0		
CICLUL 2	9	W-E	4200	3,25 mm	La pasul 9 apar primele fisuri orizontale in montanti, fisuri pana la 34, sageata remanenta pana la 0,65 mm
	10		0		
	11	E-W	4050		
	12		0		
	13	W-E	4000		
	14		0		
	15	E-W	4150		
	16		0		
CICLUL 3	17	W-E	5600	6,5 mm	Fisura orizontala traverseaza complet montantul stang, apare prima fisura al etajul al doilea, fisuri pana la 57, sageata remanenta de 0,9 mm
	18		0		
	19	E-W	5600		
	20		0		
	21	W-E	5300		
	22		0		
	23	E-W	5700		
	24		0		
CICLUL 4	25	W-E	7600	9,10 mm	Fisuri orizontale noi la etajul al doilea, deschideri mari ale fisurilor de la etajele 2 si 3, ultima fisura 66, sageata maxima 1,4 mm
	26		0		
	27	E-W	8300		
	28		0		
	29	W-E	5900		
	30		0		
	31	E-W	6150		
	32		0		
CICLUL 5	33	W-E	7000	13 mm	Apar fisuri inclinate la baza montantilor, fisuri inclinate in montanti la baza, care pleaca din gol, fisuri pana la 80, sageata maxima 2,2 mm
	34		0		
	35	E-W	7100		
	36		0		
	37	W-E	6450		
	38		0		
	39	E-W	7100		
	40		0		
CICLUL 6	41	W-E	9400	15,2 mm	Se deschid fisuri in buiandrugi, cade beton din buiandrugi, la pasul 42 se rupe timbrul 7, fisuri pana la 90, sageata remanenta 8,7 mm
	42		0		
	43	E-W	4000	42,4 mm	<b>Zdrobire la o sageata de 42,4 mm</b>
	57	W-E	7800		

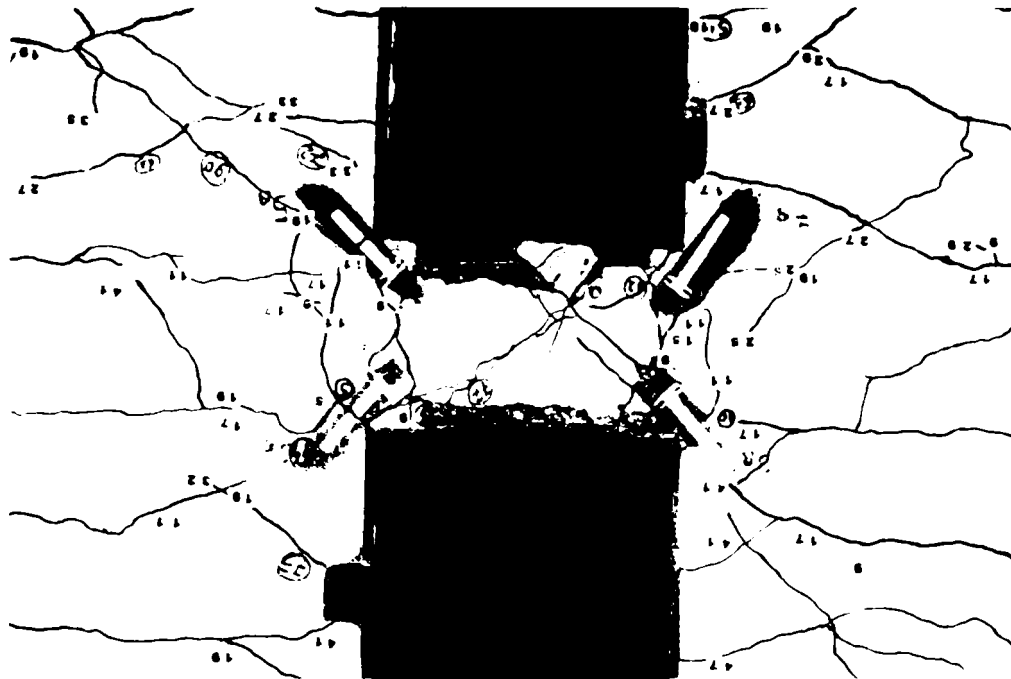


Figura 5. 14 Distribuția fisurilor în zona dintre goluri

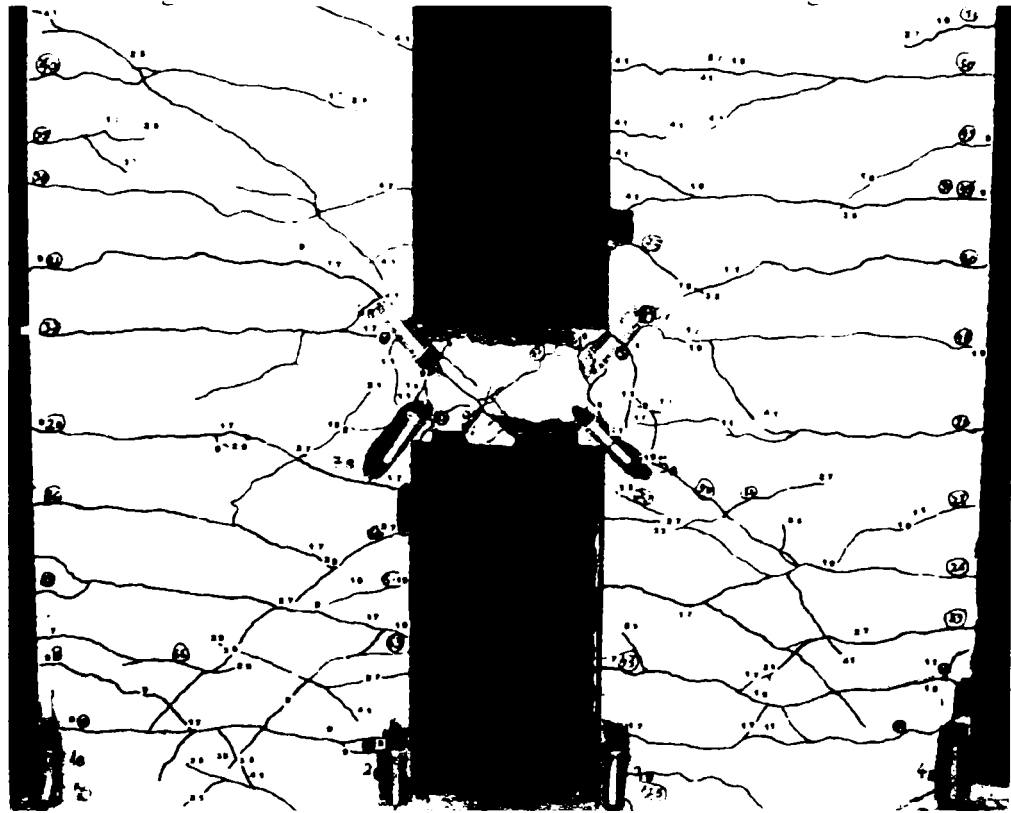


Figura 5. 15 Distribuția fisurilor la baza modelului experimental SW8

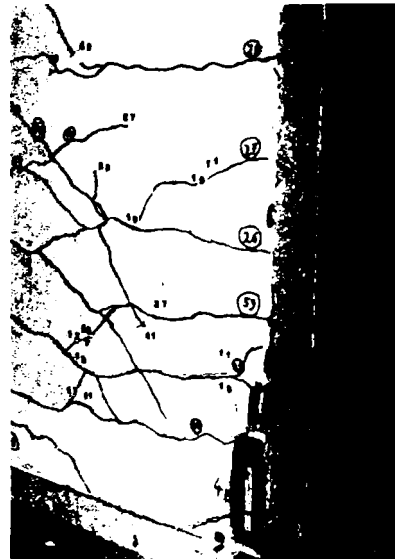


Figura 5. 16 Distribuția fisurilor la baza montanților

## 5.5 INTERPRETAREA REZULTATELOR EXPERIMENTALE

### 5.5.1 Relația forță-deplasare P-Δ

Evaluarea răspunsului seismic al modelelor experimentale este foarte sugestiv prezentată prin trasarea diagramelor forță – deplasare (P-Δ), pe baza cărora s-a determinat ductilitatea de element și s-a calculat cantitatea de energie disipată de fiecare model experimental. Toate aceste diagrame sunt prezentate în figurile 5.17-5.21. Deoarece modelele cu goluri de uși au fost solicitate ciclic-alternant, aceste curbe sunt prezentate sub formă de ciclograme, în timp ce pentru modelul plin SW1 s-a trasat curba cu palier distinct de comportare postelastice.

Din analiza diagramelor P-Δ se observă că în general la toate modelele cu goluri, solicitarea ciclică a avut un puternic efect asupra rigidității și a capacității lor de deformare. În general, modelele înregistrează un bun răspuns seismic, caracteristic unor pereți structurali bine conformați a căror deformabilitate este dictată în principal de compresiunea excentrică. Se observă de asemenea și fenomenul de descreștere a porțiunii terminale a curbelor P-Δ, datorită scăderii forței capabile ca urmare a ieșirii treptate din lucru a riglelor de cuplare a modelului SW8, respectiv a montantului mic la bază. Această descreștere a porțiunii terminale este cu atât mai accentuată cu cât valorile unghiului  $\alpha$  scad [Moșoarcă 2003]. Cea mai mare descreștere a înfășurătorii diagramei P-Δ se înregistrează în modelul SW6-7.

Valorile maxime ale forțelor orizontale atinse în funcție de direcția de acțiune seismică scad simultan cu reducerea valorilor unghiului  $\alpha$ , ca urmare a reducerii secțiunii de beton a montantului mic. În situația în care la baza montantului mic se înregistrează eforturi de compresiune, forțele capabile sunt mai reduse decât pentru celălalt sens de acțiune seismică.

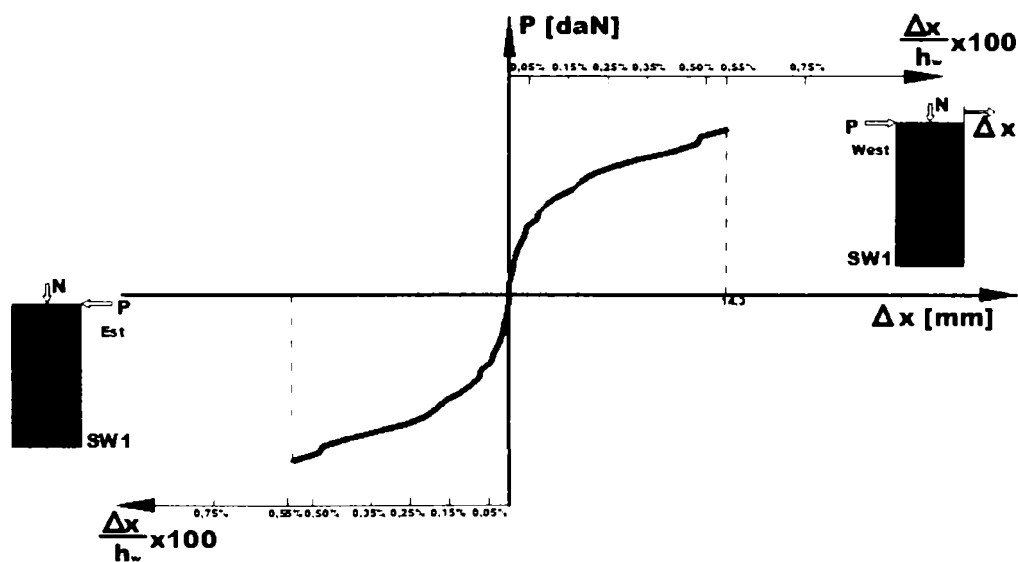


Figura 5. 17 Curba P-Δ model experimental SW1

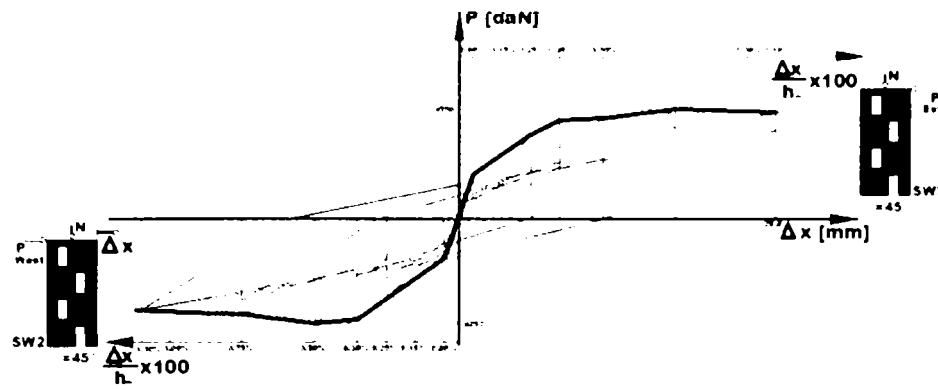


Figura 5. 18 Curba P-Δ model experimental SW2-3

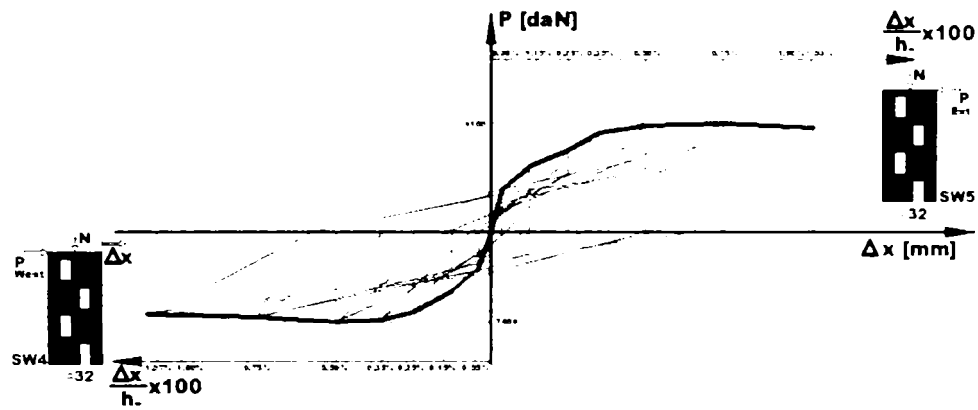


Figura 5. 19 Curba P-Δ model experimental SW4-5

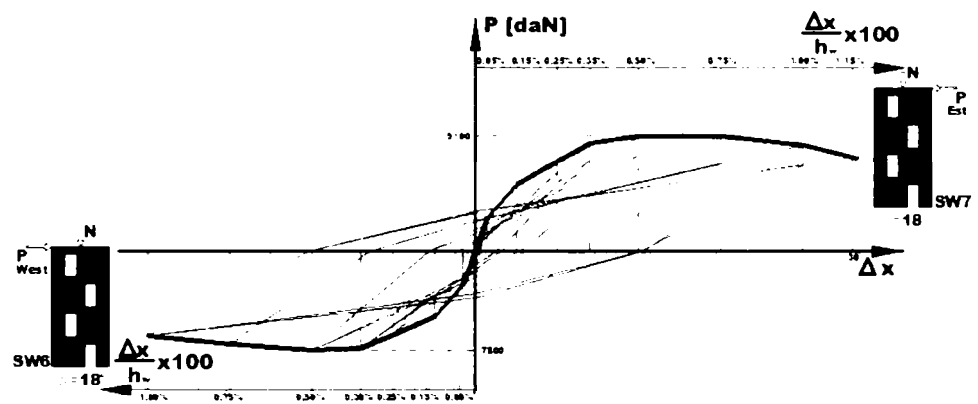


Figura 5. 20 Curba P-Δ model experimental SW6-7

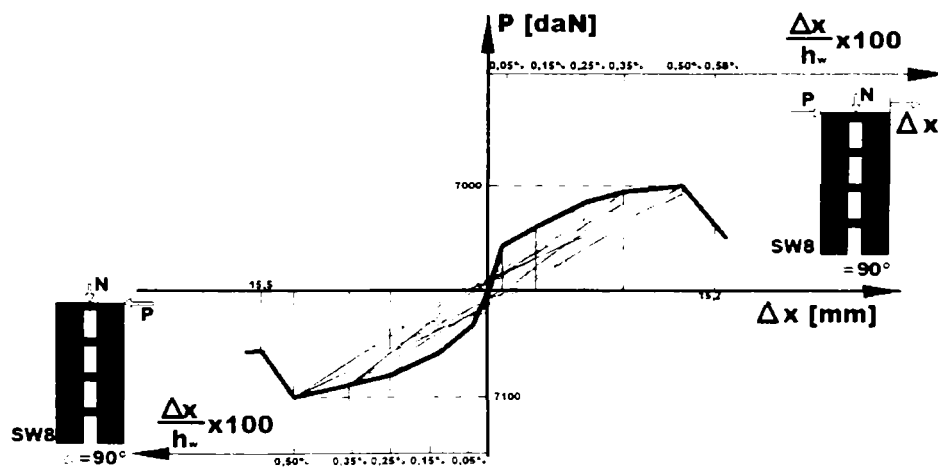


Figura 5. 21 Curba P-Δ model experimental SW8



În scopul verificării rezultatelor obținute pe cale experimentală cu cele teoretice s-au trasat graficele  $P-\Delta$  comparative prezentate în figurile 5.22 a)-e). Între cele două curbe se observă o bună concordanță, diferențele datorându-se modului diferit de solicitare seismică. După cum era previzionat, modelele solicitate seismic monoton crescător au disipat o cantitate de energie mai mare decât modelele solicitate ciclic alternat.

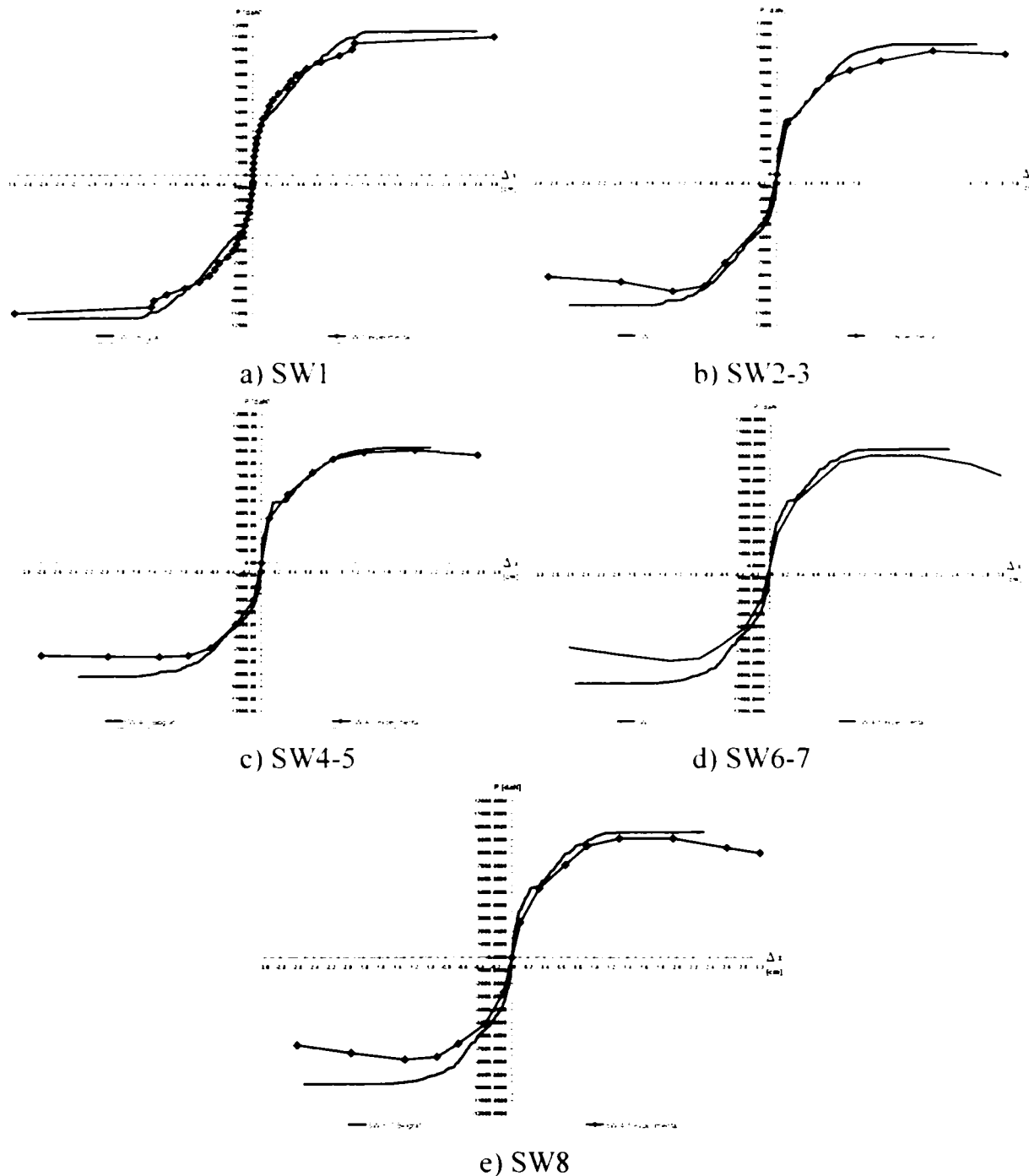


Figura 5. 22 Curbe  $P-\Delta$  comparative

Aceeași bună concordanță între curbele comparative  $P-\Delta$  se înregistrează și din punct de vedere al capacității de disipare a energiei între modelele solicitate identic. Se observă că în general cantitatea de energie disipată de pereți nu este influențată de direcția de acțiune seismică, ci de modul de dispunere a golurilor de uși. După peretele plin SW1 cea mai mare cantitate de energie este disipată de modelul SW2-3, urmat de modelele SW4-5 și SW6-7, între

care există o mică diferență și de peretele cuplat SW8 datorită modului nerecomandat de armare a riglelor de cuplare (fig .5.23 și 5.24).

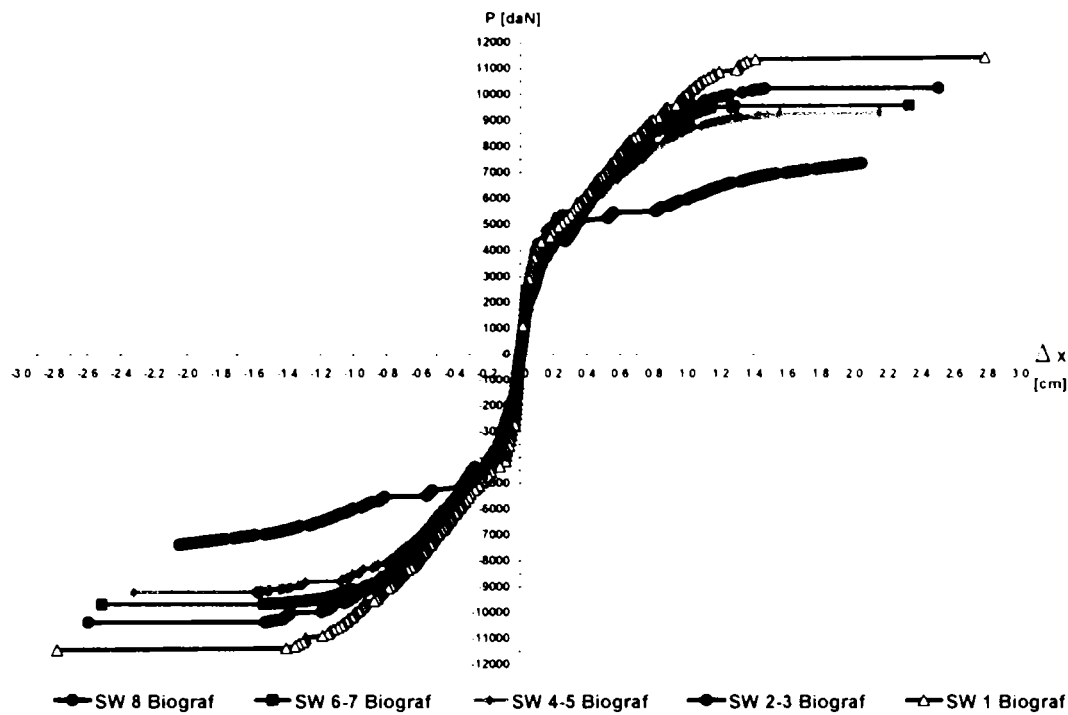


Figura 5. 23 Curbe comparative P-Δ teoretice

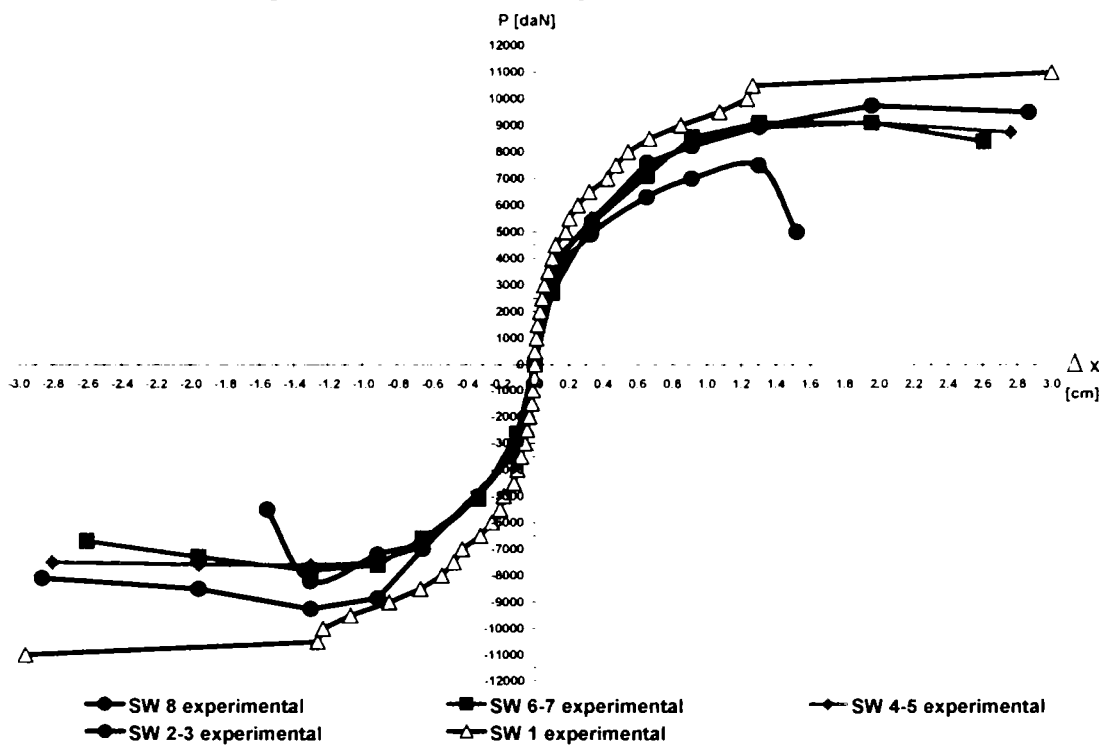


Figura 5. 24 Curbe comparative P-Δ experimentale

### 5.5.2 Curbe P-ε

Răspunsul seismic al modelelor experimentale solicitate ciclic alternant poate a fost înțeles prin interpretarea rezultatelor oferite de timbrele tensometrice lipite pe beton și armătură la fiecare treaptă de încărcare. Pozițiile acestor timbre sunt prezentate în figurile B 7-B 11 din anexa B.

Deși timbrele au fost lipite de personal calificat cu experiență de la INCERC Timișoara, unele timbre nu au furnizat rezultate credibile ca urmare a procesului de microfisurare a betonului și a lunecărilor apărute între timbre și suprafața armăturilor.

Deoarece filozofia de proiectare seismică ,prevede ca principală măsură de evitare a cedărilor casante, deținerea controlului asupra ordinii de curgere a armăturilor și implicit a formării articulațiilor plastice și în cadrul încercărilor experimentale s-a acordat o atenție deosebită stabilirii ordinii de curgere a acestor armături, în scopul stabilirii măsurilor ce trebuie luate pentru ca pereții structurali cu goluri decalate să dezvolte un mecanism de cedare favorabil.

În urma interpretării comparative a curbelor forțe–deformații specifice P-ε la peretele cuplat și cei cu goluri decalate, prezentate în figurile 5.25-5.34 , rezultă următoarele concluzii:

### **5.5.2.1 Interpretarea curbelor P – ε pe armături**

➤ *ordinea de curgere a armăturilor este diferită la pereții cu goluri decalate față de cei cuplați.* La modelele experimentale cu goluri decalate, armăturile verticale de la bază curg primele, iar la pereții cuplați primele curg armăturile orizontale din riglele de cuplare. Din această observație rezultă că pereții cu goluri decalate nu sunt atât de expuși cedărilor casante precum pereții cuplați în lipsa măsurilor speciale de armate prevăzute de normative;

➤ *armăturile pereților cu goluri decalate curg la forțe și deplasări orizontale diferite față de armăturile pereților cuplați.* Din curbele P-ε se observă că la modelele experimentale cu goluri decalate primele armături curg la forțe orizontale de aproximativ 2500 daN și deplasări de 2,3 mm, iar la modelul SW8 armătura curge la o forță orizontală de 2000 daN și o deplasare de 2 mm. Aceste valori indică faptul că armăturile pereților cu goluri decalate curg la valori ale forțelor și deplasărilor orizontale mai mari decât cele ale pereților cuplați;

➤ *armăturile verticale de la baza modelelor experimentale cu goluri decalate curg la forțe orizontale și deplasări mai mici decât forțele și deplasările la care se produce curgerea armăturilor orizontale din peretele cuplat.* Datorită acestei ierarhii favorabile de intrare în curgere a armăturilor, pereții structurali cu goluri decalate sunt capabili să dezvolte un mecanism de cedare ductil, fără măsuri de armare și dimensionare speciale;

➤ *decalarea pe verticală a golurilor de uși solicită diferit armăturile verticale de bordare a golurilor.* Din figura 5.42 se observă că armăturile verticale de bordare a golurilor dispuse ordonat (SW8) nu curg nici la parter nici la primul etaj, în timp ce la pereții cu goluri decalate aceste armături ating limita de curgere. Explicația constă în faptul că la pereții cuplați eforturile maxime de întindere se înregistrează numai la extremitățile pereților, în timp ce la

peretii cu goluri decalate, aceste eforturile maxime de întindere au o altă distribuție, ele fiind semnalate și la extremitățile montanților lângă golul de ușă (punctul 2);

➤ *ordinea de curgere a armăturilor orizontale a pereților cuplați (SW8) este diferită de cea a pereților cu goluri decalate.* Din figura 5.42 se observă că armătura orizontală care curge prima este cea din rigla de cuplare de peste etajul 1 (SW8:  $P=4000$  daN,  $\Delta=2$  mm) urmată de armătura de la parter ( $P=6000$  daN,  $\Delta=7$  mm), în timp ce la pereții cu goluri decalate prima armătură orizontală care curge este cea de la parter (SW2-3 :  $P=6000$  daN,  $\Delta=4$  mm) și apoi cea de la etajul 1 ( SW2-3:  $P=7000$  daN,  $\Delta=5$  mm). Deci armăturile orizontale din modelul de perete cuplat curg la forțe și deplasări mai mici decât cele ale modelelor de pereți cu goluri decalate;

➤ *forțele și deplasările orizontale la care se produc curgerile armăturilor verticale de bordare sunt influențate de poziția golurilor decalate.* Pentru valori ale unghiului  $\alpha$  cuprinse între  $18^\circ$  și  $45^\circ$ , armăturile verticale de bordare vor intra în curgere întotdeauna, atât la parter cât și la etajul 1. Ele vor curge însă la valori mai mari ale forțelor și deplasărilor orizontale decât cele a modelelor la care golurile sunt foarte apropiate sau foarte distanțate. Din aceste observații rezultă că solicitările din încovoiere înregistrează lângă goluri maxime sau nule la valori ale unghiului  $\alpha > 45^\circ$  ( SW4-5) și  $\alpha < 18^\circ$  ( SW6-7), iar pentru valori  $45^\circ > \alpha > 18^\circ$  se înregistrează solicitări uniforme și mai reduse, care produc curgerea armăturilor la parter și la primul etaj;

➤ *prin decalarea golurilor spre extremitățile pereților, se reduc eforturile de întindere din armăturile verticale de la etajul 1 și cresc cele din armătura de la parter;*

➤ *valorile forțelor și a deplasărilor orizontale la care se produc curgerile armăturilor orizontale sunt influențate de poziția golurilor.* Când golurile sunt foarte apropiate ( $90^\circ > \alpha > 45^\circ$ ), deoarece valorile forțelor tăietoare dintre cele două goluri succesive sunt mari, iar secțiunea de beton este cea mai redusă, armătura orizontală curge pentru cele mai mici valori ale forțelor și deplasărilor orizontale. Prin scăderea valorilor unghiului  $\alpha$  se reduc eforturile din armăturile orizontale, ele înregistrând curgeri la forțe și deplasări orizontale mai mari sau chiar nu intră în curgere ( SW6-7 și SW4-5).

Prima armătură orizontală care curge este cea de peste golul de la parter, la o forță minimă de 6000 daN și o deplasare minimă de 5 mm (SW2-3), în timp ce prima curgere a armăturii orizontale din golul de la etajul 1 se înregistrează tot în modelul SW2-3, pentru o valoare a forței orizontale de 7000 daN și o deplasare minimă la vârf de 6 mm (fig. 5.43).

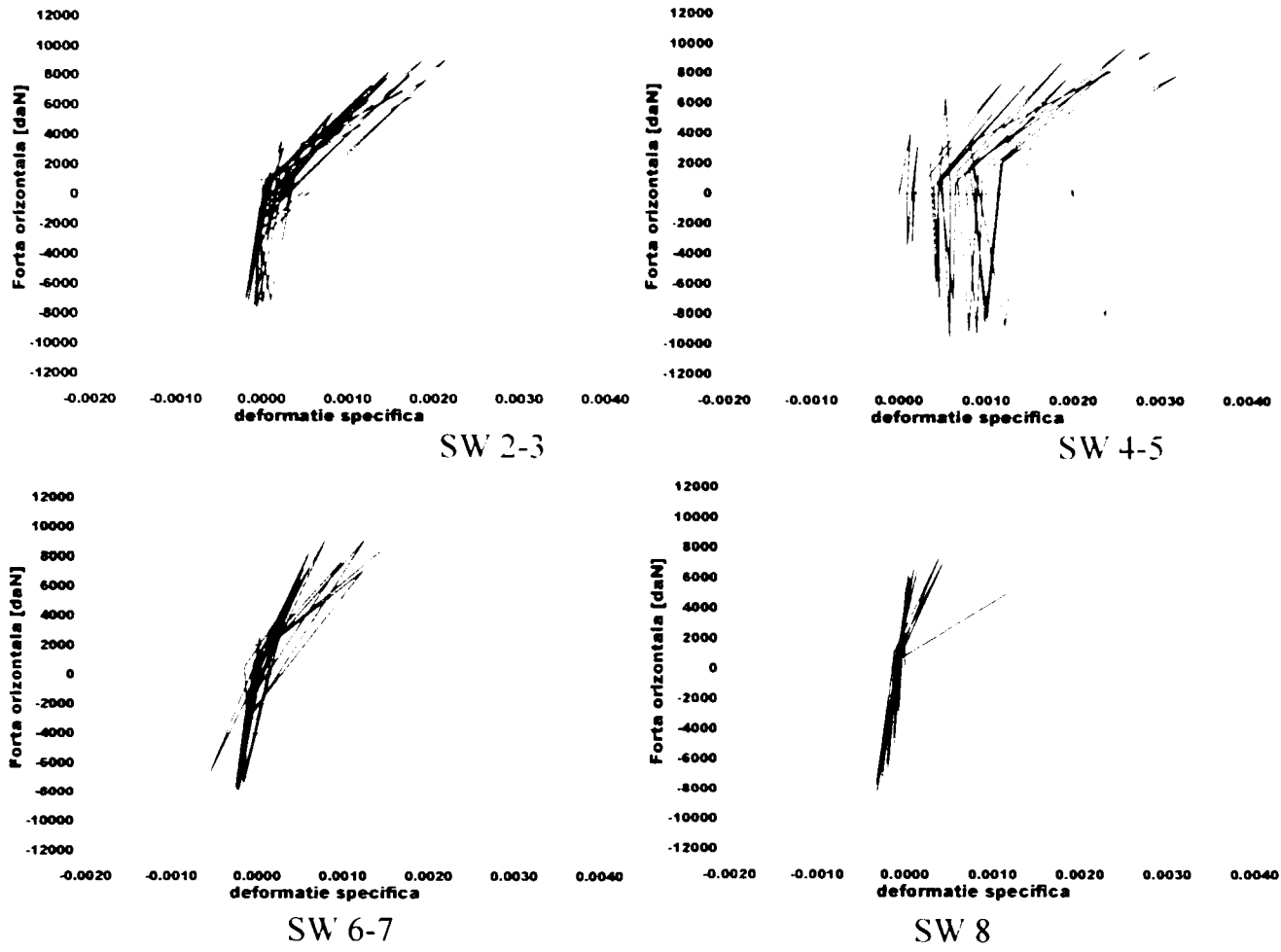


Figura 5. 25 Diagrama P-ε armatură verticală gol etaj 1

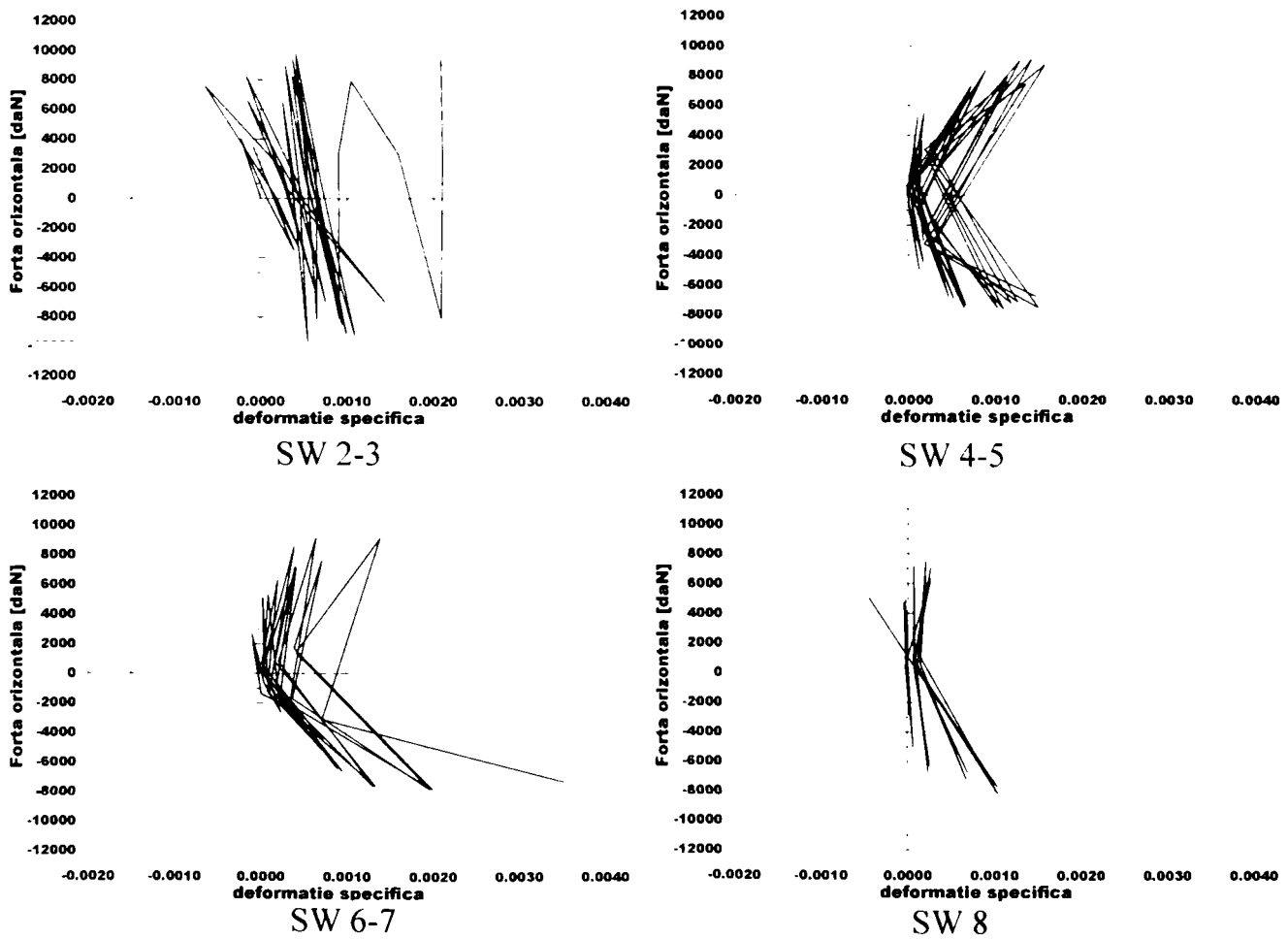


Figura 5. 26 Diagrama P-ε armatură verticală gol parter

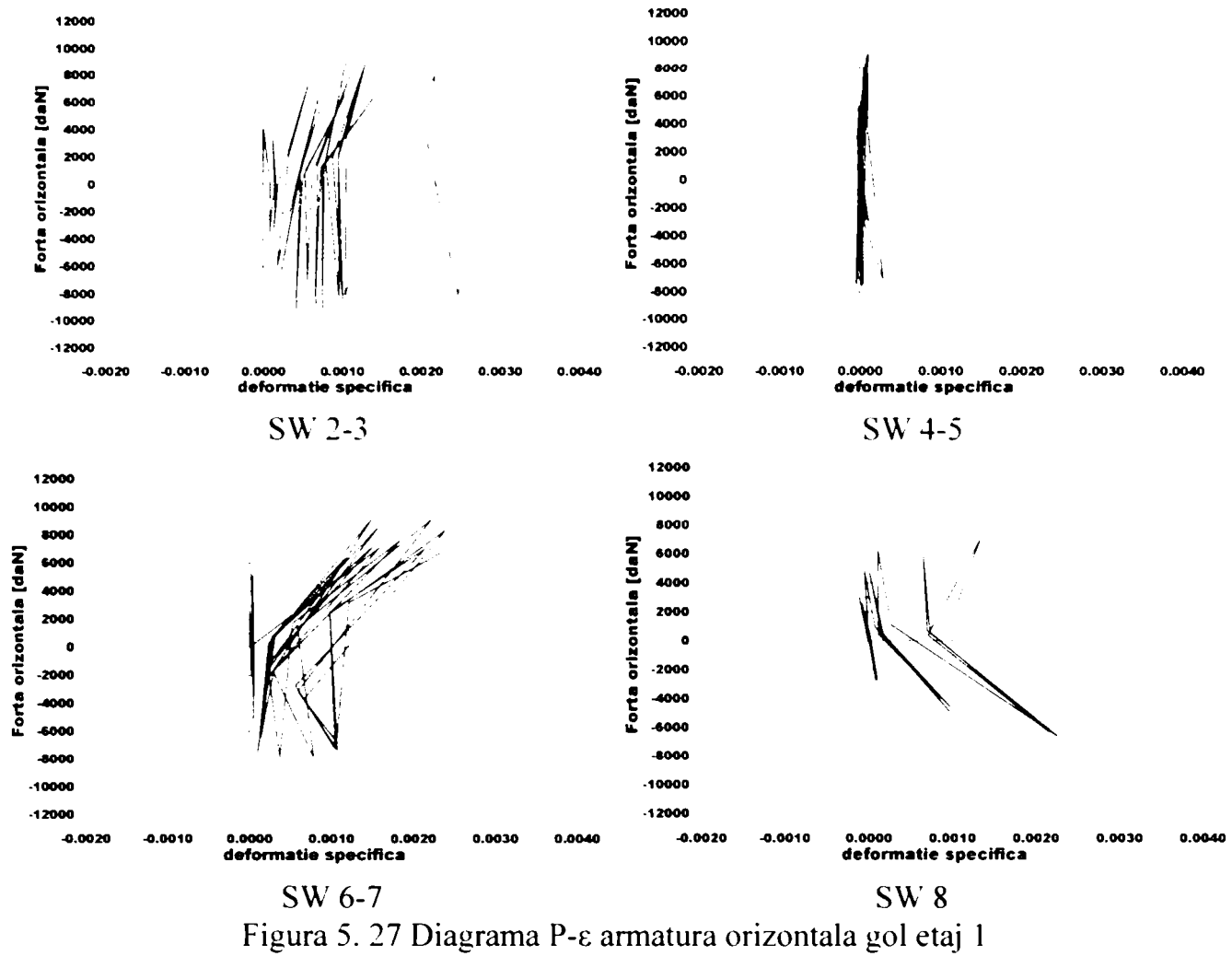


Figura 5. 27 Diagrama P-ε armatura orizontala gol etaj 1

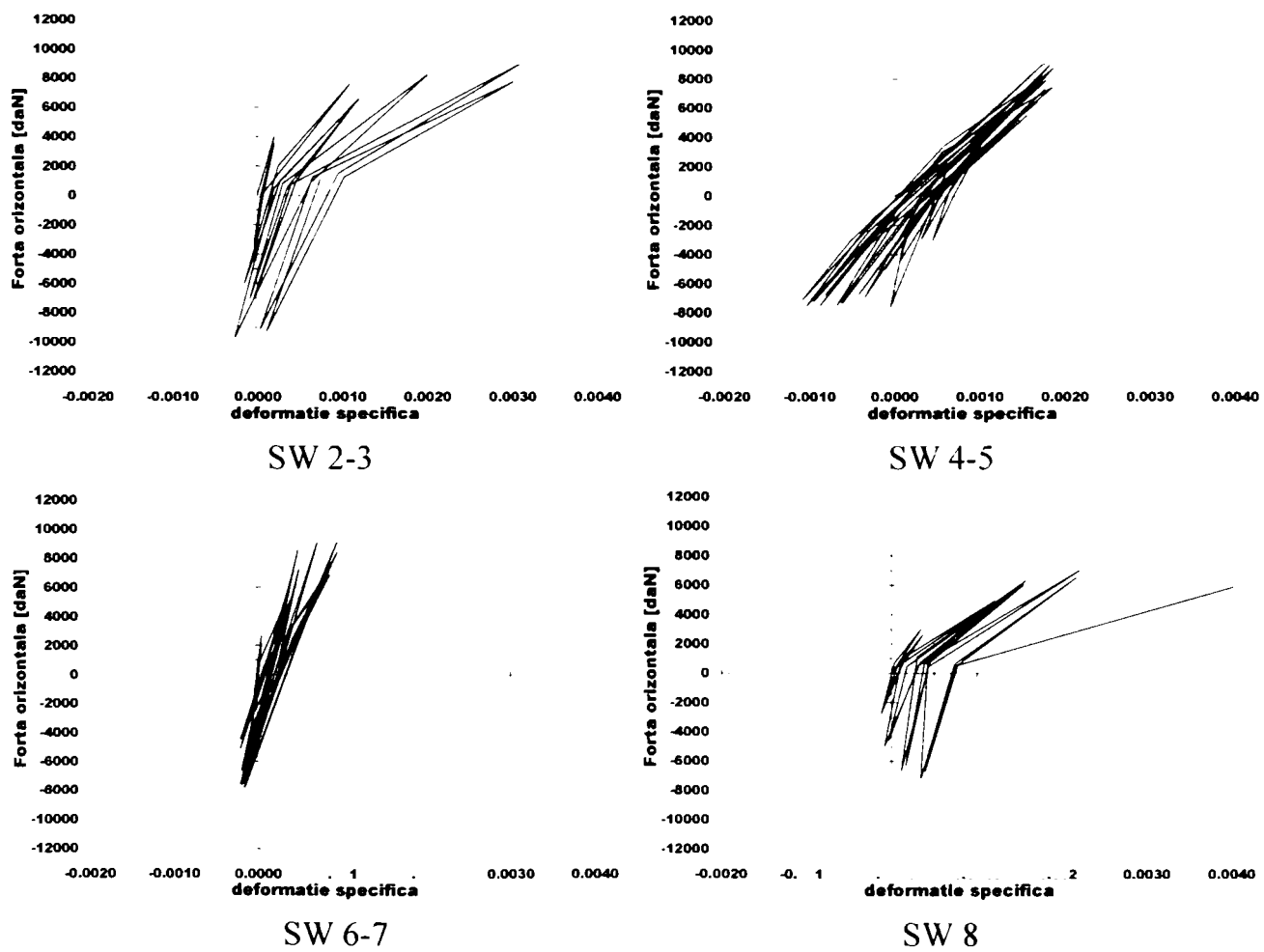


Figura 5. 28 Diagrama P-ε armatură orizontală gol parter

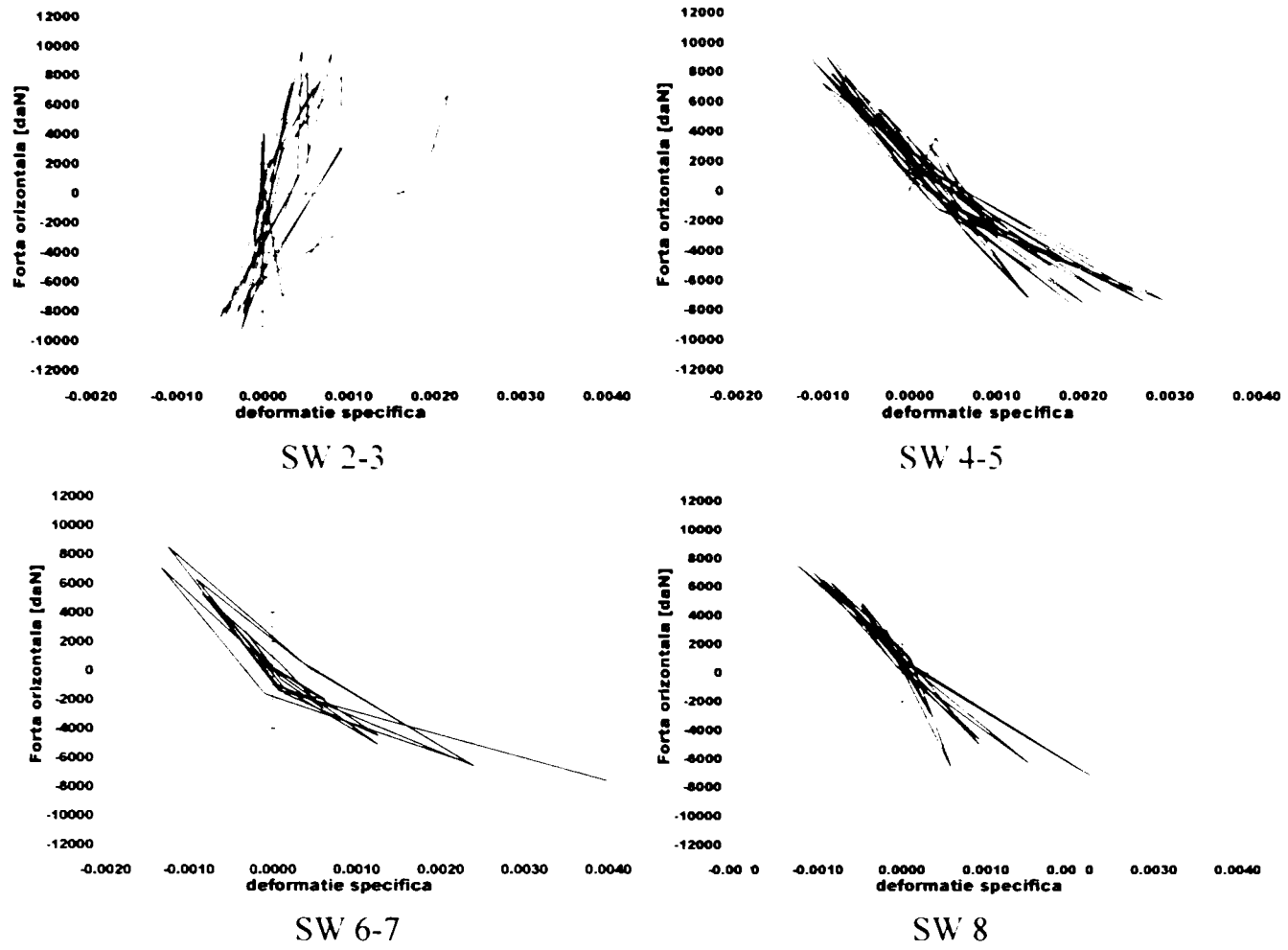


Figura 5. 29 Diagrama P-ε armatură verticală montant mic

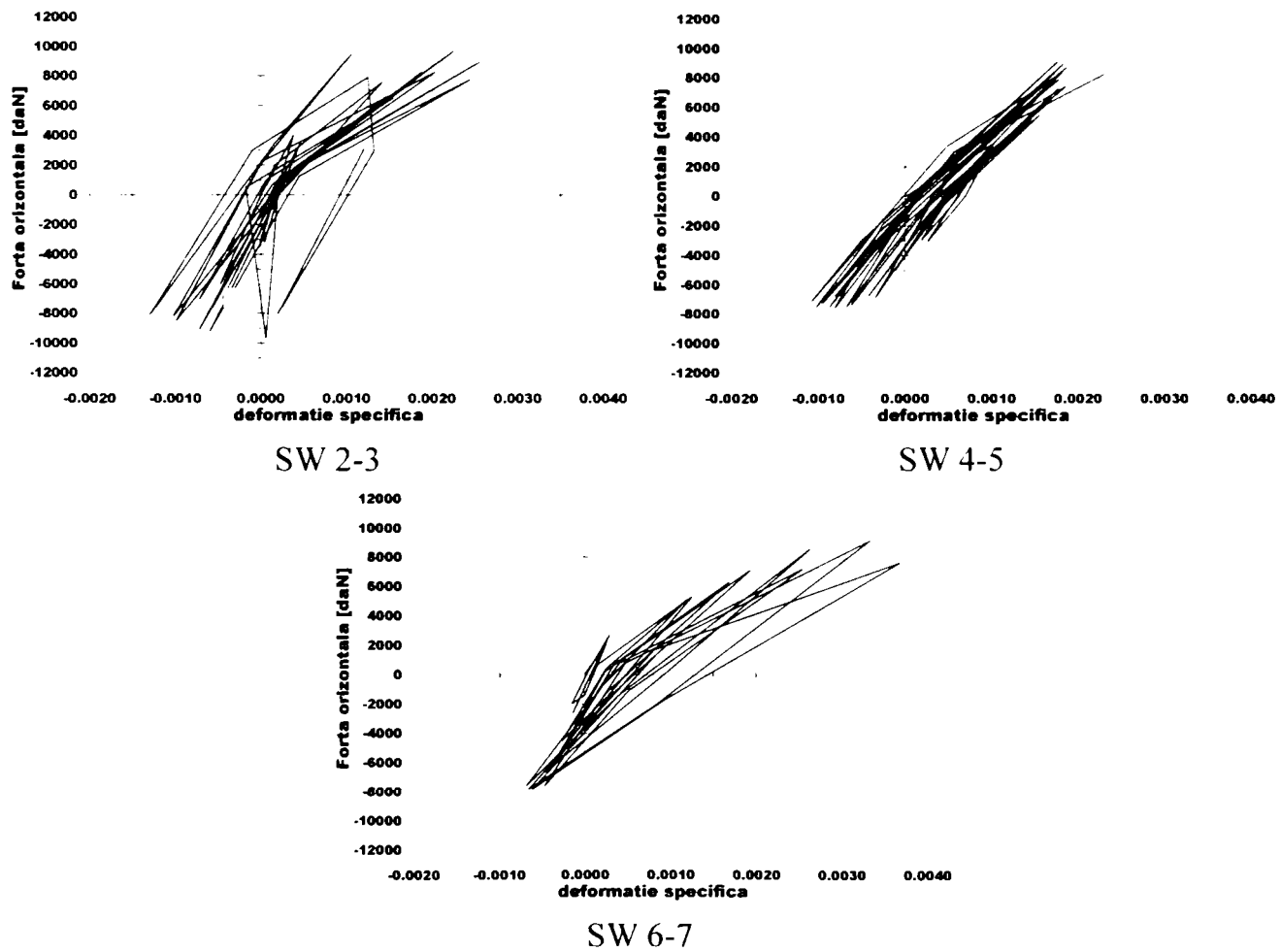


Figura 5. 30 Diagrame P-ε armatură verticală montant mare

### 5.5.2.2 Interpretarea curbelor $P - \varepsilon$ pe beton

Pentru obținerea informațiilor asupra comportării betonului de la baza modelelor experimentale studiate, au fost fixate timbre tensometrice verticale pe fiecare față a peretelui la extremitățile fiecărui montant. Rezultatele experimentale au fost verificate cu rezultatele teoretice oferite de programul de calcul BIOGRAF. Principalele concluzii rezultate sunt:

- *există o bună concordanță între rezultatele teoretice și cele experimentale.* Diferențele se datorează modului diferit în care au acționat asupra modelelor experimentale forțele orizontale: monoton crescător în analiza teoretică și ciclic alternant la experimente;
- *timbrele înclinate lipite în zona golurilor nu au furnizat informații credibile.* Cauzele au fost: alunecarea acestora sau ruperea lor ca urmare a dezvoltării fisurilor diagonale în cazul pereților cu goluri decalate sau degradării rapide a betonului de la extremitățile montanților;
- *modelele experimentale cu goluri decalate au înregistrat o cedare ductilă* prin zdrobirea betonului de la bază, în timp ce modelul cu goluri dispuse ordonat SW8 a cedat casant prin zdrobirea betonului de la extremitățile riglelor de cuplare;
- *betonul din riglele de cuplare se zdrobește la forțe și deplasări orizontale mai mici decât cele la care se produce zdrobirea betonului de la baza modelelor experimentale cu goluri decalate.* Din rezultatele prezentate în figura 5.42 se observă că zdrobirea betonului în modelul SW8 se produce la o forță orizontală de aproximativ 5000daN și o deplasare la vârf de aproximativ 6mm, iar zdrobirea betonului de la modelul SW6-7 se produce la o forță orizontală de 7000 daN și o deplasare de 8mm;
- *cele mai mari eforturi de întindere și compresiune se înregistrează la extremitatea montatului mic (modelul experimental SW6-7).* Pe măsură ce distanța dintre goluri se reduce, scad aceste eforturi ca urmare a creșterii secțiunii de beton;
- *poziția golurilor influențează distribuția eforturilor pe lungimea montanților.* Din interpretarea curbelor  $P-\varepsilon$  prezentate în figurile 5.31-5.34 se observă că pentru valori ale unghiului  $\alpha < 18^\circ$ , în funcție de direcția de acțiune seismică, întreaga secțiune de beton a montantului mic (punctele 3 și 4) este în totalitate întinsă sau comprimată. Prin creșterea valorilor unghiului peste  $18^\circ$  eforturile scad la baza montanților mici, ajungând să solicite diferit extremitățile acestuia. La baza montantului mare eforturile cresc prin apropierea golurilor și reducerea secțiunii de beton. Pe tot parcursul încercărilor experimentale, eforturile de la baza montantului mare (punctele 1 și 2) au fost de semn contrar. La cedare, pentru forțe seismice ce acționează din stânga și  $\alpha > 18^\circ$  solicitarea de întindere din punctul 2 se înregistrează pe o zonă restrânsă și în montantul mic în jurul punctului 3, deci o parte din armăturile de bordare vor prelua eforturi de întindere.



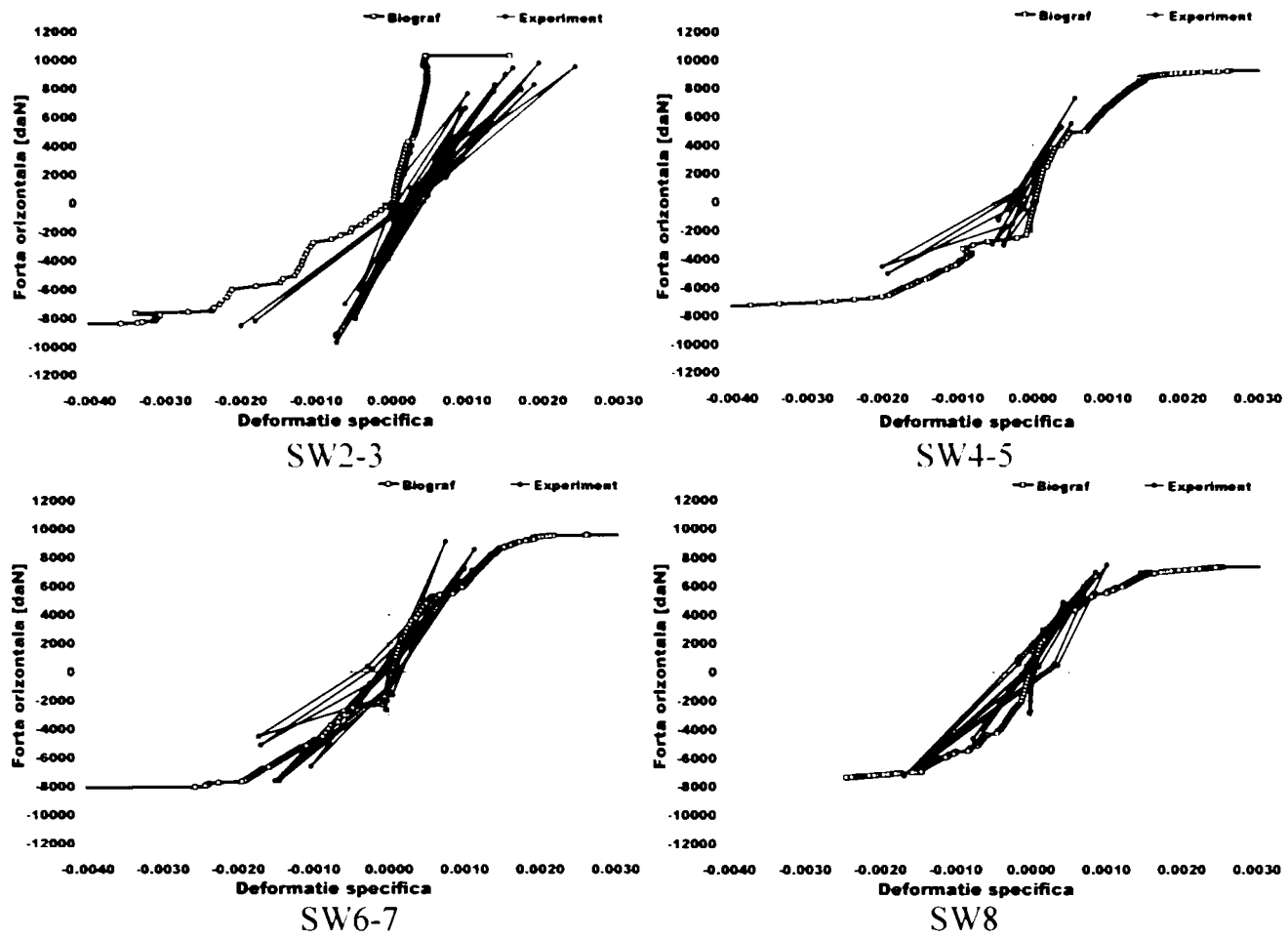


Figura 5. 31 Diagrame P-ε beton margine exterioră montant mare

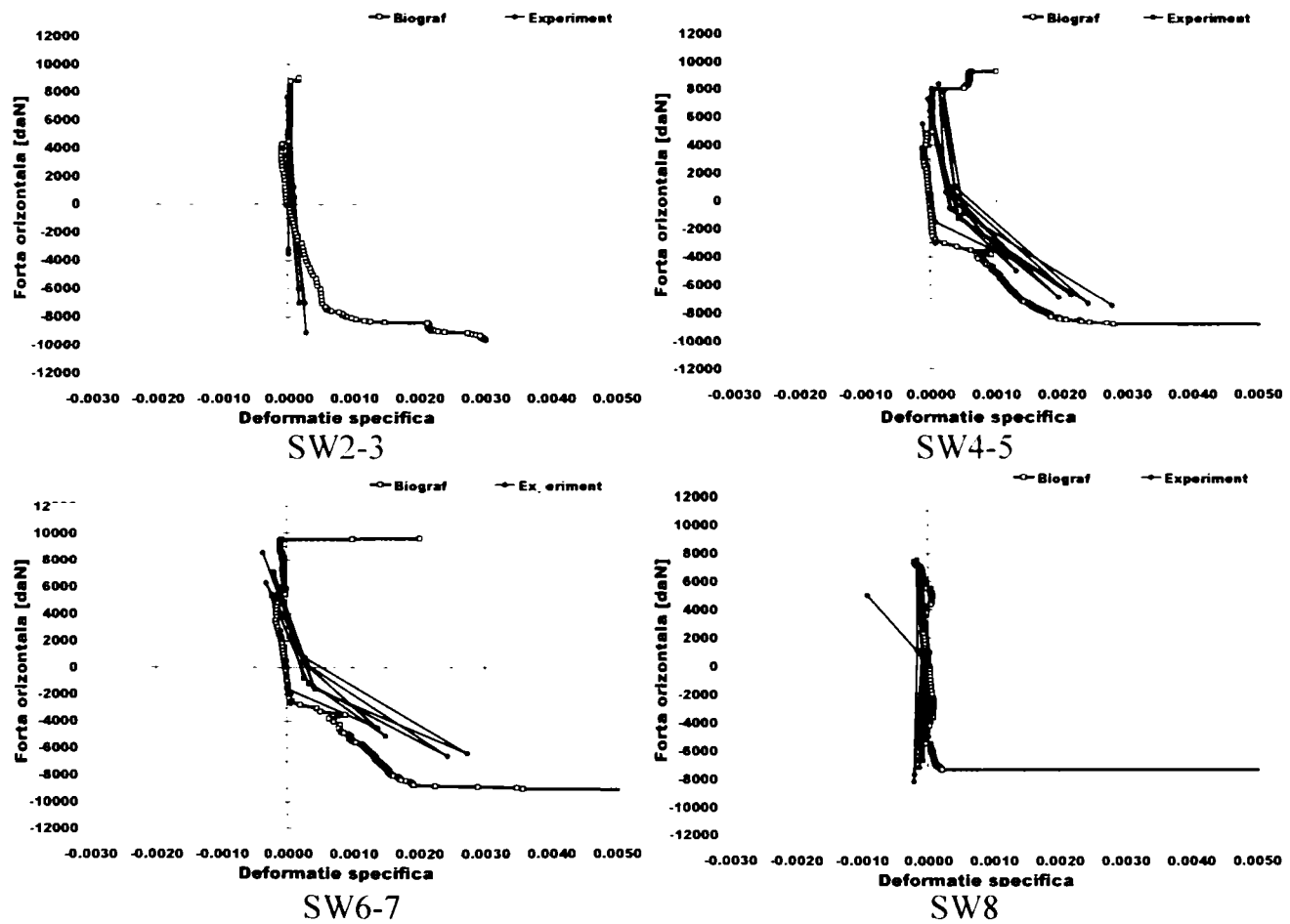


Figura 5. 32 Diagrame P-ε beton margine interioară montant mare

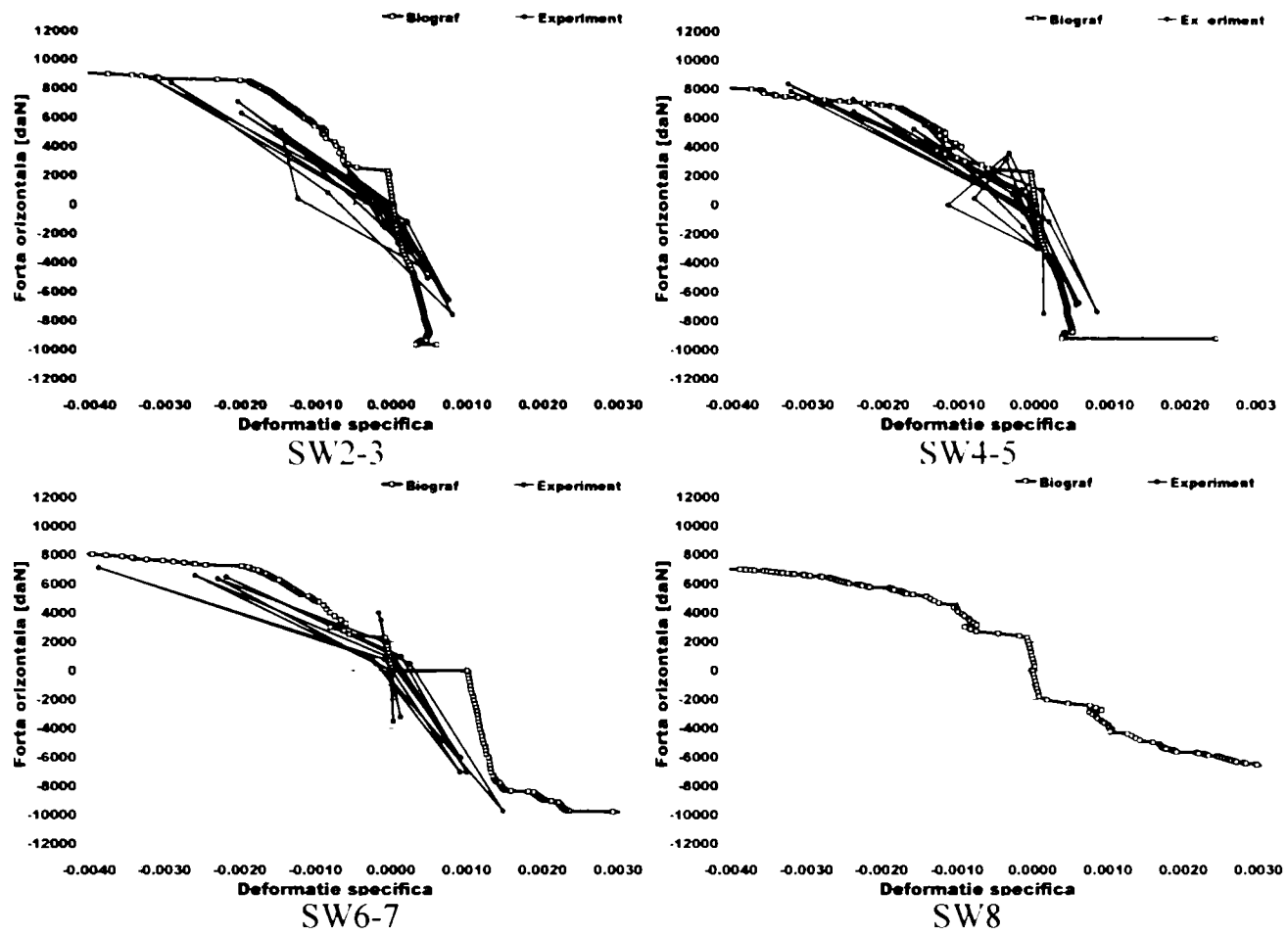


Figura 5. 33 Diagrame P-ε beton margine exterioară montant mic

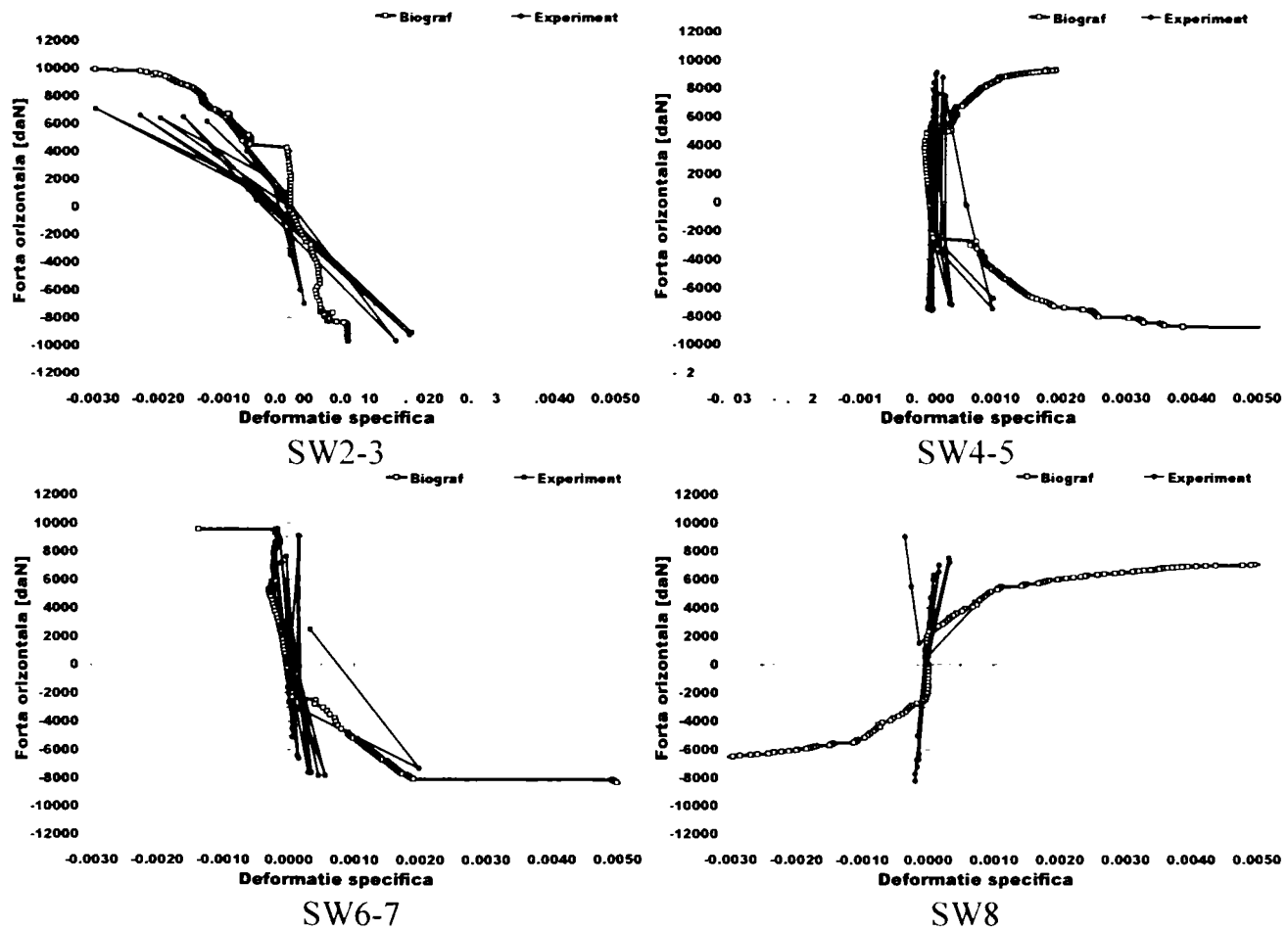


Figura 5. 34 Diagrame P-ε beton margine interioară montant mic

### 5.5.3 Capacitatea de disipare a energiei seismice

Capacitatea modelelor experimentale de a absorbi energia indusă de forțele orizontale prin deformații postelastice, a fost evaluată simplificat prin însumarea ariilor inelelor histeretice din diagramele forță deplasare  $P-\Delta$ , din figurile 5.17-5.21. În această evaluare nu s-au considerat în calcul suprafețele cuprinse între ultima curbă  $P-\Delta$  și axa deplasărilor.

Valorile energiei absorbite la fiecare ciclu de încărcare și suma energiei absorbite până în ciclul respectiv în funcție de direcția de acțiune seismică sunt prezentate în figurile 5.35-5.36.

Din interpretarea graficului care reprezintă capacitatea de energie disipată totală pe fiecare model în fiecare ciclu, se observă că toate modelele experimentale au absorbit cantități mici de energie prin fisurarea betonului. În domeniul postelastice cea mai mare cantitate de energie s-a consumat prin intrarea în curgere a armăturilor verticale de la extremitățile montanților. O cantitate însemnată de energie a fost absorbită și pentru aducerea modelelor experimentale în poziția inițială. Înainte de cedare, acest consum de energie a scăzut foarte mult dovadă fiind deformațiile remanente mari.

Cea mai mare cantitate de energie totală s-a disipat în modelul SW2-3 ( $\alpha=45^\circ$ ), la care s-a înregistrat și cea mai mare valoare a ductilității de deplasare. Aceeași bună concordanță între cantitatea de energie absorbită și ductilitatea de deplasare s-a înregistrat și la modelele experimentale SW4-5 și SW6-7. Aceste două modele disipează aproape aceeași cantitate de energie. Prin reducerea valorii unghiului  $\alpha$ , scade și cantitatea de energie disipată, cea mai mică valoare înregistrându-se când golurile amplasate sunt foarte aproape de extremitățile pereților ( $\alpha=18^\circ$ ). S-au înregistrat diferențe semnificative între energia disipată, cumulată pe fiecare ciclu de încărcare a modelului SW2-3 și ceilalți pereți cu goluri.

Energia disipată de modelele experimentale a început să crească sensibil de la o valoare a deplasării orizontale relative de 0,5% (fig 5.37). Peretele cuplat însă a disipat aproape aceeași cantitate redusă de energie pe fiecare ciclu de încărcare și după această valoare, ca urmare a degradării rapide a betonului de la extremitățile riglelor de cuplare și a curgerii armăturilor în aceste zone, factori care au condus în final și la înregistrarea unui număr redus de incursiuni în domeniul postelastice (fig. 5.38). Modelul experimental plin SW1 a înregistrat o capacitate ridicată de disipare a energiei, ca urmare a solicitării orizontale aplicate monoton crescător, care nu a generat o degradare rapidă a capacității de disipare a energiei, ca și în cazul solicitărilor ciclic-alternante.

Și disiparea de energie este influențată de direcția de acțiune seismică, cele mai mari valori înregistrându-se pentru solicitări seismice a căror direcție este de la Vest la Est (montantul mare de la baza este întins).

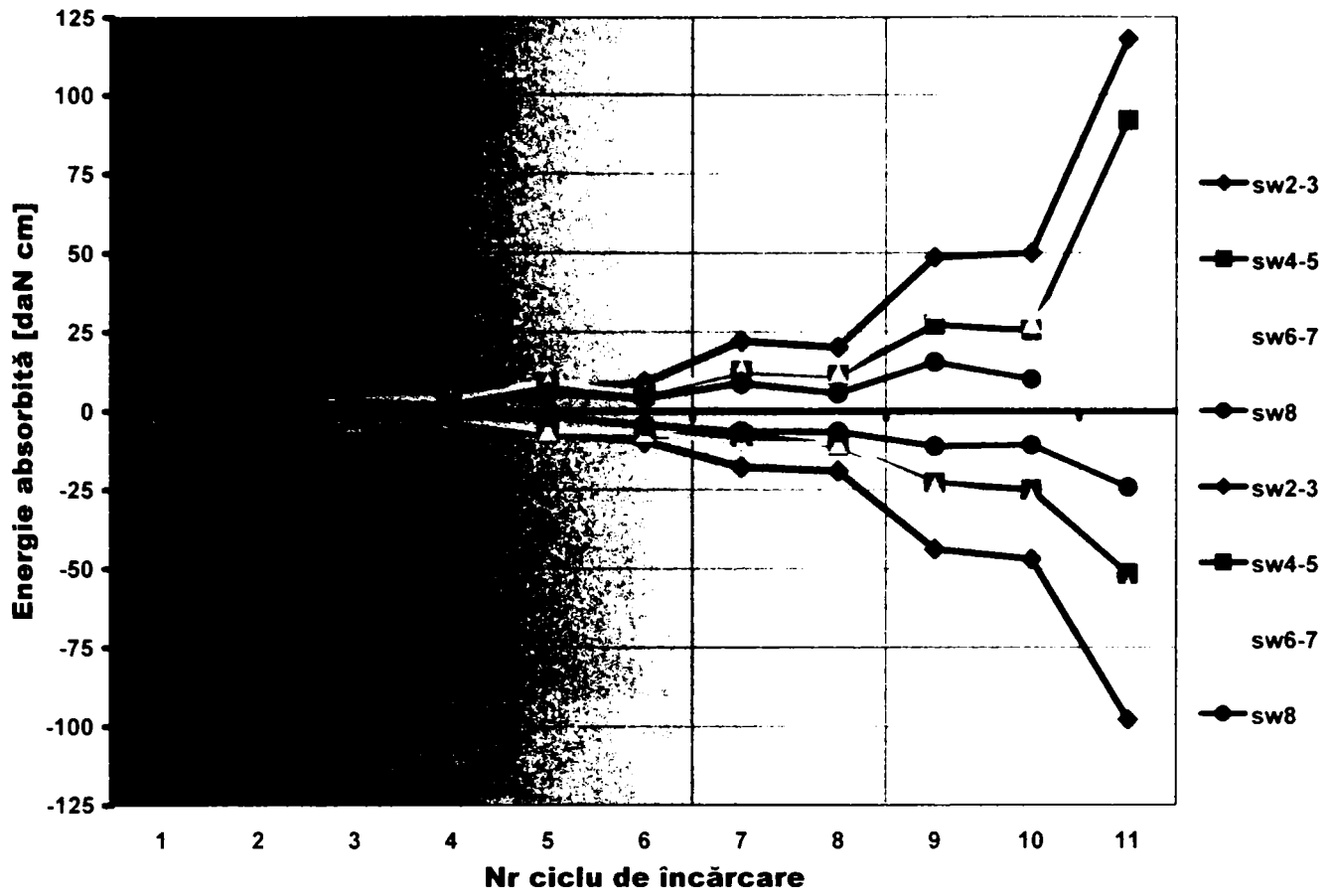


Figura 5. 35 Energia absorbită pe ciclu de încărcare

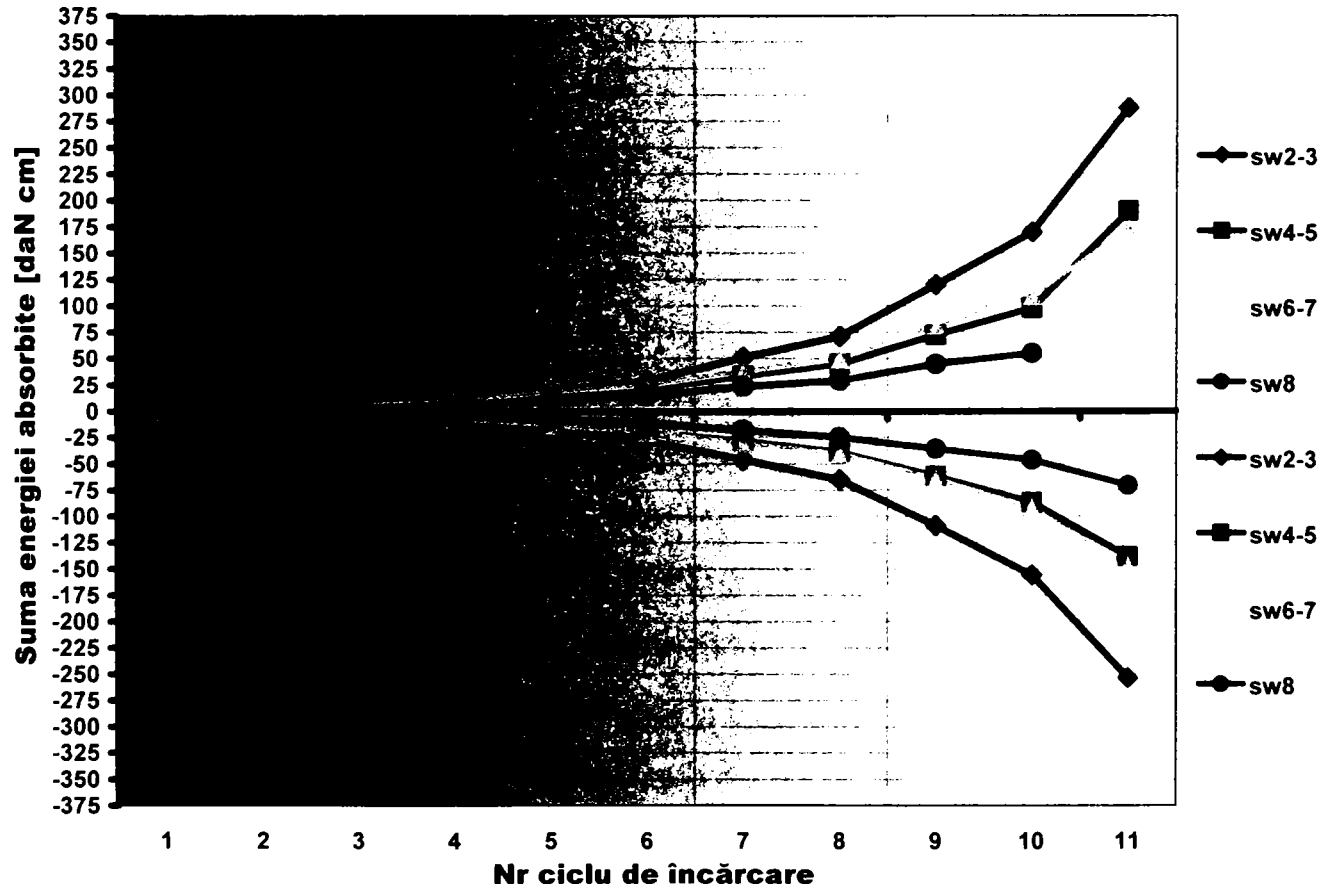


Figura 5. 36 Suma energiei absorbite pe ciclu de încărcare

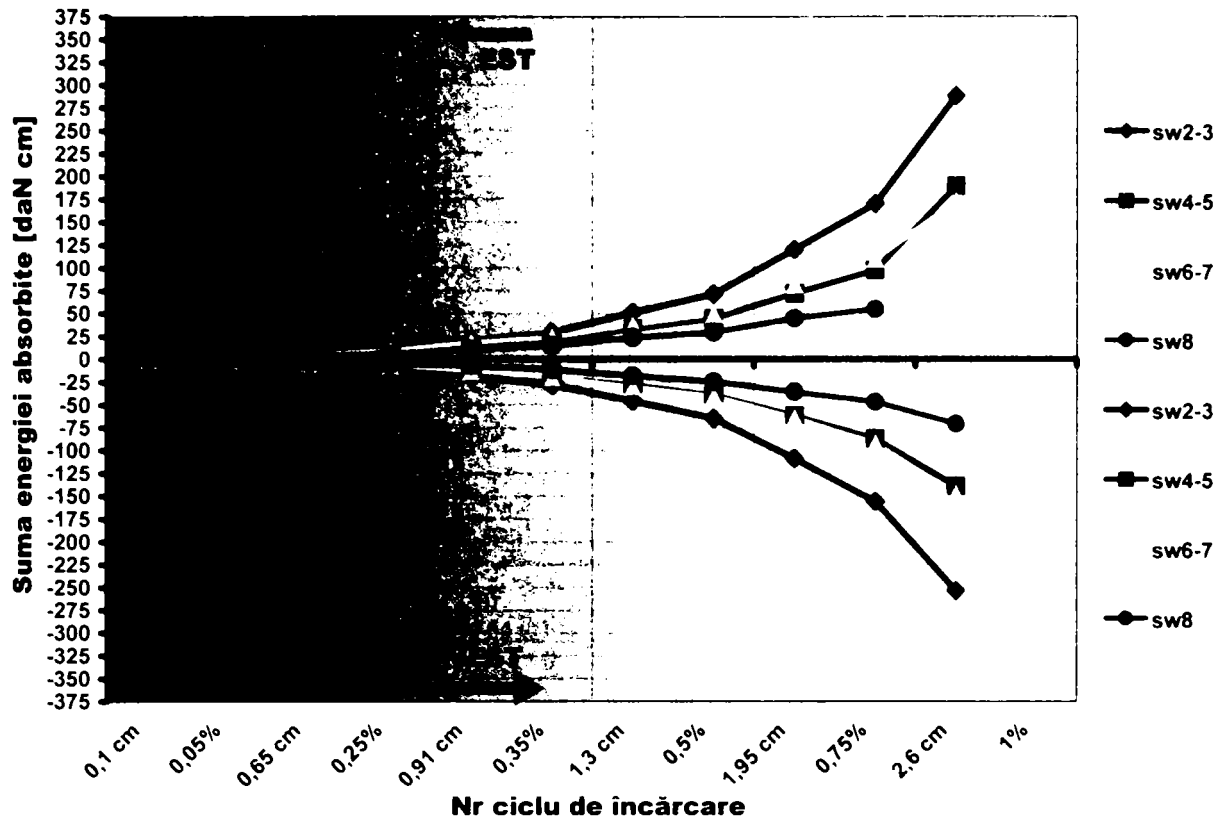


Figura 5. 37 Suma energiei absorbite pe ciclu de încărcare în funcție de deplasări

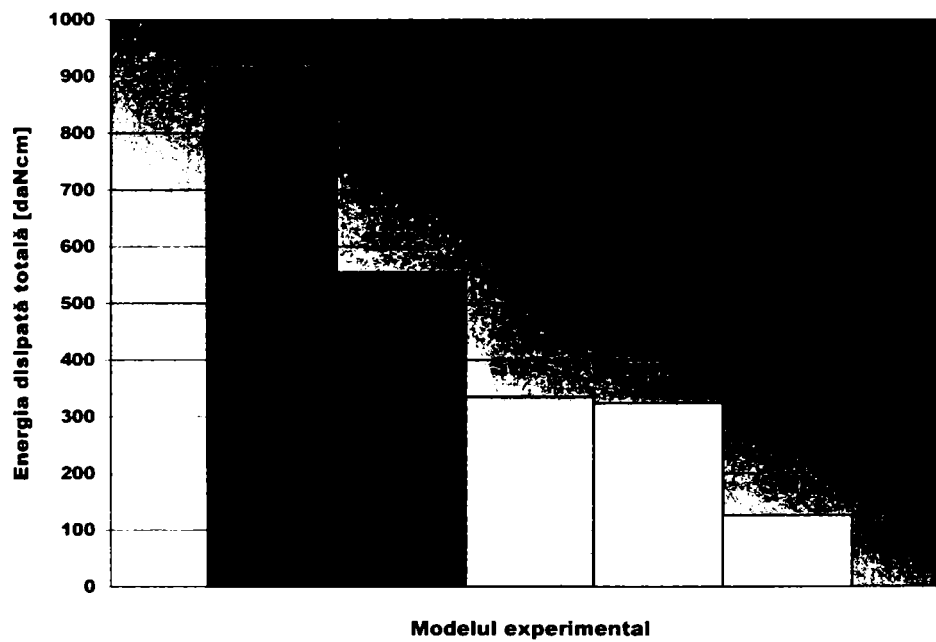


Figura 5. 38 Energia totală disipată

#### 5.5.4 Ductilitatea modelelor experimentale

Din analiza datelor centralizate prezentate în tabelul 5.7 și figurile 5.39 și 5.40, rezultă că în general modelele experimentale au înregistrat o ductilitate de deplasare limitată, ca urmare a diferențelor mici între deplasările orizontale la care se produce curgerea armăturilor și zdrobirea betonului. O ductilitate bună a înregistrat-o modelul SW2-3, ca urmare a secțiunii mai mari de beton a montantului mic, deși procentul de armare longitudinală a acestuia a fost mai mic decât a celorlalte modele experimentale. Modelul experimental SW8 a înregistrat o ductilitate foarte mică de deplasare deoarece riglele de cuplare nu au fost armate ,astfel încât să nu cedeze din

forțe tăietoare ,rezultând zdrobirea betonului în rigle și nu la baza montanților. La modelele cu goluri decalate, datorită secțiunii reduse de beton a montantului mic la cele mai mici deplasări horizontale au curs armăturile verticale, iar betonul s-a zdrobit ulterior la deplasări mai mari.

Din figurile 5.42-5.43 se observă că principala sursă de ductilitate a pereților structurali cu goluri decalate armați identic, o reprezintă armătura verticală din montanți și nu cea orizontală dintre goluri. În consecință, pentru mărirea ductilității pereților cu goluri decalate se recomandă impunerea unor procente de armare mai ridicate pentru armăturile verticale și în special măsuri de confinare a betonului de la baza montantului mic.

Tabelul 5. 7 Valori ale ductilității de deplasare și factor de comportare

Modelul	$\Delta c$ [mm]	$\Delta u$ [mm]	Ductilitatea de deplasare	$\Psi$	q
SW2-3	2	13	6.50	0.30	3.3
SW4-5	3	11	3.67	0.45	2.2
SW6-7	3	10	3.33	0.50	2.0
SW8	2	7	3.50	0.35	2.9

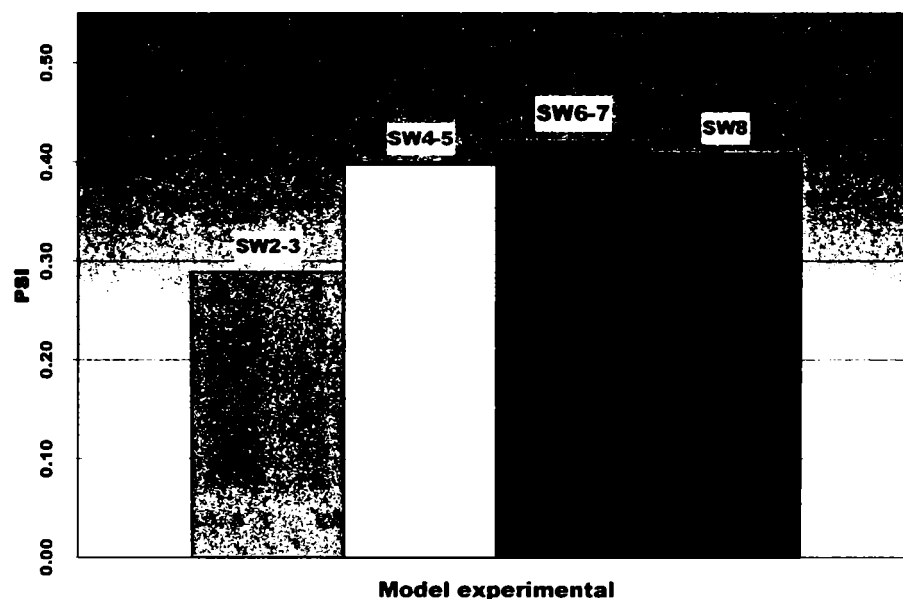


Figura 5. 39 Valorile coeficienților de reducere a forțelor seismice

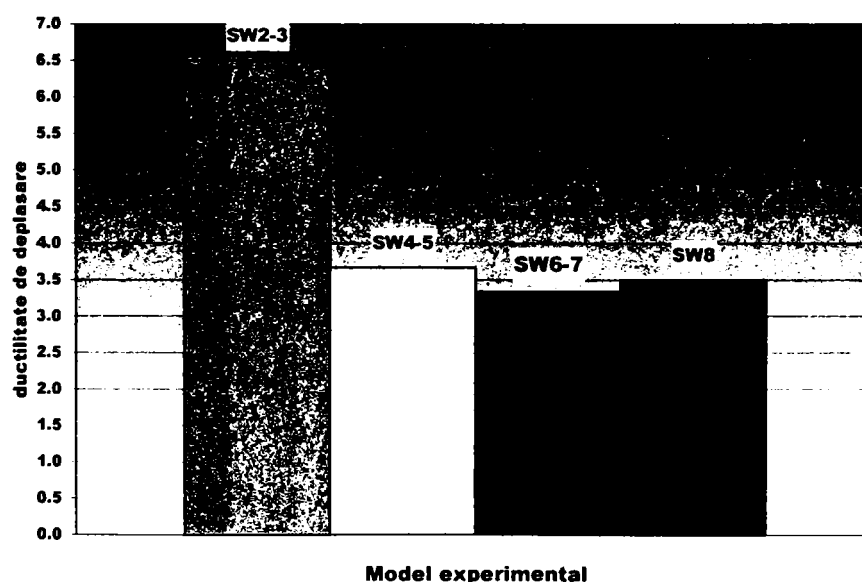


Figura 5. 40 Valori ale ductilității de deplasare

Comparând valorile factorului de reducere  $\Psi$  și cele ale coeficientului de comportare  $q$ , determinate pe cale teoretică cu cele determinate pe cale experimentală, se observă mici diferențe între aceste valori, datorate modului diferit de aplicare a forțelor seismice și a micilor imperfecțiuni ale standului experimental.

### 5.5.5 Degradarea de rigiditate

Ca urmare a solicitării ciclic alternate, modelele experimentale au înregistrat reduceri semnificative ale rigidității în urma fisurării diferențiate a acestora, în funcție de direcția de acțiune seismică și poziția golurilor. În figura 5.41 sunt reprezentate comparativ, în procente, degradarea rigidității tangente inițiale a modelelor experimentale pentru cele două direcții de acțiune seismică.

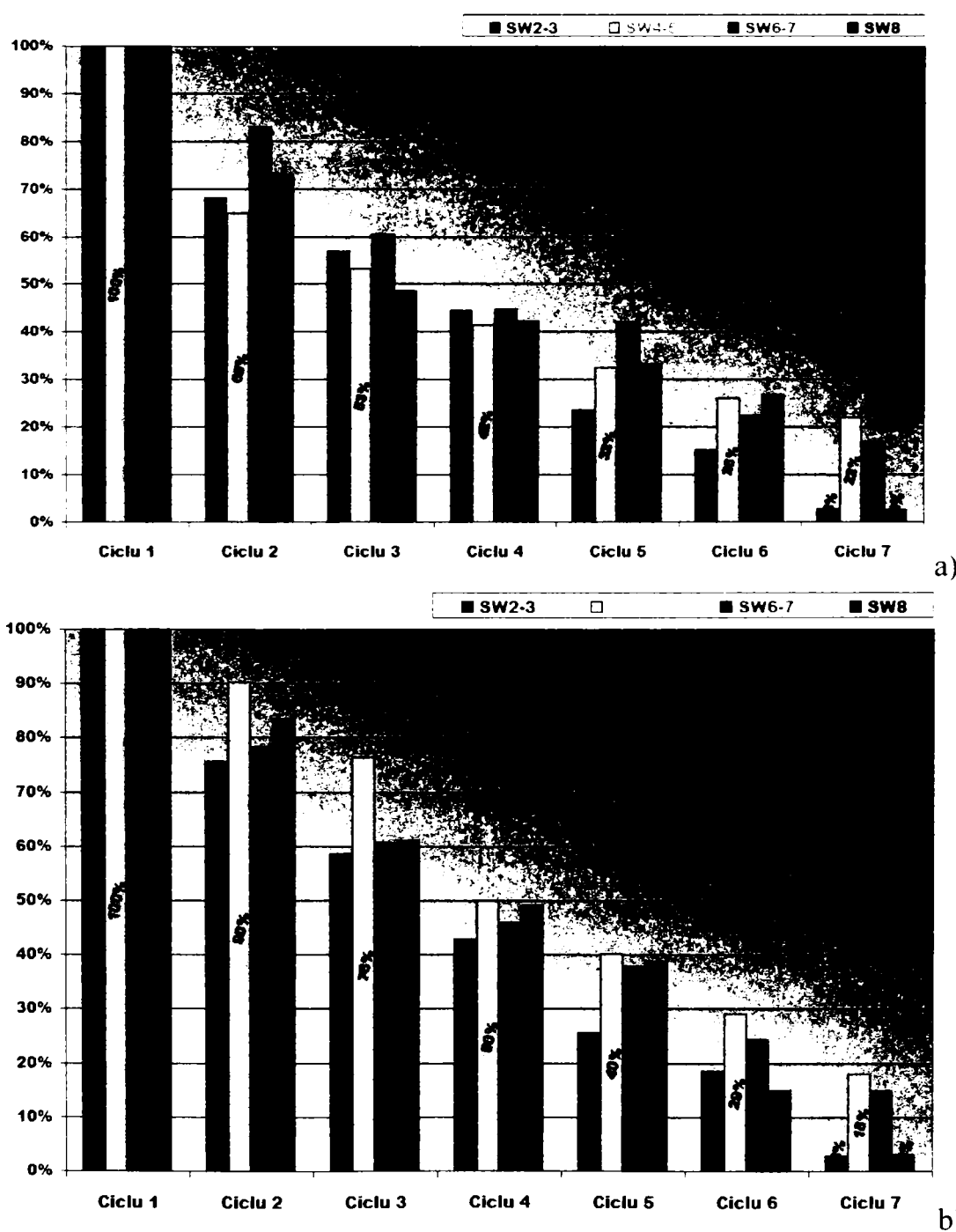


Figura 5. 41 Degradarea rigidității inițiale în funcție de direcția de acțiune seismică

Din interpretarea rezultatelor, rezultă că modelul SW2-3 înregistrează cea mai puternică reducere de rigiditate, în comparație cu ceilalți pereți, indiferent de direcția de acțiune seismică. Observația este confirmată și de releveul fisurilor prezentate în figura 5.45, care indică o distribuție a acestora pe toată înălțimea modelului.

Din punct de vedere al variației rigidității la fiecare ciclu de încărcare, în general între modelele cu goluri decalate și cel cu goluri dispuse ordonat nu există mari diferențe în primele 6 cicluri. Ele sunt însă evidente doar în stadiul de cedare, când modelele SW2-3 și SW8 înregistrează o puternică degradare de rigiditate. Modelele experimentale care înregistrează cele mai reduse degradări sunt SW4-5 și SW6-7, ca urmare a creșterii distanței dintre goluri și implicit a rigidității zonei centrale a peretelui. Releveele de fisuri ale modelelor SW4-5 și SW6-7 indică o reducere pe verticală a acestora și în special a celor diagonale, concomitent cu reducerea valorilor unghiului  $\alpha$ .

În stadiul limită ultim, modelele SW2-3 și SW4-5 sunt cele mai rigide, ele înregistrând valori cuprinse între 15 și 18% din rigiditatea inițială a modelelor, în timp ce modelele SW2-3 și SW8 înregistrează la cedare mari degradări de rigiditate prin deschiderea puternică a fisurilor diagonale între goluri și în riglele de cuplare, precum și a fisurilor orizontale din încovoiere de la extremitățile montajilor.

### **5.5.6 Tipuri de cedări ale modelelor experimentale**

Până la cedare, toate modelele experimentale solificate ciclic alternant sau monoton crescător, au parcurs următoarele trei stadii de comportare :

➤ *Stadiul de comportare elastică*, care cuprinde toate fazele parcurse de modelele experimentale din momentul citirii deformațiilor timbrelor la pereții încă nesolicitați de vreo forță și până în momentul curgerii primei armături;

➤ *Stadiul postelastice*, cuprinde toate fazele, de la apariția curgerii armăturii și până în momentul formării primei articulații plastice în modelele experimentale;

➤ *Stadiul de rupere*, corespunzător zdrobirii betonului în zonele maxime comprimate și creșterii accentuate a deformațiilor sub încărcări orizontale constante.

Etapele principale parcurse de modele experimentale, de la aplicarea forțelor până la cedare, pentru fiecare model în parte, sunt prezentate comparativ în tabelul 5.8. În urma interpretării rezultatelor oferite de timbrele tensometrice și a releveului de fisuri, au rezultat următoarele observații:

➤ *toate modelele experimentale cu goluri decalate au cedat prin zdrobirea betonului la extremitățile de la bază a pereților (punctele 1 și 4).* Modelul SW8, în lipsa măsurilor de armare impuse de normele seismice, a cedat prin zdrobirea betonului în riglele de cuplare;



➤ zdrobirea betonului s-a produs la deplasări orizontale mici ale modelelor experimentale;

Tabelul 5. 8 Etapele de cedare ale modelelor experimentale

ETAPA	MODEL EXPERIMENTAL CU GOLURI DISPUSE ORDONAT SW8	MODELE EXPERIMENTALE CU GOLURI DECALATE PE VERTICALĂ SW2-3 , SW4-5 , SW6 -7
1	Comportare elastică. Apar fisuri verticale la capetele riglelor de cuplare, la o deplasare relativă de 0,05%	Comportare elastică. Apar fisuri orizontale din încovoiere la baza montanților (deplasare relativă de 0,05%)
2	Trecerea modelului în stadiul de comportare postelasic, prin curgerea armăturii orizontala de la cea mai solicitată riglă de cuplare (deplasare relativă de 0,10%)	Trecerea modelelor în domeniul postelasic prin intrarea în curgere a armăturilor verticale de la baza montantului mic și ulterior a armăturilor verticale de la baza montantului mare pentru o deplasare relativă cuprinsă în intervalul 0,15-0,20%. În această etapă se înregistrează fisuri orizontale din încovoiere la extremitățile modelelor aproape pe toată înălțimea lor și fisuri diagonale care unesc colțurile golurilor de ușă
3	Curgerea armăturilor verticale de la bază și apariția fisurilor orizontale din încovoiere în montanți( deplasare relativă de 0,25%)	Curgerea armăturilor orizontale de la parter (deplasare relativă de 0,25%)
4	Apariția articulațiilor plastice la extremitățile riglelor de cuplare și dezvoltarea puternică în acestea a fisurilor diagonale din tăiere ( deplasare relativă 0,35%)	Apariția articulațiilor plastice la extremitățile montanților și dezvoltarea fisurilor diagonale din tăiere la partea superioară a peretelui(deplasare relativă 0,50%)
5	Cedarea modelului experimental prin formarea articulațiilor plastice la baza montanților, fenomen însoțit de zdrobirea betonului în riglele de cuplare	Cedarea modelelor experimentale prin formarea articulației plastice la baza montantului mic, fenomen însoțit de zdrobirea betonului și flambajul armăturii la baza acestui montant, pentru o valoare maximă a deplasării relative de aproximativ 1%

➤ *betonul a fost puternic degradat și a fisurat ca urmare a solicitărilor orizontale ciclic-alternante.* Modelele cu goluri decalate au înregistrat la cedare o fisurare a întregii secțiuni de betonului de la baza montanților pe întreaga lor lungime, eforturile de întindere fiind preluate aproape integral de armăturile verticale.

➤ modelele cu goluri decalate, în prima fază au dezvoltat fisuri orizontale din încovoiere apoi fisuri înclinate din tăiere între goluri, iar înainte de cedare, fisuri verticale din compresiune la extremitățile de la bază. Prin reducerea valorii unghiului  $\alpha$  s-a redus simultan și numărul fisurilor înclinate determinate de forțele tăietoare, ele fiind preluate aproape în întregime de montantul mare de la bază. Modelul experimental SW8 a înregistrat fisuri verticale și apoi înclinate în toate riglele de cuplare, iar la cedare fisuri orizontale din încovoiere la baza

montanților. În general, se constată numeroase similitudini din punct de vedere al orientării și ordinii de apariție a fisurilor, între modelele studiate pe cale teoretică și cele experimentale;

➤ datorită distanței mici dintre două goluri succesive, modelul experimental SW2-3 a înregistrat cel mai mare număr de fisuri. Această fisurare puternică, confirmă rezultatele calculelor efectuate pentru determinarea comparativă a degradării de rigiditate și care indică acest perete, ca înregistrând cea mai severă degradare și în special la ultimele cicluri de încărcare. Fisurile s-au dezvoltat pe aproape întreaga suprafață a modelului experimental;

➤ armăturile verticale de la baza montantului mic au fost suspuse la cele mai mari eforturi de întindere respectiv compresiune. În figura 5.8 a, se pot observa armături verticale care au flambat ca urmare a forțelor mari de compresiune și a procentelor de armate transversale cu etrieri reduse, iar în figura 5.5 a armături verticale a căror secțiune transversală s-a redus ca urmare a forțelor de întindere. Cea mai puternic solicitată la deformații, a fost armătura verticală de la extremitatea montantului mic din punctul 4 a modelului SW6-7, care la ciclul de întindere a preluat eforturile maxime de întindere, pentru ca la ciclul imediat următor să fie puternic comprimată, deoarece secțiunea de beton a acestui model era cea mai redusă;

➤ la extremitățile modelelor experimentale s-au înregistrat fisuri orizontale aproape pe toată înălțimea acestora. Deci pentru goluri dispuse sub un unghi de aproximativ  $32^\circ$ , armăturile verticale din montanții extremi 1 și 3 au preluat eforturile de întindere, ca urmare a solicitării la încovoiere a modelelor experimentale, deci montanții s-au comportat ca și tălpile unei grinzi cu zabrele verticale. Prin creșterea distanței dintre goluri, înălțimea pe care au fost înregistrate fisuri a scăzut ca urmare a preluării eforturilor provenite din încovoiere de către montantul central 2. Fisurile indică o comportare similară unei console verticale a montantului central, conectat de ceilalți montanți extremi prin intermediul unor pene rigide de beton;

➤ Rezultatele înregistrate se pot considera credibile, deoarece nu s-au înregistrat lunecări ale modelelor experimentale în raport cu fundația sau zdrobiri locale ale betonului în punctele de aplicare a forțelor sau la colțurile fundațiilor.

Pentru o mai bună înțelegere a modului în care se produce cedarea elementelor experimentale s-au trasat graficele din figurile 5.42 și 5.43, în care sunt reprezentate ordinea de curgere a armăturilor și de zdrobire a betonului, pe baza rezultatelor oferite de timbrele tensometrice. Zonele în care se produc zdrobirile betonului și curgerea armăturilor sunt sugestiv prezentate în figurile 5.44-5.48.

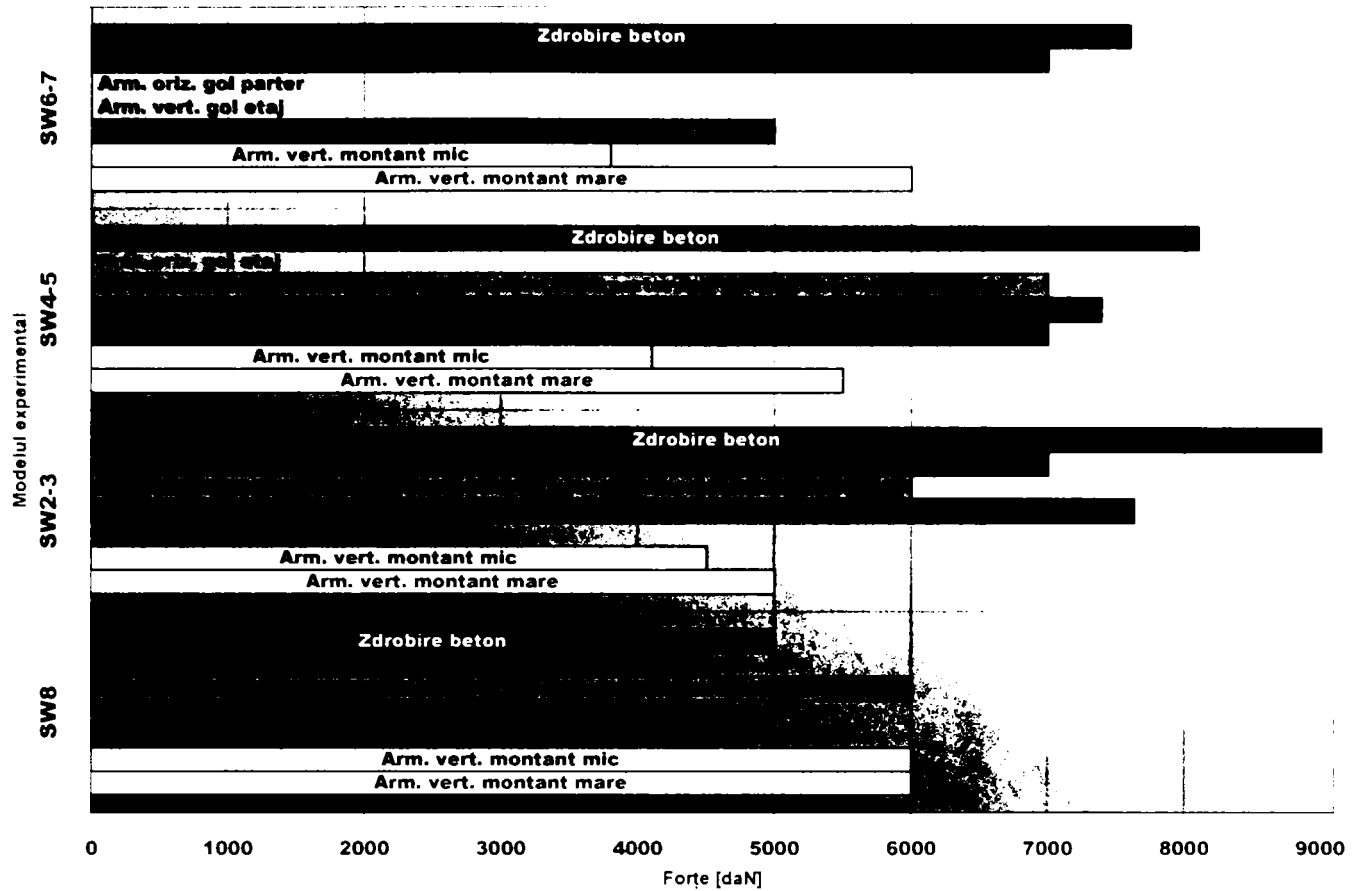


Figura 5. 42 Ordinea de cedare în funcție de forțele orizontale

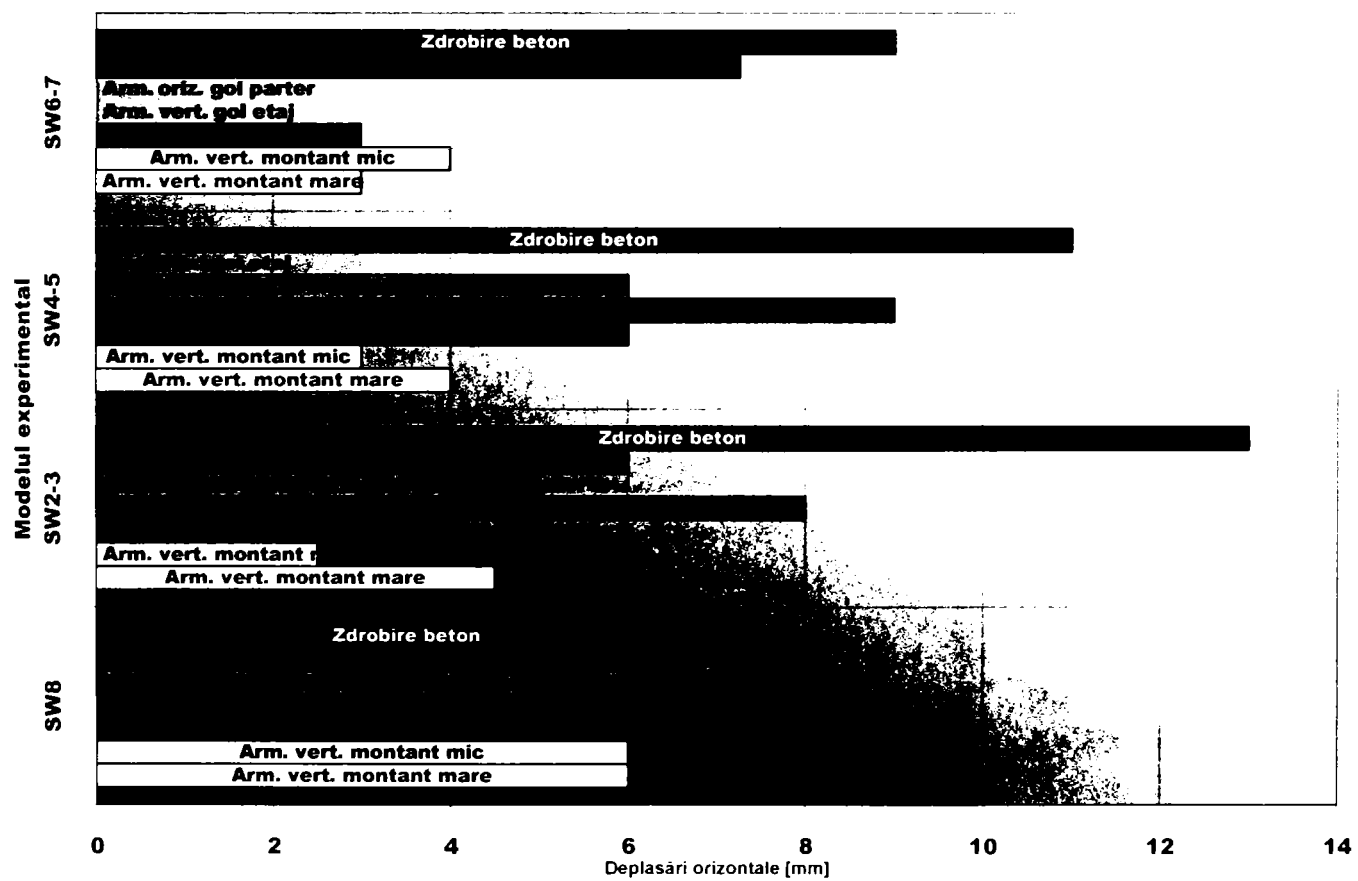


Figura 5. 43 Ordinea de cedare în funcție de deplasările orizontale

*Din interpretarea rezultatelor obținute în urma efectuării încercărilor experimentale și a studierii modului de comportare a pereților, se apreciază că rezultatele încercărilor experimentale au confirmat rezultatele anticipate prin analizele teoretice efectuate pentru calibrarea modelelor experimentale.*

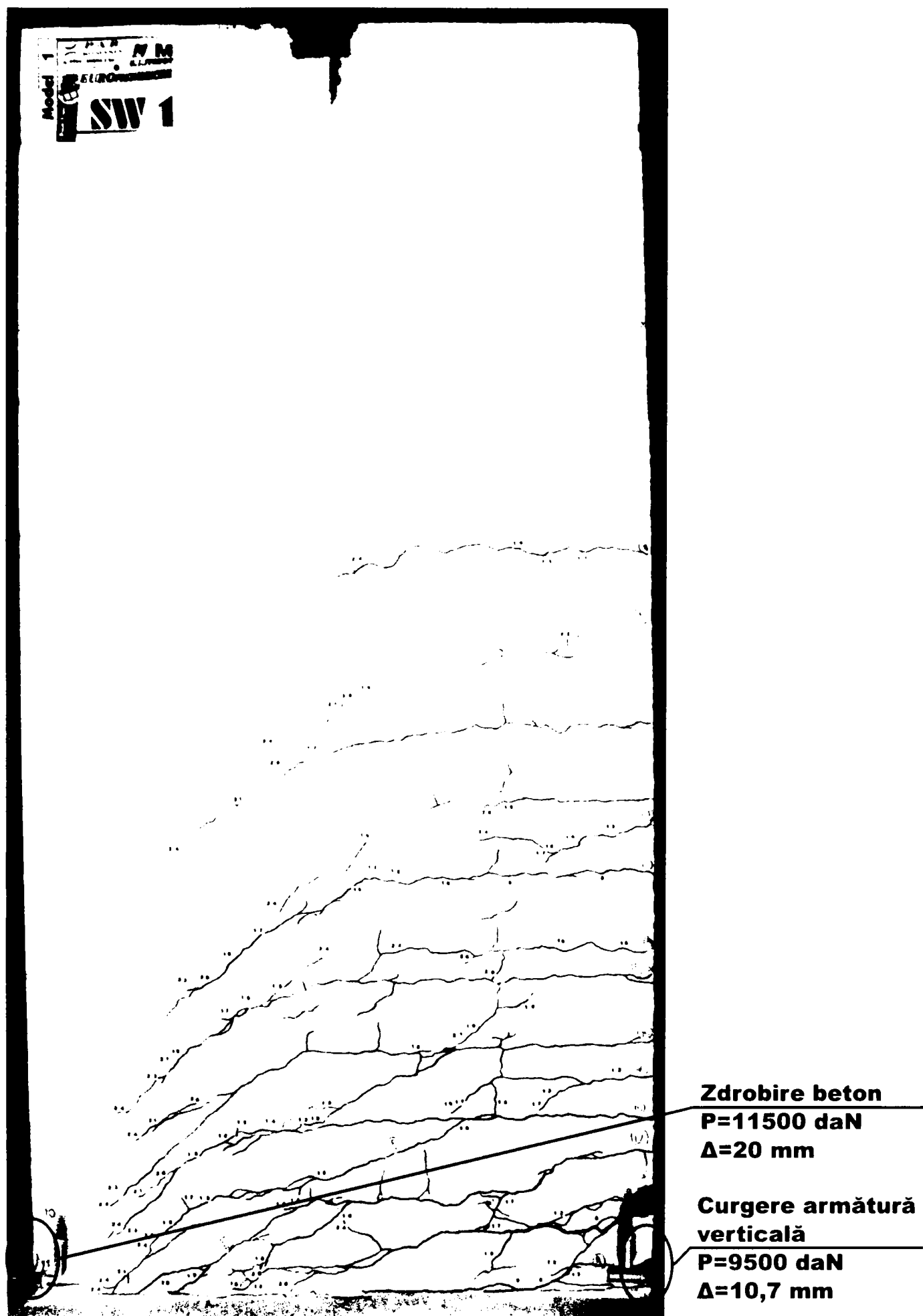
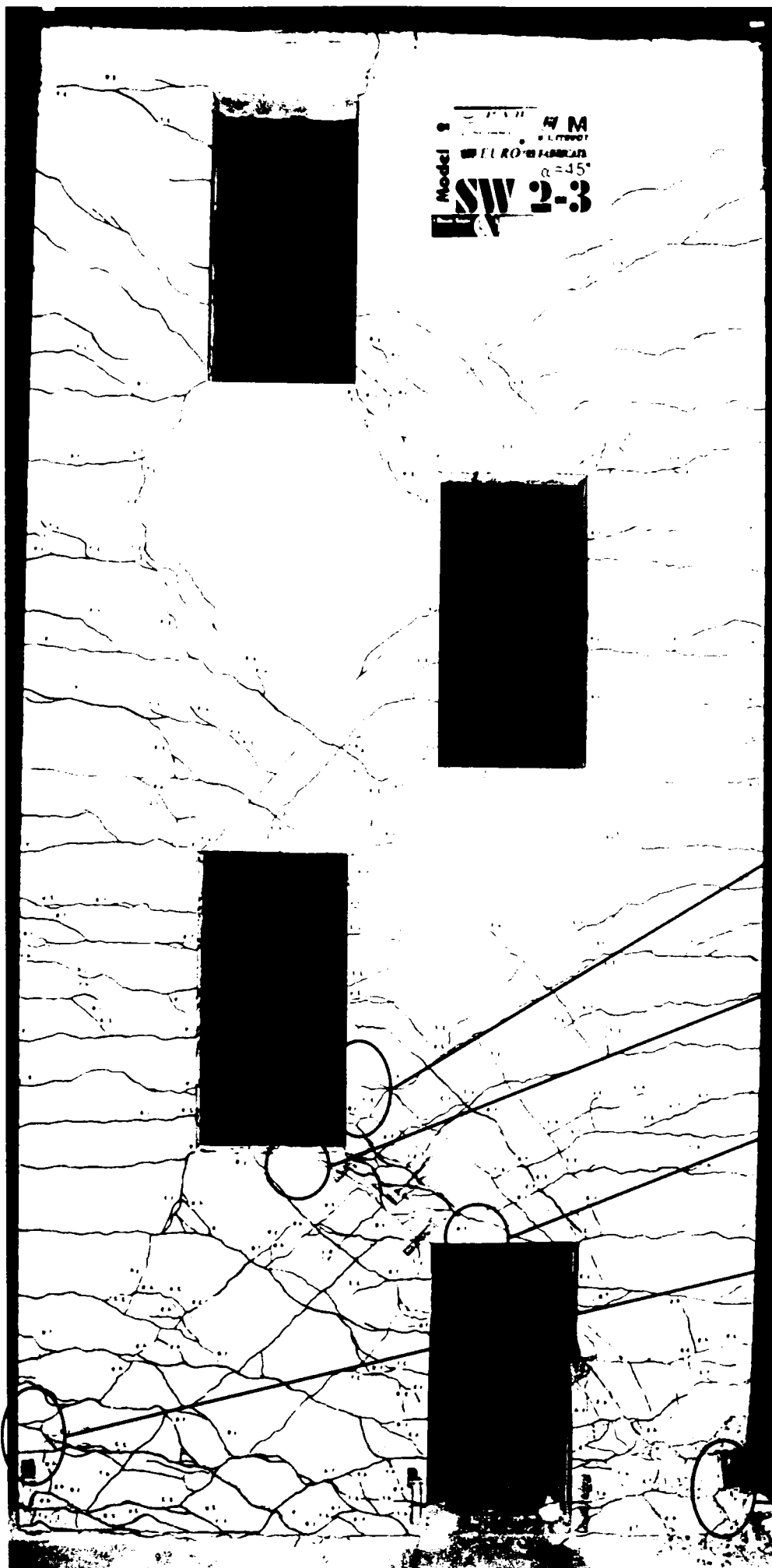


Figura 5. 44 Modul de cedare al modelului experimental SW1



**Curgere armătură verticală**

**F=57600 daN**

**Δ=8 mm**

**Curgere armătură orizontală**

**F=7000 daN**

**Δ=6 mm**

**Curgere armătură orizontală**

**F=6000 daN**

**Δ=5 mm**

**Curgere armătură verticală**

**F=5000 daN**

**Δ=4,4 mm**

**Curgere armătură verticală**

**F=6000 daN**

**Δ=2,5 mm**

**Zdrobire beton**

**F=9000 daN**

**Δ=13 mm**

Figura 5. 45 Modul de cedare a modelului experimental SW2-3

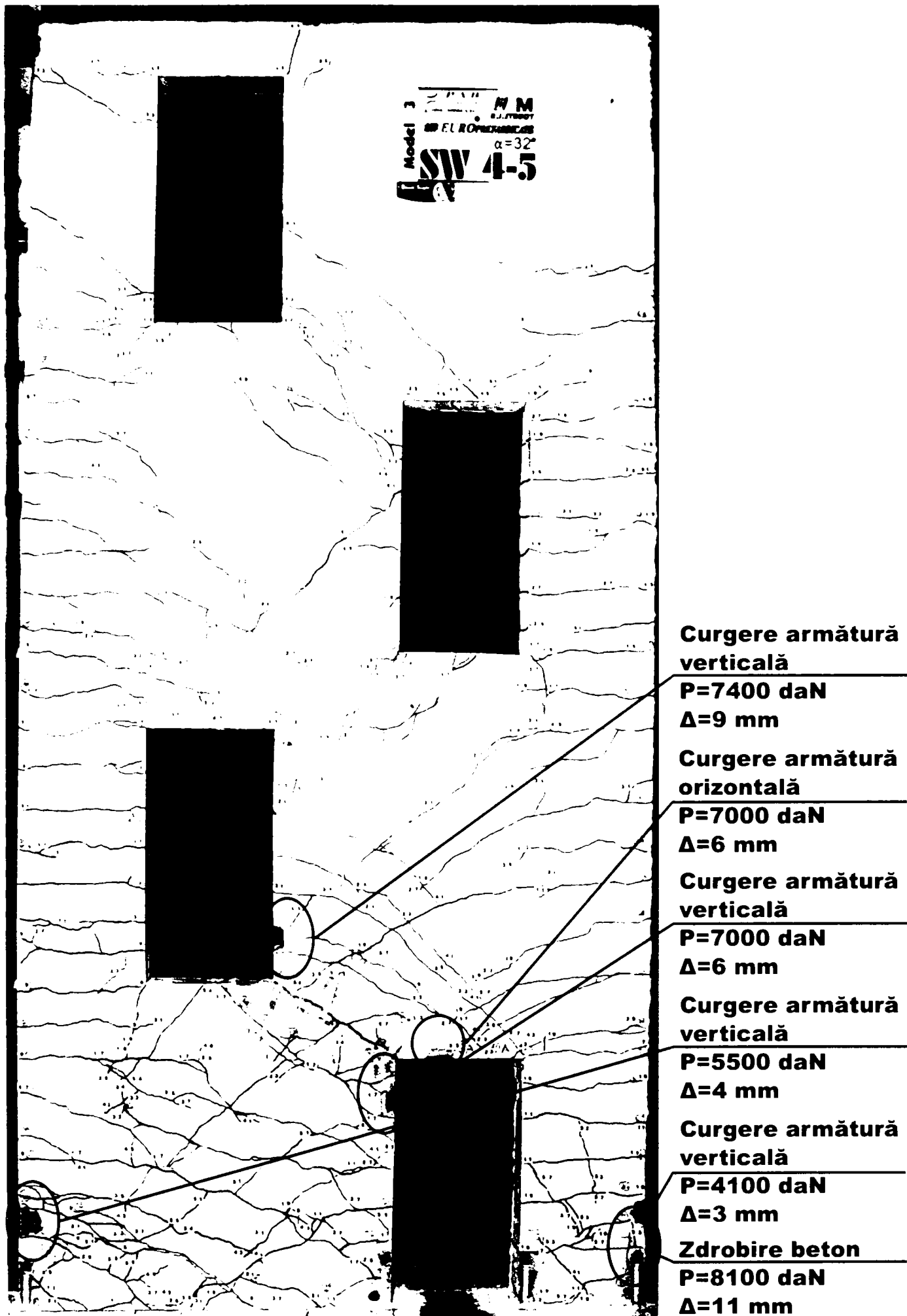


Figura 5. 46 Modul de cedare a modelului experimental SW4-5

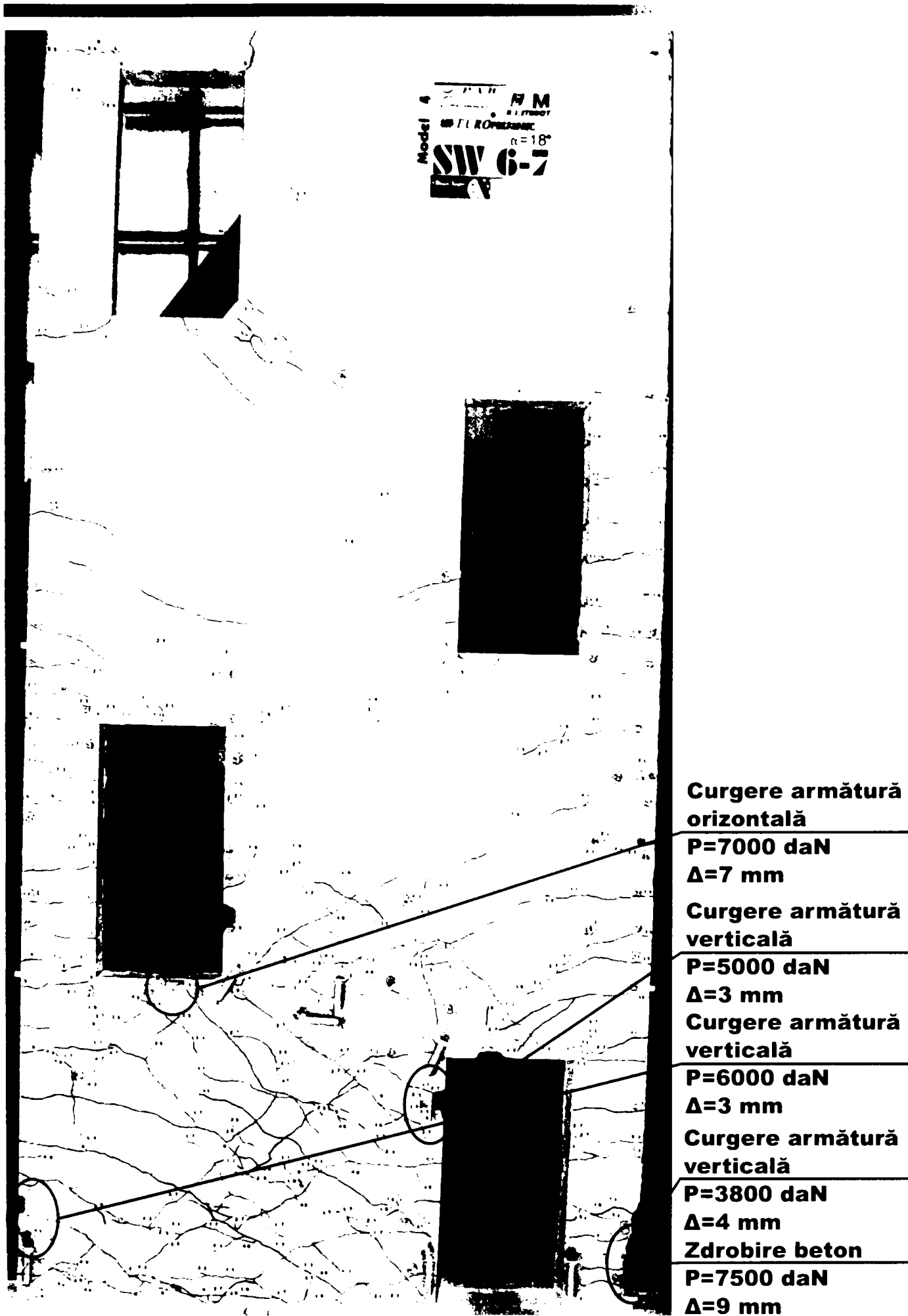


Figura 5. 47 Modul de cedare a modelului experimental SW6-7

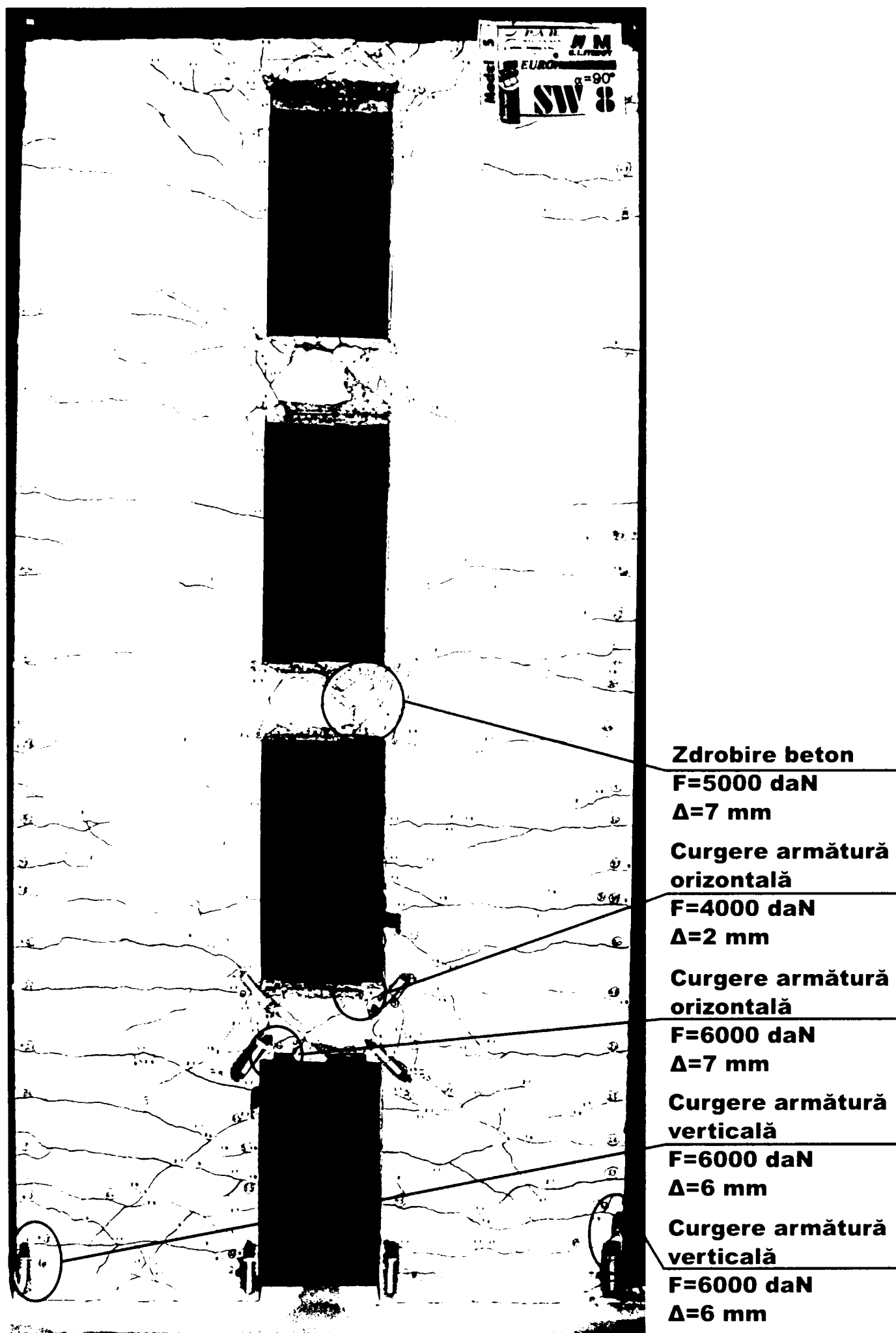


Figura 5. 48 Modul de cedare a modelului experimental SW8



## 5.6 METODA DE CALCUL SIMPLIFICATĂ A FORȚEI ORIZONTALE ULTIME

Metoda de calcul determină forța orizontală maximă  $P_u$  la care se înregistrează zdrobirea fibrei extreme comprimate de la baza montantului mic (punctul 2) pentru secțiuni forte reduse de beton neconfinat. Rezultatele obținute au fost comparate cu valorile forței orizontale ultime rezultate în urma unei analize static neliniare de tip biografic, efectuate cu programul BIOGRAF.

Ipoteze:

- forța orizontală seismică este aplicată la partea superioară a pereților, iar rezultanta forțelor gravitaționale a fost aplicată în axul de simetrie al peretelui la partea superioară;
- deoarece modurile de cedare ale pereților structurali au indicat cedări ca urmare a solicitărilor din încovoiere și de compresiune axială, metoda de calcul neglijează efectele forțelor tăietoare la baza montanților;
- metoda este valabilă numai pentru situația în care golul de ușă este amplasat atât de aproape de extremitatea comprimată a peretelui, încât momentul încovoiător de la baza montantului mic este foarte mic și este neglijat în calcule datorită rigidității reduse a montantului;
- în urma realizării încercărilor experimentale și vizualizarea modurilor de fisurare oferite de programul de calcul BIOGRAF, s-au observat că întreaga secțiune de beton este fisurată la baza montanților pe întreaga înălțime încă de la primii pași de aplicare a forțelor seismice. Ca urmare în calcule, s-a considerat că întreaga secțiune este supusă întinderii excentrice cu excentricitate mică iar rezistența secțională este asigurată în totalitate de armaturile verticale;
- în calcule s-a neglijat aportul betonului comprimat de la baza montantului mic datorită secțiunii reduse a acesteia și în special a zonei comprimate;
- s-a neglijat în calcule rezistența betonului la întindere;
- deoarece în datele de intrare a programului de analiză neliniară au fost introduse în calcule pozițiile și ariile de armare ale barelor verticale intermediare, metoda simplificată a introdus în determinarea forței ultime și aportul acestor bare la preluarea întinderilor din aceste zone;

Calculul s-a realizat pe baza recomandărilor de calcul și a formulelor cuprinse în STAS 10107-0-90 și în îndrumătoare de proiectare [Agent ș.a.1992, Cadar ș.a. 1999, Filimon ș.a. 1990]

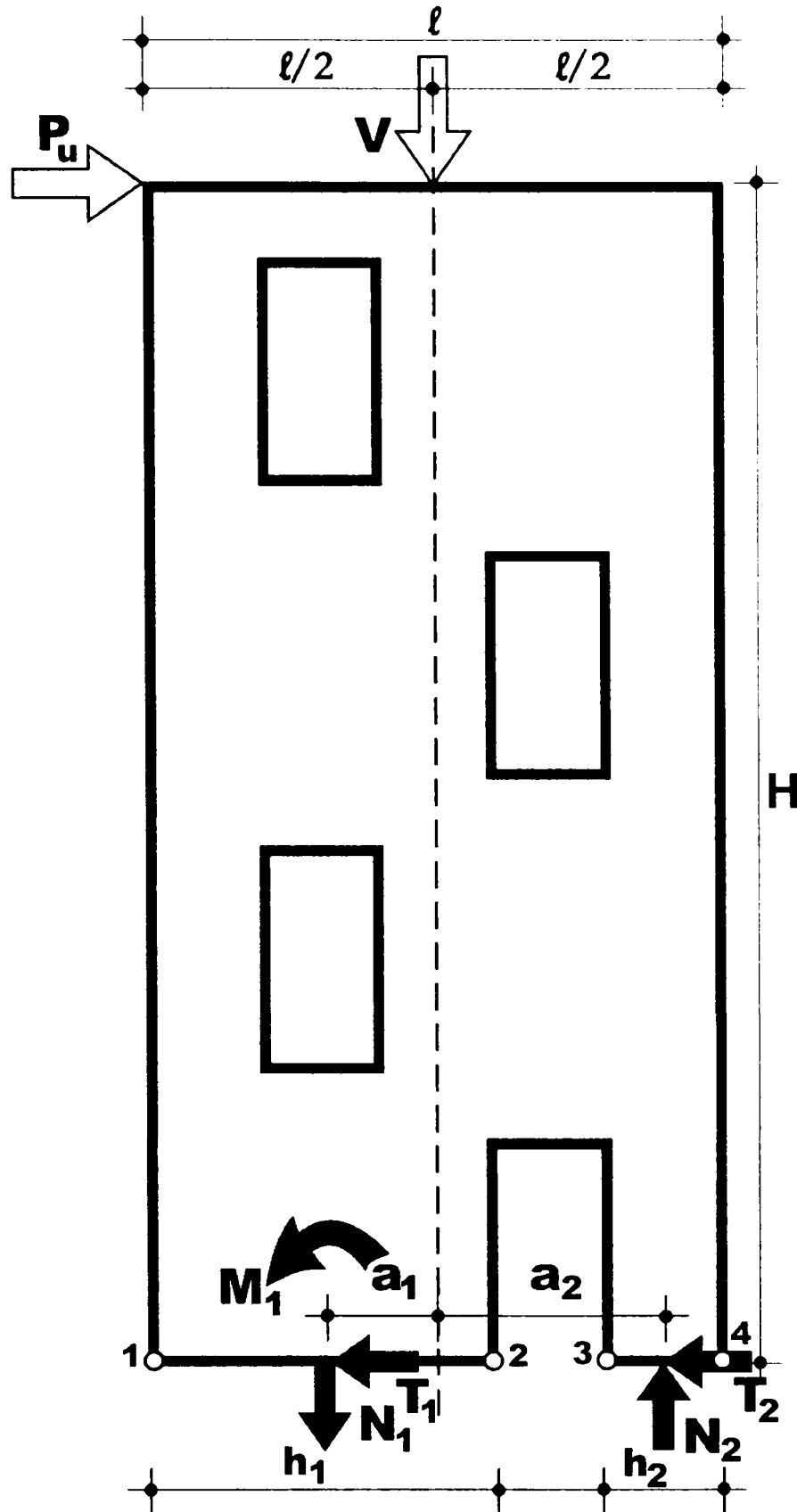


Figura 5. 49 Schema de calcul a forței ultime  $P_u$ .

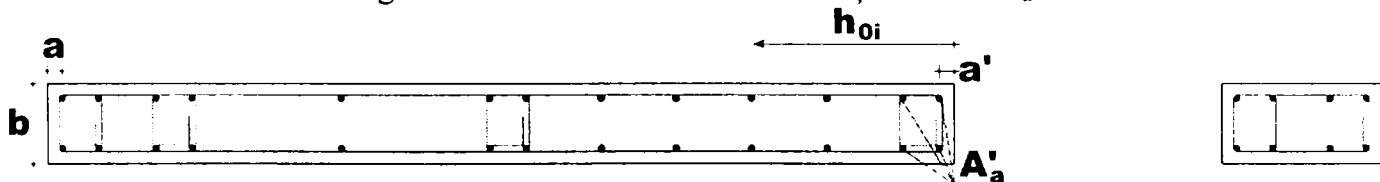


Figura 5. 50 Notatii pe secțiunea transversală

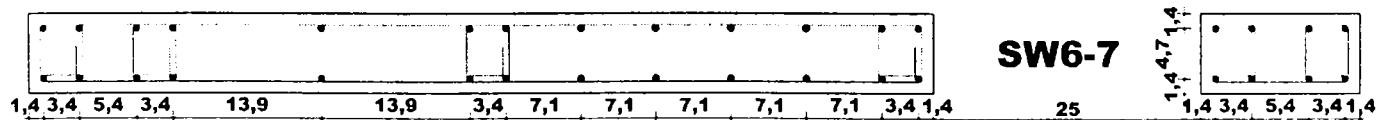


Figura 5. 51 Armarea montanților modelelor experimentale

Etape de calcul:

Se calculează forța axială din montantul 1 cu formula:  $N_1 = \sum A_a R_a$

din ecuația de proiecție pe verticală a forțelor:

$$\oplus \downarrow \sum F_v = 0: V + N_1 - N_2 = 0$$

se calculează forța axială  $N_2$ :

$$N_2 = V + N_1$$

se determină  $M_{cap1}$  aferent lui  $N_1$  cu formula:

$$M_{cap1} = \sum_{i=1}^n A_i R_i h_{0i} - N_1 \left( \frac{h_1}{2} - a' \right),$$

unde  $h_1$  - distanța de la suportul forței rezultante de întindere pe secțiunea de beton la fibra extremă a secțiunii de beton;

$h_{0i}$  - distanțele de la suporturile forțelor de întindere din fiecare bară la fibra extremă de beton.

Din formula de calcul a momentului încovoietor în axul de simetrie al peretelui :

$$M_{cap1} = P_u H - N_1 a_1 - N_2 a_2$$

se determină  $P_u$  cu formula:

$$P_u = \frac{1}{H} (M_{cap1} + N_1 a_1 + N_2 a_2)$$

unde  $a_{1,2}$  = distanțele din axul de simetrie al peretelui până în punctul de aplicație al eforturilor secționale la baza montanților

**Modelul SW6:  $\alpha = 18^\circ$   $M_2 \cong 0$**

$$N_1 = 26 \times 0.28274 \times 3000 = 22054 \text{ daN}$$

$$N_2 = 5000 + 22054 = 27054 \text{ daN}$$

$$\begin{aligned} M_{cap1} &= 2 \times 0.28274 \times 3000 \times 1.4 + 2 \times 0.28274 \times 3000 \times 4.8 + 2 \times 0.28274 \times 3000 \times 11.9 + \\ &+ 2 \times 0.28274 \times 3000 \times 19 + 2 \times 0.28274 \times 3000 \times 26 + 2 \times 0.28274 \times 3000 \times 33.1 + \\ &+ 2 \times 0.28274 \times 3000 \times 40.2 + 2 \times 0.28274 \times 3000 \times 43.6 + 2 \times 0.28274 \times 3000 \times 57.5 + \\ &+ 2 \times 0.28274 \times 3000 \times 71.4 + 2 \times 0.28274 \times 3000 \times 74.8 + 2 \times 0.28274 \times 3000 \times 80.2 + \\ &+ 2 \times 0.28274 \times 3000 \times 83.6 - 22054 \times (42.5 - 1.8) = 390991 \text{ daNcm} \end{aligned}$$

$$P_u = \frac{1}{260} (390991 + 22054 \times 20 + 27054 \times 55) = 8923 \text{ daN}$$

$$P_{u \text{ nelinier}} = 9590 \text{ daN}$$

Valoarea forței ultime  $P_u$  se poate determina tabelar cu ajutorul programului EXCEL (Fig.5.52).

Perete	H [cm]	h <sub>1</sub> [cm]	a' [cm]	a <sub>1</sub> [cm]	a <sub>2</sub> [cm]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	V [daN]	R <sub>s</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	N <sub>1</sub> [daN]	N <sub>2</sub> [daN]	M <sub>cap1</sub> [daNcm]	P <sub>u</sub> [daN]	P <sub>u Biograf</sub> [daN]
SW6	260	85	2	20	55	7,351	5000	3000	22054	27054	390991	8923	9590

Figura 5. 52 Program de calcul tabelar

Din figura 5.52 se observă că între valoarea forței orizontale ultime  $P_u$  determinate cu metoda simplificată de calcul propusă și cea rezultată din analiza neliniară biografică există o diferență foarte mică de 7% . Prin dezvoltarea și perfecționarea în continuare a metodei propuse, proiectanții de structuri împreună cu arhitecții vor putea stabili pozițiile golurilor și implicit dimensiunile montajilor mici comprimați de la bază, foarte ușor încă în etapa de anteproiectare.

# 6

## CONCLUZII. CONTRIBUȚII PERSONALE

---

### 6.1 CONCLUZII

Prezenta teză de doctorat aduce informații noi despre influența exercitată de poziția golurilor asupra comportării seismice a pereților structurali din beton armat cu goluri decalate. Cercetările teoretice și experimentale au fost fundamentate pe baza recomandărilor de proiectare cuprinse în normativele românești P85/96 și P85-2001, precum și a concluziilor publicate în revistele de specialitate publicate în țara noastră și în străinătate.

Originalitatea prezentei teze de doctorat constă în studierea și prezentarea concluziilor asupra influenței pe care o exercită poziția golurilor decalate asupra răspunsului seismic al unui tip de perete structural din beton armat mai puțin studiat cum este cel de tip lamelar.

Studiile efectuate de autor continuă studiile efectuate deja în domeniu, iar rezultatele sunt în concordanță cu cele obținute de cercetători cum sunt T. Paulay, V. Yanez, R. Park, J. Wight sau N. K. Subedi

Cercetările teoretice au fost efectuate de autor cu ajutorul programelor de calcul bazate pe metoda elementului finit, care au simulat răspunsul seismic al pereților domeniul elastic și postelastice.

Din studiile teoretice și experimentale efectuate de autor au rezultat următoarele concluzii:

*(i) în domeniul de comportare elastic:*

1. Eforturile maxime de compresiune se înregistrează în peretele cuplat SW8 la extremitățile riglelor de cuplare, în timp ce la pereții cu goluri decalate cea mai expusă secțiune de beton la zdrobire se înregistrează la baza montantului mic;

2. Eforturile unitare normale la extremitățile montantului mare la bază (punctele 1 și 2) sunt de semn contrar, deci montantul mare înregistrează un comportament caracteristic pereților structurali;

3. Pe întreaga secțiune de beton de la baza montantului mic, eforturile unitare normale au în general aceeași direcție de acțiune. Această distribuție a eforturilor unitare indică faptul că montantul mic este solicitat predominant de forțele axiale și mai puțin de momentele încovoietoare. Eforturile de întindere sau compresiune cresc de la marginea golului spre extremitatea peretelui, proporțional cu reducerea secțiunii de beton a montantului și implicit a valorii unghiului  $\alpha$ ;

4. Eforturile unitare maxime de la extremitățile riglelor de cuplare sunt mai mari decât valorile maxime a eforturilor de la colțurile golurilor de ușă decalate. Valorile eforturilor se reduc proporțional cu reducerea valorii unghiului  $\alpha$ ;

5. La pereții cu goluri decalate, eforturile unitare normale își păstrează neschimbată direcția de acțiune pe toată lungimea golului de ușă, în timp ce la extremitățile riglelor de cuplare acestea înregistrează semne diferite. Valorile eforturilor unitare normale la colțurile golurilor de ușă variază invers proporțional cu valoarea unghiului  $\alpha$ ;

6. Eforturile unitare tangențiale maxime se înregistrează la colțurile golurilor decalate de la etajul 1, în montantul cu cea mai redusă secțiune de beton. Valorile maxime sunt însă mai reduse decât cele determinate la extremitățile riglelor de cuplare. Pe distanța dintre două goluri succesive (montantul 2), eforturile unitare tangențiale sunt reduse ca intensitate. Eforturile unitare tangențiale variază direct proporțional cu valorile unghiului  $\alpha$ ;

7. Eforturile tangențiale de la baza montantului mare au același sens de acțiune pe toată lungimea acestuia, în timp ce la extremitățile montantului mic acestea au sensuri de acțiune diferite;

8. La baza montantului mare, eforturile unitare tangențiale acționează cu o intensitate mai ridicată față de montantul peretelui cuplat, în timp ce la extremitatea montantului mic eforturile unitare tangențiale sunt mai reduse decât cele înregistrate în pereții cuplați;

9. În domeniul elastic, pereții cu goluri decalate sunt mai rigizi decât pereții cuplați și mai puțin rigizi decât pereții plini. Rigiditatea pereților cu goluri decalate se reduce simultan cu creșterea distanței dintre goluri. Această rigiditate ridicată în cazul golurilor apropiate ( $\alpha=45^\circ$ ) se

datorează unei comportări a peretelui apropiată de cea a unei grinzi cu zăbrele. Prin reducerea valorilor unghiului  $\alpha$  rigiditatea scade datorită comportării peretelui asemănătoare unei console verticale centrale de lungime redusă;

10. Primele fisuri la pereții cu goluri decalate se înregistrează la baza montajilor și provin din încovoiere. Ulterior apar fisurile înclinate din tăiere în zona dintre două goluri succesive, iar la cedare apar fisurile verticale din compresiune la baza montantului mic. Pereții cuplați fisurează diferit, prin apariția primelor fisuri la extremitățile tuturor riglelor de cuplare și ulterior din încovoiere la baza montanților. La cedare s-au înregistrat fisuri diagonale din tăiere în riglele de cuplare, iar secțiunea de beton de la baza montanților a fost fisurată pe întreaga lungimea montanților. Fisurile au apărut pentru toți pereții la deplasări relative aproape identice. Cele mai multe fisuri s-au dezvoltat în peretele pentru care  $\alpha = 45^\circ$ . Direcția fisurilor înclinate a indicat comportamentul similar cu al unei grinzi cu zăbrele al acestui perete, pentru această valoare a unghiului  $\alpha$ . Cele mai puține fisuri au fost semnalate pentru cea mai redusă valoare a unghiului  $\alpha$ , deci se confirmă comportarea similară unei console verticale;

*(ii) în domeniul de comportare postelastice:*

11. Atât rezultatele teoretice cât și cele obținute pe cale experimentală pe pereții cu goluri decalate, indică prima curgere în armătura verticală de la extremitățile montanților și ulterior în armătura orizontală în zonele dintre două goluri succesive. În schimb însă, pereții cuplați înregistrează o ordine de curgere a armăturilor inversă, ca urmare a nerespectării regulilor seismice de alcătuire a riglelor de cuplare;

12. Armăturile din pereții cu goluri decalate ating limita de curgere la valori ale deplasărilor relative mai ridicate (0,15-0,20%) decât cele ale pereților cuplați aproximativ (0,10%);

13. Articulațiile plastice se înregistrează întotdeauna la baza montanților pereților cu goluri decalate, pentru deplasări relative de 0,50%, iar în peretele cuplat la extremitățile riglelor de cuplare, pentru deplasări relative de 0,35%;

14. La cedarea pereților cu goluri decalate, betonul s-a zdrobit la baza montantului mic din compresiune, în timp ce la pereții cuplați, betonul s-a zdrobit la extremitățile riglelor de cuplare, deoarece acestea nu au fost armate special pentru preluarea forțelor tăietoare;

15. Datorită prezenței bulbilor la extremitățile pereților cu goluri decalate, zdrobirea betonului la bază s-a produs la valori mai ridicate ale deplasărilor relative cuprinse între 1,25-1,5%, în timp ce zdrobirea betonului de la baza montanților lamelari s-a produs în jurul valorii de 1% ca urmare a reducerii secțiunii de beton. Acest rezultat confirmă corectitudinea datelor înregistrate de timbrele tensometrice lipite la baza montanților;

16. Din studiile de specialitate și cercetările efectuate de autor, rezultă că pereții cu goluri decalate disipează o cantitate de energie seismică mai redusă decât cei plini, dar mai ridicată decât cei cuplați, în lipsa măsurilor speciale de ductilizare a riglelor de cuplare. Pentru o disipare maximă de energie se recomandă ca decalarea golurilor să se realizeze în așa fel încât valoarea unghiului  $\alpha$  să fie cât mai apropiată de  $45^\circ$ . Cea mai mică cantitate de energie este disipată în pereții la care golurile sunt foarte depărtate ( $\alpha=18^\circ$ ) sau foarte apropiate ( $\alpha=62^\circ$ );

17. Disiparea de energie în pereții structurali se produce ca urmare a fisurării betonului și a curgerii armăturilor. Principala sursă de disipare a energiei o constituie însă curgerea armăturilor verticale de la baza montanților. Nu se recomandă ca armăturile orizontale din legături să atingă limita de curgere, deoarece pereții vor înregistra distorsiuni importante și nu se vor mai putea realiza redistribuții de eforturi între montanți;

18. Ductilitatea de deplasare a pereților structurali cu goluri decalate variază direct proporțional cu valorile unghiului  $\alpha$  pentru valori cuprinse între  $18^\circ - 45^\circ$  și invers proporțional pentru intervalul  $90^\circ - 45^\circ$ . Fără măsuri speciale de armare, pereții structurali cu goluri decalate înregistrează o ductilitate de deplasare limitată, având valorile cuprinse între 3 și 5. Pentru creșterea ductilității de deplasare se recomandă confinarea betonului pe întreaga înălțime a montanților mici de la primele două nivele și armarea mai puternică cu bare orizontale a zonei delimitată de două goluri succesive de ușă;

19. Pereții structurali cu goluri decalate dezvoltă mecanisme de cedare ductile, fără măsuri speciale de armare, cu procente de armare reduse. În stadiul limită ultim, nu s-au înregistrat cedări diagonale ale montanților mici provocate de forțele taietoare. Datorită acestui mod de cedare, acești pereți sunt mai economici, necesitând procente de armare scăzute;

20. Degradarea rigidității tangente inițiale a pereților solicitați ciclic-alternant este influențată de modul de decalare a golurilor. Cea mai mică reducere a rigidității în stadiul de cedare se înregistrează pentru  $\alpha=32^\circ$  (aproximativ 20% din valoarea rigidității tangente inițiale), iar cea mai mare degradare de rigiditate a înregistrat-o peretele SW4-5 ( $\alpha=32^\circ$ ), fapt confirmat și de numărul mare de fisuri dezvoltate de acest perete;

21. În situația în care suprafața golurilor decalate reprezintă aproximativ 10% din suprafața întregului perete, acesta se va comporta la solicitări seismice similar cu un perete plin;

22. Pereții structurali cu goluri decalate se pot calcula și arma cu ajutorul procedului modelului de bare. Modelele experimentale proiectate pe baza acestei metode au fost capabile să dezvolte o bună ductilitate de deplasare și au disipat o cantitate importantă de energie seismică. Schemele de calcul însă diferă în funcție de direcția de acțiune seismică;



23. Din punct de vedere al comportării la acțiuni seismice, în funcție de poziția golurilor decalate, pereții structurali din beton armat se comportă astfel:

-când golurile decalate se suprapun, pereții cu goluri decalate au o comportare aproape similară cu cea a pereților cuplați, dar lungimea riglelor este mai scurtă și din această cauză articulațiile plastice apar întotdeauna la baza montajilor;

-similar unei grinzi cu zăbrele când golurile sunt decalate pentru  $\alpha < 32^\circ$ . În acest caz, montanții extremi reprezintă tălpile, iar diagonalele sunt delimitate de distanțele dintre două goluri succesive;

-similar unei console verticale centrale încastrate la bază pentru  $\alpha > 32^\circ$ . Montantul central conlucrează cu montanții extremi prin intermediul panourilor delimitate de golurile de uși.

24. Se recomandă utilizarea în stabilirea forțelor seismice de cod la pereții structurali cu goluri decalate a următoarelor valori pentru factorul de comportare  $q$ :

-  $q = 3$  pentru  $45^\circ > \alpha > 32^\circ$ ,

-  $q = 2$  pentru celălalte valori ale unghiului  $\alpha > 18^\circ$ ;

25. Pereții cu goluri decalate înregistrează următoarele tipuri de cedări:

- în situația pereților lamelari, când golurile decalate se suprapun, legăturile cedează prin zdrobirea betonului din legături, înainte de zdrobirea betonului de la extremitatea comprimată a peretelui. Armăturile orizontale din legături nu curg;

- când golurile decalate nu se suprapun ( $\alpha = 90^\circ$ ), dar sunt foarte apropiate și sunt prevăzute cu tălpi de rigidizare dispuse spre extremitățile peretelui, peretele cedează prin zdrobirea betonului din legături, aproape simultan cu zdrobirea betonului la bază. În legături vor apare fisuri mari verticale din forfecare;

- pereții lamelari sau cu bulbi la capete, la care golurile decalate nu se suprapun ( $\alpha \sim 90^\circ$ ), vor ceda întotdeauna prin zdrobirea betonului comprimat de la bază. În legături se vor înregistra fisuri înclinate din compresiune și se pot înregistra curgeri nerecomandate ale armăturilor orizontale;

- când legăturile sunt foarte rigide, pereții cu goluri decalate vor ceda prin zdrobirea betonului la baza montantului mic. Legăturile vor fisura pe zone restrânse sau nu vor înregistra fisuri.

Cercetările autorului au fost desfășurate între anii: 1999 - 2003 în cadrul colectivului din Catedra de Construcții Civile, Industriale și Agricole, din Facultatea de Construcții și Arhitectură Timișoara, în colaborare cu filiala INCERC Timișoara și a avut la bază cinci contracte de

cercetare științifică, având ca beneficiar CNCSIS :

Contract nr. 36/6/1998 :

*„Optimizarea proiectării și alcătuirea construcțiilor civile și industriale din beton armat și pe structură mixtă oțel – beton ”*

Contract nr. 33501/17.01.2002 cod CNCSIS 117, nr. temă 48 :

*„ Noi metode în proiectarea elementelor structurale din beton armat ”*

Faza 1 (2002-2003) :

*„Proiectarea și studiul teoretic al comportării unor elemente structurale tip perete cu ajutorul analizei numerice ”*

Faza 2 ( 2003-2004):

*„Interpretarea rezultatelor si concluzii asupra studiilor efectuate”*

Contract nr. 33550 cod CNCSIS 31, nr.tema 30/2003,

*„Noi metode în proiectarea elementelor din beton armat. Cercetări experimentale”*

Contract nr. 33501 cod CNCSIS 502, nr. tema 9/2001-2002,

*„Procedeul Modelelor de Bare ca alternativă în proiectarea elementelor din beton armat statice si geometrice. Cercetări teoretice”*

Contract nr. 40535 cod CNCSIS489, nr. tema 4/2003

*„Metode alternative de proiectare a elementelor structurale din beton armat. Cercetări teoretice”*

## 6.2 CONTRIBUȚII PERSONALE

Principalele contribuții ale autorului, cuprinse în prezenta lucrare de doctorat, pot fi considerate următoarele:

- a) realizarea unei sinteze asupra filozofiilor noi de calcul și dimensionare a clădirilor cu pereți structurali din beton armat amplasate în diferite zone seismice;
- b) prezentarea sintetică a exigențelor generale de proiectare a pereților structurali de beton armat amplasați în zone seismice, în conformitate cu noile recomandări prevăzute în EUROCOD8 și normativele românești P85/2001 și P100-1/2003;
- c) efectuarea unei sinteze asupra celor mai noi rezultate ale cercetărilor experimentale și teoretice, înregistrate în domeniul comportării seismice a pereților structurali din beton armat cu goluri decalate;
- d) efectuarea unei analize numerice cu element finit în domeniul elastic pe pereții cu goluri decalate, cu accent pe modul de distribuție a eforturilor și pe capacitatea de deformare a acestora;
- e) elaborarea unor concluzii referitoare la modul de armare a pereților structurali, pentru solicitări seismice în domeniul elastic;
- f) efectuarea unui program de încercări experimentale pe cinci tipuri de pereți structurali. Încercările experimentale au urmărit metodologia de încercare prezentată în articolele de specialitate elaborate de cercetători renumiți, cum ar fi T. Paulay sau R. Park;
- g) efectuarea unei analize numerice neliniare de tip biografic 2D în domeniul postelastice, în scopul evaluării stării de eforturi și de deformare a modelelor experimentale, identificarea modurilor de cedare și a valorilor forțelor orizontale maxime la care se produce cedarea acestora;
- h) elaborare unui program de calcul postprocesor denumit TRANSBIO, care simplifică munca laborioasă de extragere a rezultatelor din programul de calcul BIOGRAF. Datele extrase se pot apoi exporta în programul EXCEL, care permite reprezentarea acestor date sub diverse forme de grafice;
- i) întocmirea unui studiu comparativ asupra modului de fisurare și a ordinii de apariție a acestora în pereții structurali studiați pentru fiecare direcție de acțiune a forței seismice;
- j) stabilirea pe baze teoretice și experimentale a valorilor ductilității de deplasare ale acestor pereți structurali;

- k) propunerea unor valori pentru factorului de comportare  $q$  în funcție de poziția golurilor, valori determinate pe baza egalării energiilor de deformație;
- l) stabilirea pe cale experimentală a degradării de rigiditate a pereților la diverse cicluri de încărcare, în funcție de direcția de acțiune seismică;
- m) definirea stadiilor generale de comportare pe care le parcurg modelele experimentale încărcate ciclic-alternant, din domeniul elastic până la cedare;
- n) evaluarea pe cale experimentală a capacității de disipare a energiei totale și a energiei cumulate pe fiecare ciclu de încărcare;
- o) elaborarea unei metodologii simplificate de determinare a forței orizontale maxime la care se înregistrează zdrobirea betonului la baza montantului mic. Formula poate fi utilizată în proiectare pentru determinarea ariei de armătură și a secțiunii de beton, necesare preluării forțelor orizontale rezultate din calcul static;
- p) elaborarea de concluzii și recomandări în capitolele 4,5 și 6 asupra modului de dispunere a golurilor în scopul obținerii unor pereți cu rezistență, rigiditate și capacitate de disipare a energiei ridicate;
- q) dezvoltarea cunoașterii științifice în domeniu prin elaborarea a 10 articole prezentate la diverse conferințe și simpozioane naționale și internaționale. Autorul a participat la contractul de cercetare internațional CAMUS și 8 contracte naționale de cercetare în domeniul ingineriei seismice.

### 6.3 PERSPECTIVE PENTU CONTINUAREA CERCETĂRILOR

Prezenta teză de doctorat rezolvă primul pas care face parte *etapa I* a procesului de cercetare: acela al *observației*. El deschide calea spre următoarele două etape, care trebuie să completeze în totalitate cercetarea asupra unui element portant: *elaborarea unor metodologii de alcătuire și proiectare a pereților cu goluri decalate din beton armat și metodele necesare consolidării acestora după reducerea capacității portante, ca urmare a degradărilor și avarierilor.*

În prezent, autorul împreună cu colectivul de cercetători din care face parte este implicat în rezolvarea ultimilor două etape:

- *etapa II*: participarea în prezent la elaborarea unei metodologii de *proiectare* a pereților structurali cu goluri decalate în cadrul unui contract de cercetare, finanțat de Ministerul Educației și Cercetării prin Consiliul Național al Cercetării Științifice din Învățământul Superior. În capitolul 5 (subcapitolul 5.6) este prezentată o parte din metodologia de calcul, pe baza căreia proiectanții pot evalua rapid forța la care se produce zdrobirea betonului la baza montantului mic

în situația în care golul este poziționat foarte aproape de extremitatea comprimată a peretelui structural;

- *etapa III* : participarea la elaborarea unei *metodologii de consolidare* postseism a acestor pereți, pe baza unor tehnologii moderne ce utilizează fibre de carbon împreună cu firmele SIKA și HEXCEL din S.U.A. În prezent au fost realizate încercările experimentale pe toate modelele experimentale consolidate cu fâșii de fibră de carbon, așa după cum se poate observa în figura 6.1 [Nagy, 2003].



Figura 6. 1 Model experimental consolidat cu fibre de carbon

Prin îmbinarea dintre cunoștințele acumulate cu cele ce se vor obține în cadrul cercetărilor viitoare, se vor elimina progresiv toate incertitudinile cu privire la comportarea seismică a acestor tipuri de pereți, rezultând astfel recomandări și concluzii care vor putea fi incluse în viitoarele normative de proiectare a pereților structurali din beton armat.

# ABSTRACT

---

## CONCLUSIONS

The present Ph.D. thesis brings new pieces of information about the influence that the position of openings has on seismic behavior of structural RC walls with staggered openings. Theoretical and experimental research was based on the design requirements contained in Romanian Norm P85/96 and P85-2001, and also on the conclusions published in magazines from our country and abroad.

The originality of present Ph.D. thesis consists in studying and presenting the conclusions about the influence that the position of openings has on seismic response of a less studied type of structural RC wall such as the lamellar type.

The results obtained by the author are in concordance with those obtained by researchers such as T. Paulay, Yanez, Park, J. Wight or N. K. Subedi, and the information that was brought completes the reduced knowledge in this matter.

The theoretical researches were made by the author with the aid of computer programs based on the method of finite element which simulated the seismic response of the walls with the aid of calculus programs in elastic and post-elastic domain.

From theoretical and experimental studies made by the author, there resulted the following conclusions:

---

*(i) in elastic domain:*

1. The maximum compression stresses are in the coupled wall at the level of coupling beams. In the walls with staggered openings, the most exposed section to concrete crushing is at the base of small post;

2. The normal stresses at the extremities of the big post, at the base, are of opposite sign, so the big post has a characteristic behavior of structural wall;

3. On the entire concrete section from the base of small post, the normal stresses have, generally, the same action direction. This distribution of stresses show that the small post is mostly stressed by axial force and less by bending moments. The tension or compression stresses are increasing from the boundary of the opening to the extremity of the wall, proportionally with the reduction of concrete section and, implicitly, of the value of  $\alpha$  angle;

4. The maximum stresses from the extremities of the coupling beams are bigger than the maximum values of the stresses from the corners of the staggered openings. The values of stresses are reduced proportionally with the reduction of the value of  $\alpha$  angle;

5. At the walls with staggered openings, the normal stresses keep the direction of action unchanged on the entire length of the opening, while this way of distribution of stresses is changing at the extremities of coupling beams. The value of the normal stresses is varying inversely proportional with the value of  $\alpha$  angle;

6. The maximum tangential stresses are in the corners of staggered openings from the first floor, in the post having the most reduced concrete section. The maximum values are smaller than those determined at the extremities of coupling beams. In the distance between two successive openings (second post), the tangential stresses are of small intensity. The intensity of the tangential stresses varies proportionally with the value of  $\alpha$  angle;

7. The tangential stresses from the base of the big post have the same sense of action on its entire length, while, at the base of small post, the tangential stresses have different senses of action;

8. At the base of the big post, the tangential stresses act with a bigger intensity compared to the post of coupled wall, while at the base of the small post the tangential stresses are smaller, compared to coupled walls;

9. In the elastic domain, the walls with staggered openings are stiffer than coupled walls and the stiffness is smaller than that of walls with no openings. The stiffness of structural walls with staggered openings is reduced simultaneously with the increasing of the distance between the openings. This increased stiffness for the close openings ( $\alpha=45^\circ$ ) is due to a behavior of the

wall similar to a truss girder. By reducing the values of  $\alpha$  angle, the stiffness is decreasing due to a behavior of the wall similar to a small length central vertical cantilever;

10. The first cracks, at the walls with staggered openings, appear at the base of the posts. Then, the inclined cracks from shear appear in between two consecutive openings, and at the failure there appear the vertical cracks from compression at the base of the small post. The coupled walls develop different ways of cracking, with the first cracks appearing at the extremities of all coupling beams and then, from flexural bending at the base of the posts. At failure, there were recorded diagonal cracks from shear in the coupling beams, and the concrete section was cracked on the entire length of the posts. The cracks appeared in all walls at relative displacements almost identical. Most cracks were developed in the wall with  $\alpha=45^\circ$ . The direction of inclined cracks showed the behavior similar to a truss girder of this wall for this value of  $\alpha$  angle. The smallest number of cracks appeared for the smallest value of  $\alpha$  angle, so there is confirmed the behavior similar to a vertical cantilever;

*(ii) in postelastic domain:*

11. The theoretical and also the experimental results obtained on walls with staggered openings show that the first yielding takes place in longitudinal reinforcement from the extremities of the posts and later in the horizontal reinforcement from the zones between two successive openings. In the coupled walls the order of yielding of the reinforcement is reversed, as a consequence of unfulfilling the seismic rules of structure of coupling beams;

12. The reinforcement from the walls with staggered openings reach the yielding limit at values of relative displacement higher (0,15 - 0,20%) than those of coupled walls (0,10%);

13. The plastic hinges are recorded always at the base of posts of the walls with staggered openings for relative displacements of 0.50%, and in the coupled wall at the extremities of coupling beam for relative displacements of 0,35%;

14. At the failure of the walls with staggered openings, the concrete is crushed at the base of small post, from compression, while at the coupled walls the concrete is crushed at the extremities of coupling beams, if these beams are not especially reinforced for withstanding shear force;

15. Due to the presence of bulbs at the extremities of the walls with staggered openings, the crushing of concrete at the base is produced at higher values of relative displacements of 1,25-1,5%, compared to the value of 1% at which the concrete is crushed at the lamellar studied walls. This represents the confirming of the result recorded by tensiometric rings at the base of the posts;



16. From the technical studies and the researches made by the author, the walls with staggered openings dissipate an amount of seismic energy smaller than the wall with no openings but bigger than the coupled walls, with no special way of reinforcing the coupling beams. For a maximum dissipation of energy it is recommended that the staggering of the openings to be realized such as the value of a angle to be as close as possible of  $45^\circ$ . The smallest amount of energy is dissipated in the walls in which the openings are far away ( $a=18^\circ$ ) or very near ( $a=62^\circ$ );

17. The energy dissipation takes place due to cracking of concrete and yielding of reinforcement. The main source of dissipating the energy is the yielding of vertical reinforcement. It is not recommended that the horizontal reinforcement from connections to reach the yielding limit because there will be important distortions of the walls and there won't be any redistribution of stresses in the posts ;

18. The displacement ductility of structural walls with staggered openings varies proportionally with the value of a angle for values between  $18^\circ$  -  $45^\circ$  and inversely proportionally for the interval  $90^\circ$  -  $45^\circ$ ; with no special reinforcing measures, structural walls with staggered openings have a limited displacement ductility, having values between 3 and 5. For increasing the displacement ductility it is recommended the confinement of the concrete on entire height of the small posts from the first two levels and stronger reinforcing with horizontal bars of the zone limited by two successive openings;

19. Structural walls with staggered openings develop ductile failure mechanisms with no special measures of reinforcing, with reduced reinforcing ratios. Due to this way of failure, the walls are more efficient economically, requesting low reinforcing ratios;

20. The degrading of initial stiffness for the walls subjected to alternating cycles is influenced by the way of staggering the openings. The smallest reduction of the stiffness in the failure stage takes place for  $a=32^\circ$  (approximate 20% from initial tangent stiffness) and the greatest reduction of stiffness was at the wall SW4-5 ( $a=32^\circ$ ), confirmed by the large number of cracks developed by this wall . The stiffness is decreasing progressively with the increasing or decreasing of the angle  $a=62^\circ$  above this value;

21. In the situation in which the surface of openings represent approximately 10% from the area of the entire wall, the wall behavior is the same as a wall with no openings;

22. Structural walls with staggered openings can be calculated and reinforced with the aid of bar model. Experimental models designed by these methods developed a good displacement ductility and dissipated an important amount of seismic energy. The computing schemes are different function of direction of seismic action;

23. From the point of view of behavior at seismic actions, function of the position of the openings, the walls behavior will be:

- when staggered openings are superposed, the walls with staggered openings have a behavior almost similar with that of coupled walls but the length of the beams is smaller and because of that the plastic hinges appear at the base of posts;

- similar to a truss girder when the openings are staggered ( $\alpha < 32^\circ$ ). In this case the extreme posts represent the booms of the girder and the diagonal are delimited by the distance between two successive openings ;

- similar to a vertical cantilever embedded to base ( $\alpha > 32^\circ$ ). The central post works with extreme posts by the panels delimited by the openings.

24. It is recommended, for the establishment of seismic code forces, the use of the following values for the behavior factor q:

- q = 3 for  $45^\circ > \alpha > 32^\circ$

- q = 2 for other values of angle  $\alpha$

25. The walls with staggered openings have the following failure ways:

- for the lamellar walls, when staggered openings are superposed, the connections reach failure by crushing of the concrete in the connections before the by crushing of the concrete in the compressed extremity of the wall. The horizontal reinforcement doesn't yield;

- when staggered openings are not superposed ( $\alpha = 90^\circ$ ), but are very near and have stiffening booms to the extremities of the wall, the failure of the wall is produced by crushing of concrete from connections almost simultaneously with crushing of concrete at the base. In the connections there will be large vertical cracks from shear;

- lamellar walls or having bulbs, which have staggered openings not superposed ( $\alpha < 90^\circ$ ), will always reach failure by crushing of compressed concrete at the base. In the connections there will be inclined cracks from compression and there may exist unrecommended yielding of horizontal reinforcement.

- when the connections are very stiff, the walls with staggered openings will reach failure by crushing of concrete at the base. In the connections there will be cracks on small areas or no cracks.

---

## PERSONAL CONTRIBUTION

Main contribution of the author, from current PhD work, can be regarded the following:

- a) The realization of a synthesis of new computing philosophies and dimensioning of buildings with RC structural walls placed in different seismic areas;
- b) The synthetic presentation of general design exigencies of RC structural walls placed in seismic areas, in concordance with new directions from EUROCOD8 and Romanian norms P85/2001 and P100-1/2003;
- c) The synthesis of the newest results of experimental and theoretical researches, in the domain of seismic behavior of RC structural walls with staggered openings;
- d) The finite element numerical analysis in elastic domain made on walls with staggered openings, emphasizing the distribution mode of stresses and their deformation capacity;
- e) The projection of conclusions referring the reinforcing mode of structural walls for seismic solicitation, in elastic domain;
- f) The projection of experimental tests made on five types of structural walls. The experimental tests followed the testing methodology showed in branch works written by famous researchers such as T. Paulay or R. Park;
- g) The projection of a 2D biographical type nonlinear numerical analysis in postelastic domain, for evaluating the state of stresses and of deformation of experimental models, identifying the failure modes and values of maximum horizontal forces that produce the failure;
- h) The projection of a post processing computation program named TRANSBIO that simplifies the work to extract the results from the program BIOGRAF. The extracted data can be exported in EXCEL program that permits the representing of these data on different types of charts;
- i) Making of a comparative study of cracking mode and the order of cracks appearance in studied structural walls for each direction of seismic action;
- j) The theoretical and experimental basis establishing of displacement ductility values of these structural walls;
- k) Proposing of values of the behavior factor  $q$ , function of openings position, values determined based on equalizing the deformation energy;

- l) The experimental establishing of stiffness degrading of structural walls at different loading cycles, function of seismic action direction;
- m) Defining of general behavior states that cyclically alternating loaded experimental models pass through, from elastic domain up to failure;
- n) The experimental evaluation of dissipation capacity of total energy and of cumulated energy on each loading cycle;
- o) The elaboration of a simplified methodology of determination of maximum horizontal force at which takes place the crushing of concrete at the base of the small post. The formula can be used in design for determining the reinforcement area and concrete section that are needed to withstand the statically determined horizontal forces;
- p) The elaboration of conclusions and recommendations in chapters 4,5 and 6 on the mode of openings disposal for obtaining walls with high strength, stiffness and energy dissipation capacity;
- q) The development of scientific knowledge in this branch by projection of 10 works presented at different national and international conferences. The author attended to international research contract CAMUS and 8 national research contracts in seismic engineering domain.

# **Anexa A**

**La capitolul 4**

## A.1 Program de postprocesare TRANSBIO

### A.1.1 Sura fisier transbio.bas (Microsoft Qbasic)

```

tempold$ = "d:\transbio\transbio.cof"
REM fisier de configuratie transbio.cof
DIM SHARED nomap(2): DIM SHARED drv$(2):
DIM SHARED mapa$(2): DIM SHARED fil$(2):
DIM SHARED drum$(2): CLS: SCREEN 12: VIEW
(0, 0)-(639, 479), 6: VIEW (150, 10)-(490,
150), 7, 15: LOCATE 2, 30: PRINT " FISIER
DATE INTRARE ": LOCATE 6, 31: PRINT "
FISIER DATE IESIRE ": VIEW (10, 160)-(630,
470), 0, 15: VIEW (15, 295)-(625, 350),
6, 6: LOCATE 23, 3: PRINT "
*****
***** HELP
***** ": LOCATE
24, 3: PRINT "Selectati numarul alaturat
secventei din calea de acces pentru
schimbarea ei": LOCATE 25, 3: PRINT
"Introduceti numai litera pentru drive
respectiv numai numele file-ului fara":
LOCATE 26, 3: PRINT "extensie. Daca sunt
mai multe fisiere consecutive numele
fisierelor vor fi": LOCATE 27, 3: PRINT
"despartite cu caracterul << \ >>. Daca
fileul se afla in radacina drivului":
LOCATE 28, 3: PRINT "tastati ENTER la
promptul pentru fisier.
*****
start1:
VIEW (100, 300)-(540, 345), 0, 6: OPEN
tempold$ FOR INPUT AS #10: INPUT #10,
nomap(1), drv$(1), mapa$(1), fil$(1):
INPUT #10, nomap(2), drv$(2), mapa$(2),
fil$(2): CLOSE #10
IF nomap(1) = 1 THEN drum$(1) = drv$(1) +
":\" + mapa$(1) + "\" + fil$(1)
ELSEIF nomap(1) = 0 THEN drum$(1) =
drv$(1) + ":\" + fil$(1)
END IF
IF nomap(2) = 1 THEN drum$(2) = drv$(2) +
":\" + mapa$(2) + "\" + fil$(2)
ELSEIF nomap(2) = 0 THEN drum$(2) =
drv$(2) + ":\" + fil$(2)
END IF
VIEW (150, 10)-(490, 150), 8, 15: LOCATE
2, 30: PRINT " FISIER DATE INTRARE ":
LOCATE 6, 31: PRINT " FISIER DATE IESIRE
": LOCATE 4, 22: PRINT drum$(1): LOCATE 8,
22: PRINT drum$(2): LOCATE 12, 22: PRINT
INTRARE ": LOCATE 12, 52: PRINT " IESIRE
": LOCATE 14, 20: PRINT " 1 --- drive ":
LOCATE 14, 50: PRINT " 4 --- drive ":
LOCATE 15, 20: PRINT " 2 - catalog ":
LOCATE 15, 50: PRINT " 5 - catalog ":
LOCATE 16, 20: PRINT " 3 -- fisier ":
LOCATE 16, 50: PRINT " 6 -- fisier ":
LOCATE 18, 28: PRINT " P --- terminat
modificare ": SLEEP 2: demodificat$ =
INKEY$
IF demodificat$ = "1" THEN GOSUB drv
ELSEIF demodificat$ = "4" THEN GOSUB
drvout
ELSEIF demodificat$ = "2" THEN GOSUB mapa
ELSEIF demodificat$ = "5" THEN GOSUB
mapaout
ELSEIF demodificat$ = "3" THEN GOSUB fil
ELSEIF demodificat$ = "6" THEN GOSUB
filout
ELSEIF demodificat$ = "P" OR demodificat$
= "p" THEN GOTO gatamodificat
END IF
GOTO start1
gatamodificat:
GOTO transfer

drv:
VIEW (100, 300)-(540, 345), 0, 6: LOCATE
20, 25: COLOR 2: PRINT "Se modifica drive-
ul de intrare.": LOCATE 21, 15: PRINT
"Litera drive-ului : ";: COLOR 15: INPUT
drv$(1)
IF LEN(drv$(1)) <> 1 THEN GOTO drv: asdr =
ASC(drv$(1))
IF asdr < 65 OR asdr > 90 AND asdr < 97 OR
asdr > 122 THEN GOTO drv
GOSUB scrie: RETURN
drvout:
VIEW (100, 300)-(540, 345), 0, 6: COLOR 2:
LOCATE 20, 25: PRINT "Se modifica drive-ul
de iesire.": LOCATE 21, 15: PRINT "Litera
drive-ului : ";:COLOR 15: INPUT drv$(2):
IF LEN(drv$(2)) <> 1 THEN GOTO drv
GOSUB scrie: RETURN
mapa:
VIEW (100, 300)-(540, 345), 0, 6: COLOR 2:
LOCATE 20, 25: PRINT "Se modifica fisierul
de intrare.": LOCATE 21, 15: PRINT
"Catalog:": COLOR 15: INPUT mapa$(1): IF
LEN(mapa$(1)) < 1 THEN nomap(1) = 0 ELSE
nomap(1) = 1
GOSUB scrie: RETURN
mapaout:
VIEW (100, 300)-(540, 345), 0, 6: COLOR 2:
LOCATE 20, 25: PRINT "Se modifica fisierul
de iesire.": LOCATE 21, 15: PRINT
"Catalog:": COLOR 15: INPUT mapa$(2): IF
LEN(mapa$(2)) < 1 THEN nomap(2) = 0 ELSE
nomap(2) = 1
GOSUB scrie: RETURN
fil:
VIEW (100, 300)-(540, 345), 0, 6: COLOR 2:
LOCATE 20, 25: PRINT "Se modifica file-ul
de intrare.": LOCATE 21, 15: PRINT
"Fisier:": COLOR 15: INPUT fil$(1): IF
LEN(fil$(1)) < 1 OR LEN(fil$(1)) > 8 THEN
GOTO fil
fil$(1) = fil$(1) + ".reb":
GOSUB scrie: RETURN
filout:
VIEW (100, 300)-(540, 345), 0, 6: COLOR 2:
LOCATE 20, 25: PRINT "Se modifica file-ul
de iesire.": LOCATE 21, 15: PRINT
"Fisier:": COLOR 15: INPUT fil$(2): IF
LEN(fil$(2)) < 1 OR LEN(fil$(2)) > 8 THEN
GOTO filout
fil$(2) = fil$(2) + ".txt":
GOSUB scrie: RETURN
scrie:
CLS: OPEN tempold$ FOR OUTPUT AS #11:
WRITE #11, nomap(1), drv$(1), mapa$(1),
fil$(1): WRITE #11, nomap(2), drv$(2),
mapa$(2), fil$(2): CLOSE: RETURN
transfer:
on$ = drum$(2): in$ = drum$(1): VIEW (1,
1)-(638, 478), 0, 15: REM VIEW (0, 0)-
(639, 479), 0: LOCATE 2, 40: PRINT in$:
LOCATE 3, 40: PRINT on$: GOSUB start
gatatot:
BEEP: BEEP: SYSTEM
start:
BEEP: OPEN on$ FOR OUTPUT AS #3: OPEN in$
FOR INPUT AS #2: PRINT #3, "Rezultate
extrase din fisierul ": PRINT #3,
FOR i = 1 TO 15: LINE INPUT #2, rec$:
PRINT #3, rec$: NEXT i
PRINT #3, "
Program Post
Procesor TRANSBIO": PRINT #3,: PRINT #3, "
Ing. Marius MOSOARCA": PRINT #3, "

```

```

Facultatea de Constructii si Arhitectura Timisoara": PRINT #3, "
Departamentul de Arhitectura": PRINT #3, "
soft: INCZE Karoly-Istvan": PRINT #3, "
E-mail: histrucl@mail.dnttm.ro": PRINT #3, "
Tel./Fax.:
0256/226277": PRINT #3,
LOCATE 2, 2: PRINT "Procesare in curs de
executie."
analizator:
LINE INPUT #2, rec$
IF MID$(rec$, 1, 28) = "
ALLOCATE X(NMAX)" THEN GOTO capat
IF MID$(rec$, 1, 8) = " ELASTIC" THEN
GOSUB pas
IF MID$(rec$, 1, 8) = " STEP NR" THEN
GOSUB pas
GOTO analizator
capat:
LOCATE 20, 2: PRINT "Procesare
terminata.": LOCATE 21, 2: PRINT "OK":
CLOSE: GOTO gatatot
REM analiza rindului
analiza:
anal1$ = MID$(rec$, 47, 2): anal1 =
VAL(anal1$): anal2$ = MID$(rec$, 50, 9):
anal2 = VAL(anal2$): anal3$ = MID$(rec$,
63, 9): anal3 = VAL(anal3$): anal4$ =
MID$(rec$, 101, 13): anal4 = VAL(anal4$):
anal5$ = MID$(rec$, 114, 13): anal5 =
VAL(anal5$): IF anal2 = 3000 THEN GOSUB
unu
IF anal3 = 3000 THEN GOSUB patru
IF anal1 = -1 AND analizatunull = 0 THEN
GOSUB plastic
IF anal1 = 2 THEN GOSUB fisinc
IF anal1 = 3 THEN GOSUB fisdes
IF anal1 = 4 THEN GOSUB fisinde
IF anal1 > 8 THEN GOSUB fiproblem
IF anal4 < -.003 THEN GOSUB trei
IF anal5 < -.003 THEN GOSUB trei
RETURN
fiproblem:
PRINT #3, "##### Beton zdrobit #####":
rec1$ = MID$(rec$, 1, 5) + MID$(rec$, 28,
44) + MID$(rec$, 98, 50): PRINT #3,
rec1$: RETURN
fisinc:
PRINT #3, "Fisuri dir 1 inchise !": rec1$
= MID$(rec$, 1, 5) + MID$(rec$, 28, 44) +
MID$(rec$, 98, 50): PRINT #3, rec1$:
RETURN
fisdes:
PRINT #3, "Fisuri dir 1 inchise, fisuri
dir 2 deschise !": rec1$ = MID$(rec$, 1,
5) + MID$(rec$, 28, 44) + MID$(rec$, 98,
50): PRINT #3, rec1$: RETURN
fisinde:
PRINT #3, "Fisuri dir 1 inchise, fisuri dir
2 inchise !": rec1$ = MID$(rec$, 1, 5) +
MID$(rec$, 28, 44) + MID$(rec$, 98, 50):
PRINT #3, rec1$: RETURN
plastic:
PRINT #3, "##### Beton in stare
plastica ! #####": rec1$ = MID$(rec$,
1, 5) + MID$(rec$, 28, 44) + MID$(rec$,
98, 50): PRINT #3, rec1$: analizatunull =
1: RETURN
unu:
rec1$ = MID$(rec$, 1, 5) + MID$(rec$, 28,
44) + MID$(rec$, 98, 50): IF analizatunul
= 0 THEN GOSUB unuunu: PRINT #3, rec1$:
RETURN
unuunu:
PRINT #3, "##### Curgere armatura
orizontala ! #####": analizatunul = 1:
RETURN
patru:
rec1$ = MID$(rec$, 1, 5) + MID$(rec$, 28,
44) + MID$(rec$, 98, 50): IF analizatunu2
= 0 THEN GOSUB ketoketo: PRINT #3, rec1$:
RETURN
ketoketo:
PRINT #3, "##### Curgere armatura
verticala ! #####": analizatunu2 = 1:
RETURN
trei:
rec1$ = MID$(rec$, 1, 5) + MID$(rec$, 28,
44) + MID$(rec$, 98, 50): PRINT #3, rec1$:
RETURN
scriere:
sc:
LINE INPUT #2, rec$: IF MID$(rec$, 1, 26)
= " VARIABLE LOADS RESULTANTS" THEN GOTO
scriereaalta
GOTO sc
gatascriere:
RETURN
pas:
nrstep = nrstep + 1
GOSUB scriere
GOSUB intercaut
RETURN
intercaut:
LINE INPUT #2, rec$
IF VAL(MID$(rec$, 1, 5)) > 324 AND
VAL(MID$(rec$, 1, 5)) < 1625 THEN GOSUB
analiza
IF VAL(MID$(rec$, 1, 5)) = 1625 THEN
RETURN
GOTO intercaut
scriereaalta:
PRINT #3, : PRINT #3, "Step nr: "; nrstep:
LOCATE 15, 2: PRINT "Step nr: "; nrstep:
PRINT #3, rec$: LINE INPUT #2, rec$: PRINT
#3, rec$: PRINT #3, " DEPLASARI"
incaalta:
LINE INPUT #2, rec$
IF VAL(MID$(rec$, 5, 2)) = 1 THEN PRINT
#3, rec$
ELSEIF VAL(MID$(rec$, 5, 2)) = 12 THEN
PRINT #3, rec$: GOTO gatascriere
END IF
GOTO incaalta

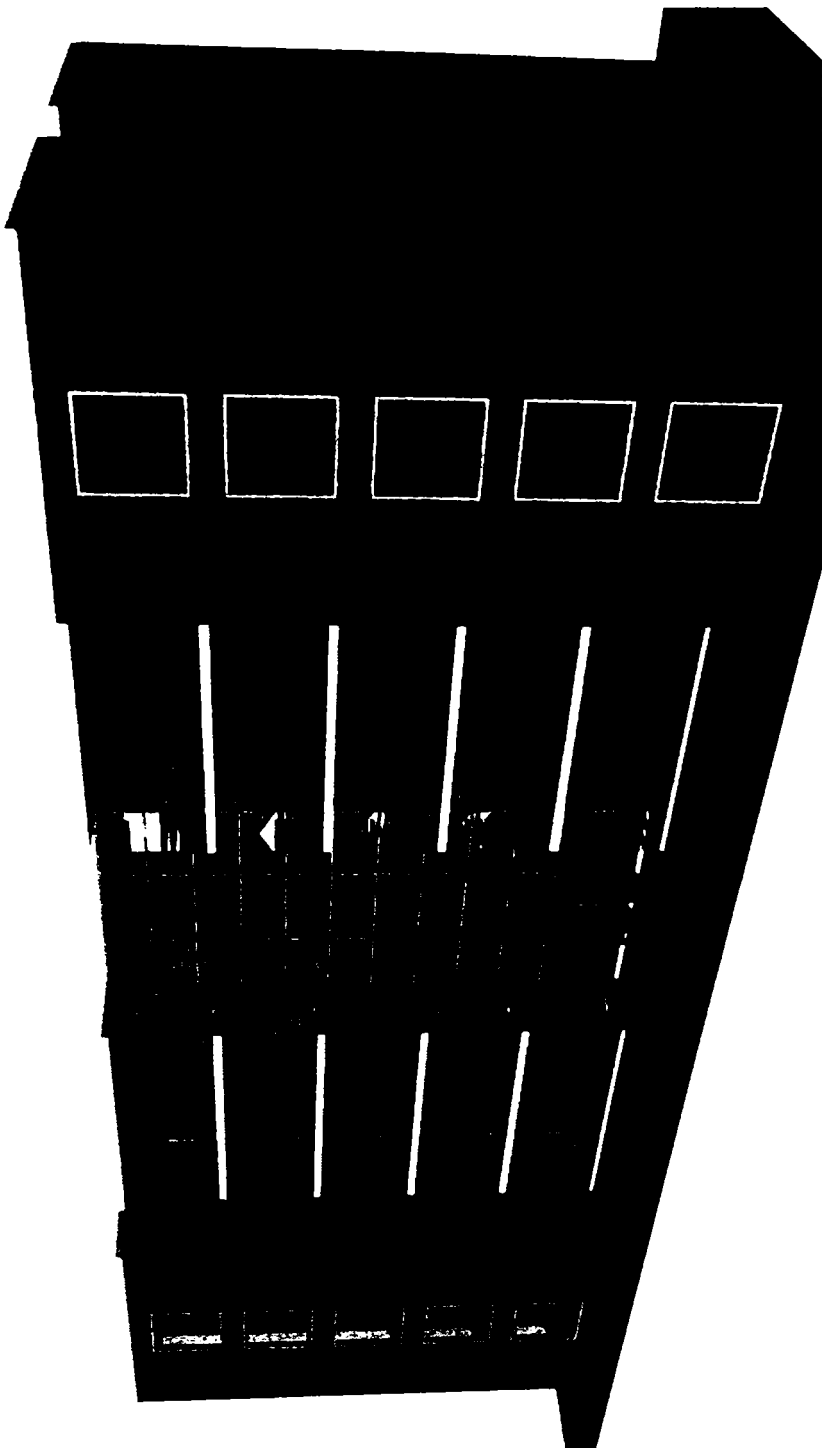
```

### A.1.2 Sursa fisier de configurare (transbio.cof)

```

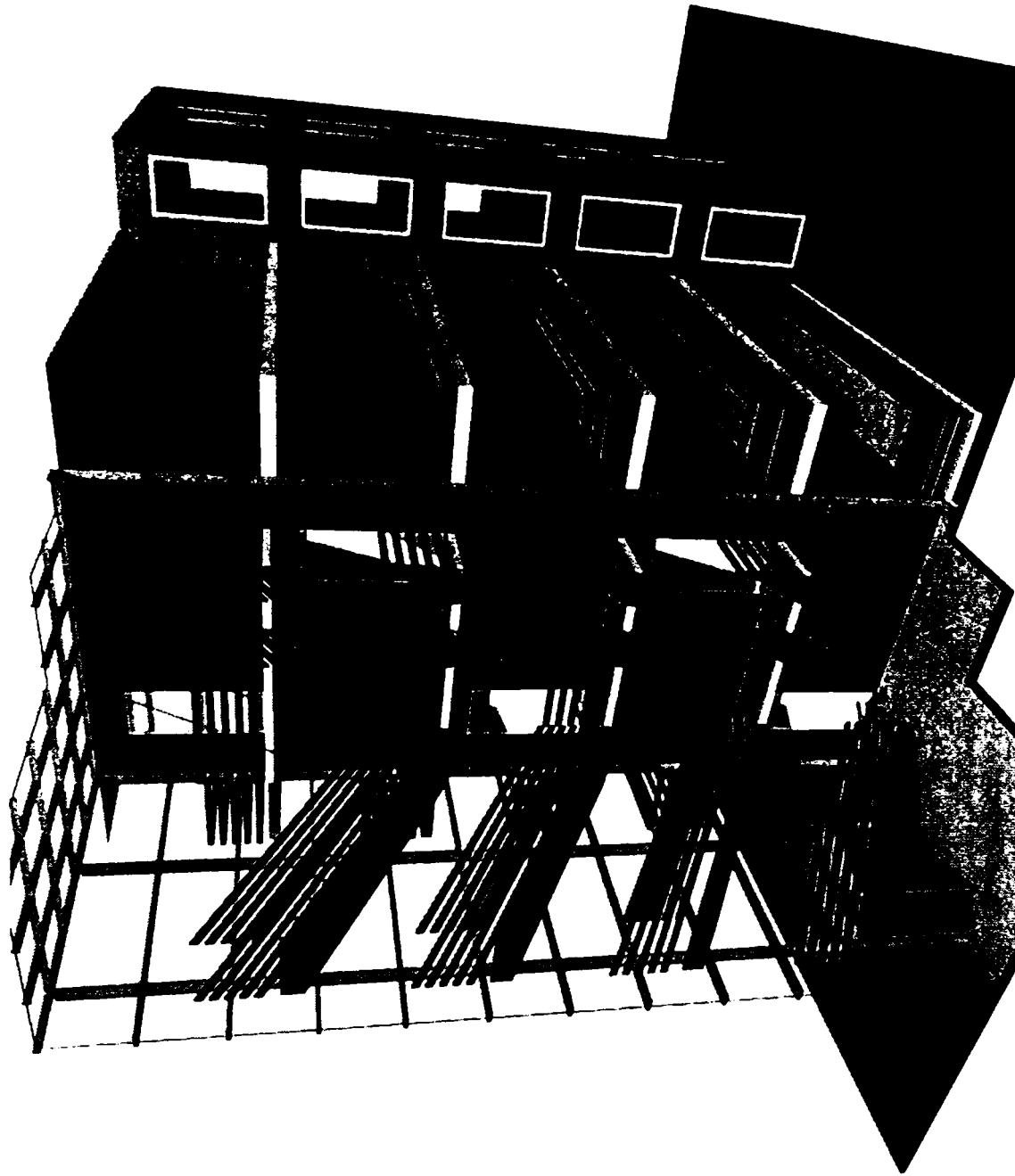
1, "P", "sw67", "sw630.reb"
1, "C", "sw67", "HELP.txt"

```

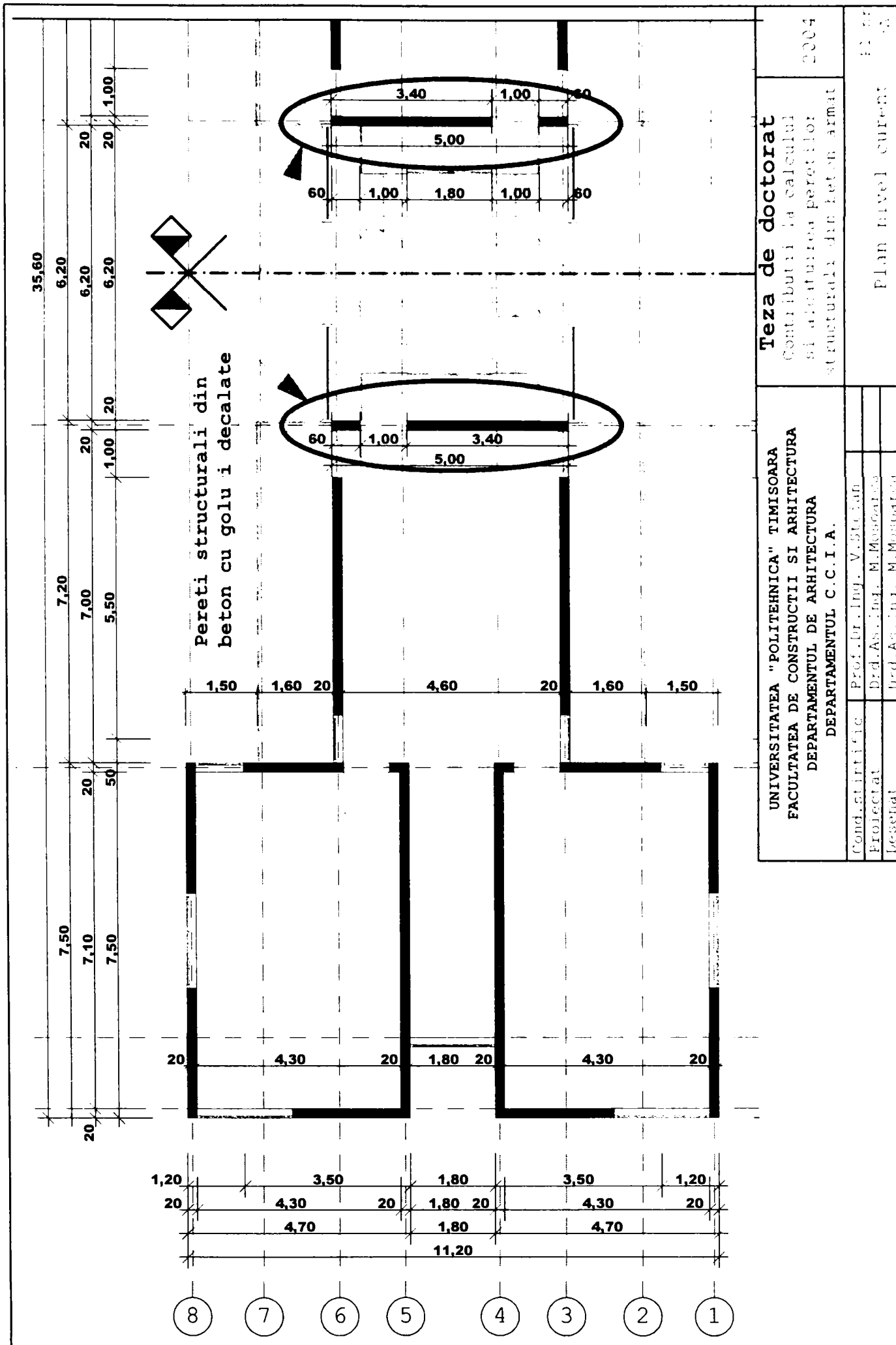


<b>UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" TIMISOARA</b> <b>FACULTATEA DE CONSTRUCTII SI ARHITECTURA</b> <b>DEPARTAMENTUL DE ARHITECTURA</b> <b>DEPARTAMENTUL C.C.I.A.</b>		<b>Teza de doctorat</b> Contributii la calculul si alcatuirea peretilor structurali din beton armat	2004
Cond. stiintific	Prof. Dr. Ing. V. Stoian	Vederi fatada principala	P. nr C.I.A.
Proiectat	Drd. As. Ing. M. Mosoarca		
Desenat	Drd. As. Ing. M. Mosoarca		





<b>UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" TIMISOARA</b> <b>FACULTATEA DE CONSTRUCTII SI ARHITECTURA</b> <b>DEPARTAMENTUL DE ARHITECTURA</b> <b>DEPARTAMENTUL C.C.I.A.</b>		<b>Teza de doctorat</b> Contributii la calculul si alcatuirea peretilor structurali din beton armat	2004
Cond.stintific	Prof.Dr.Ing. V.Stoian	Sectiune casa scari	
Proiectat	Drd.As.Ing. M.Mesorean	P. nr 33A	
Desenat	Drd.As.Ing. M.Mesorean		



**Teza de doctorat**  
Contribuții la calculul  
și alcătuirea peretilor  
structurali din beton armat

2004

UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" TIMISOARA  
FACULTATEA DE CONSTRUCTII SI ARHITECTURA  
DEPARTAMENTUL DE ARHITECTURA  
DEPARTAMENTUL C.C.I.A.

Conducător științific	Prof. Dr. Ing. V. Stăncuș
Proiectant	Drd. As. Ing. M. Mărgărit
Desenat	Drd. As. Ing. M. Mărgărit

Plan nivel curent

13/04

INCERC FILIALA TIMIȘOARA	RAPORT DE ÎNCERCARE	R. I 30/05.02.2003
	OȚEL BETON	Actualizare: 2
	SĂRMĂ TREFILATĂ	Pag. 1 din 1

Beneficiar: ING. MOȘOARCA MARIUS  
 Nr. contract: —  
 Obiectul încercării: Oțel-beton folosit la armare pereți rez. de beton  
 Modul de prelevare: ..... Probe adusă de beneficiar.  
 Data primirii obiectului: 05.02.2003  
 Data efectuării încercării: 05.02.2003  
 Codul procedurii de încercare folosite: ... PTE 3,5 - 13/01.04 - 02;  
 STAS 438/1 - 89; STAS 438/2 - 91; STAS 6605 - 78; SR 438 - 4/1998

Raport Nr.	Oțel tip	φ mm	Furnizor	Rc (N/mm <sup>2</sup> )	Rm (N/mm <sup>2</sup> )	A5 %	U°	D mm	Obs.
			Date probă			<del>A10</del> %			
10218	PC52	6		386	551	34,2	180°	18	C
(The remaining rows of the table are crossed out with a large X)									

CC- numărul certificatului de calitate al produsului  
 Rc- limita de curgere (N/mm<sup>2</sup>); Rm- rezistența la rupere la tracțiune (N/mm<sup>2</sup>);  
 A 5% și A 10% - alungirea la rupere; U°-unghiul de îndoire la rece; D-diametrul domului; C-  
 corespunzător îndoirii la rece; N - necorespunzător îndoirii la rece;

Observație Beneficiarul are obligația de a avea certificatul de calitate al produsului.  
 Prezentul raport de încercare nu înlocuiește certificatul de calitate

Se interzice reproducerea raportului de încercare fără aprobarea INCERC Timișoara  
 Rezultatele încercării se referă numai la obiectele supuse acestei încercări.

Întocmit		Verificat		Aprobat	
Responsabil încercare		Responsabil profil		Director	
sing. Emil Tărău		ing. Horea Mureșan		Prof. Ing. Corneliu Bob	
Data	Semnătura	Data	Semnătura	Data	Semnătura
05.02.2003	<i>[Signature]</i>	05.02.2003	<i>[Signature]</i>		<i>[Signature]</i>

# **Anexa B**

**La capitolul 5**



a)



b)

Figura B. 1 Armarea fundațiilor



a)



b)

Figura B. 2 Detalii de armare colț sus model experimental

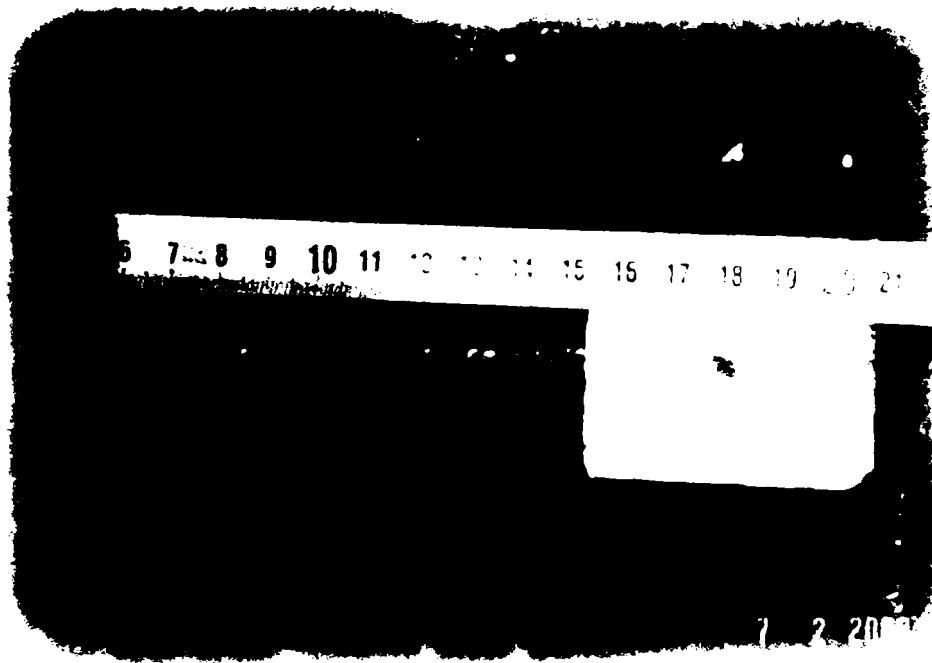
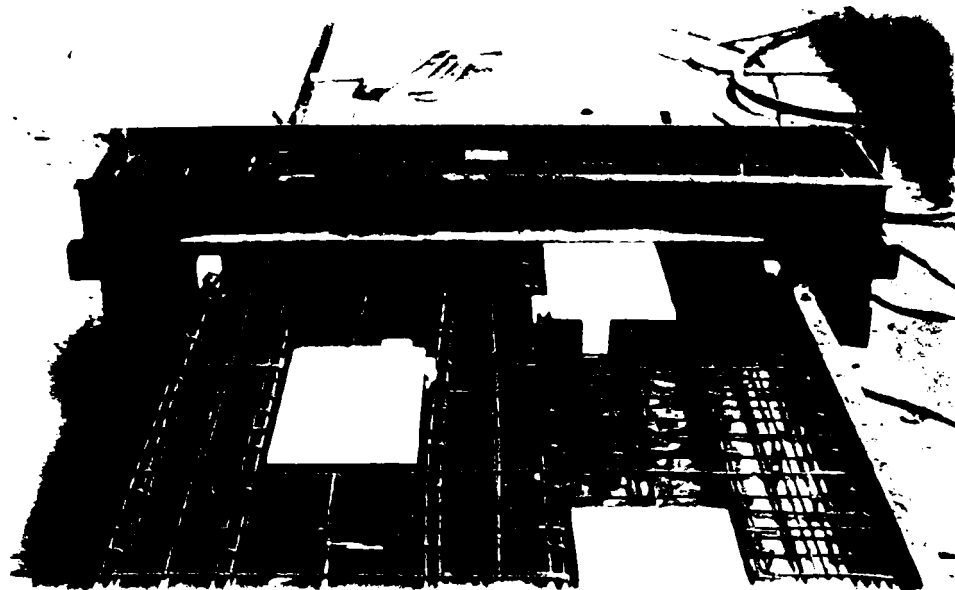


Figura B. 3 Poziționarea bucăților de polistiren și protejarea armșăturilor



11 2 2003

Figura B. 4 Turnarea betonului și prelevarea probelor

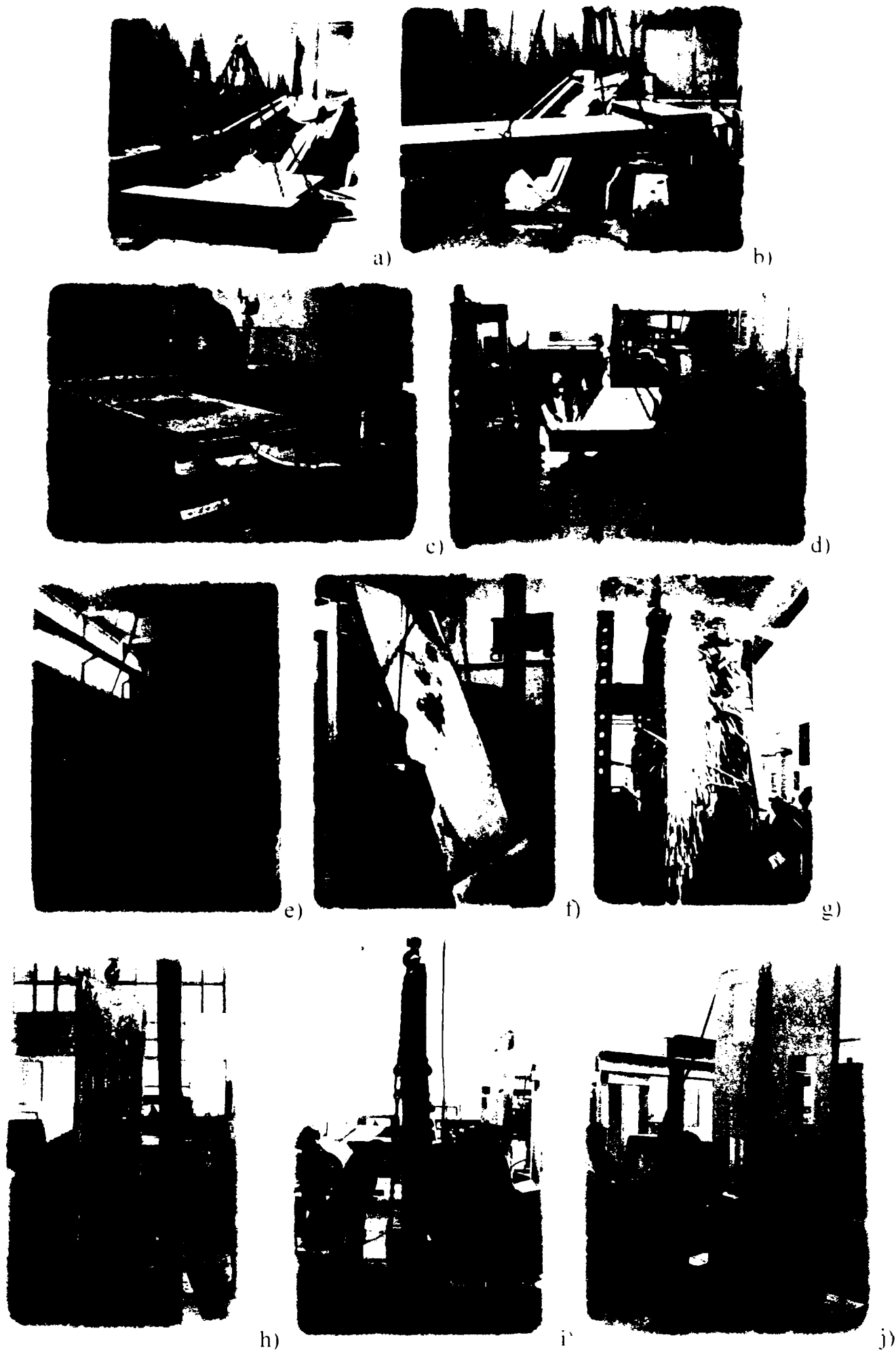


Figura B. 5 Transportul și montajul modelelor experimentale



a)



b)



c) Controlul deplasărilor cu stație totală cu laser  
Figura B. 6 Poze stand și model experimental înainte de încercare



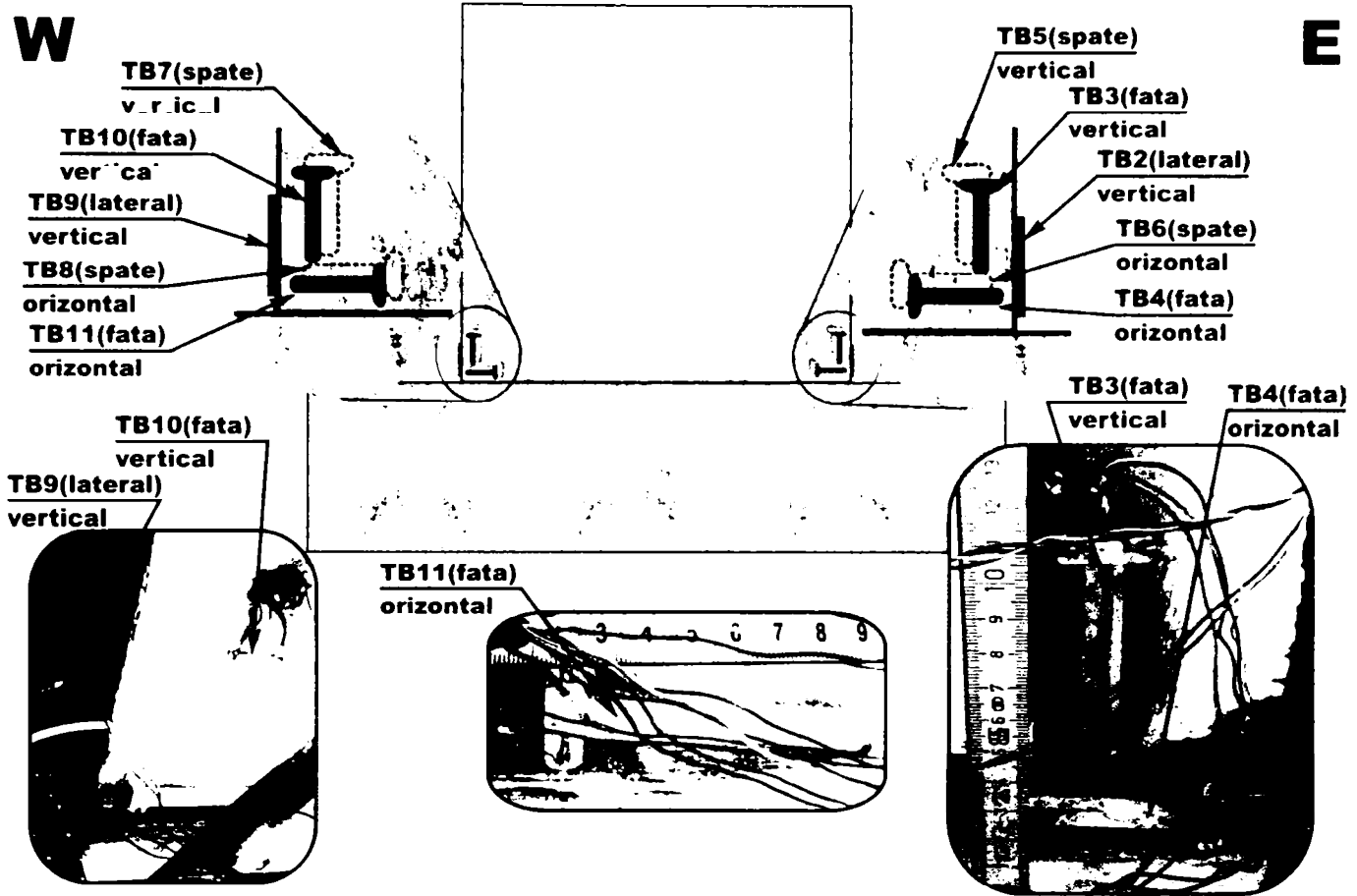


Figura B. 7 Poziționare timbre SW1

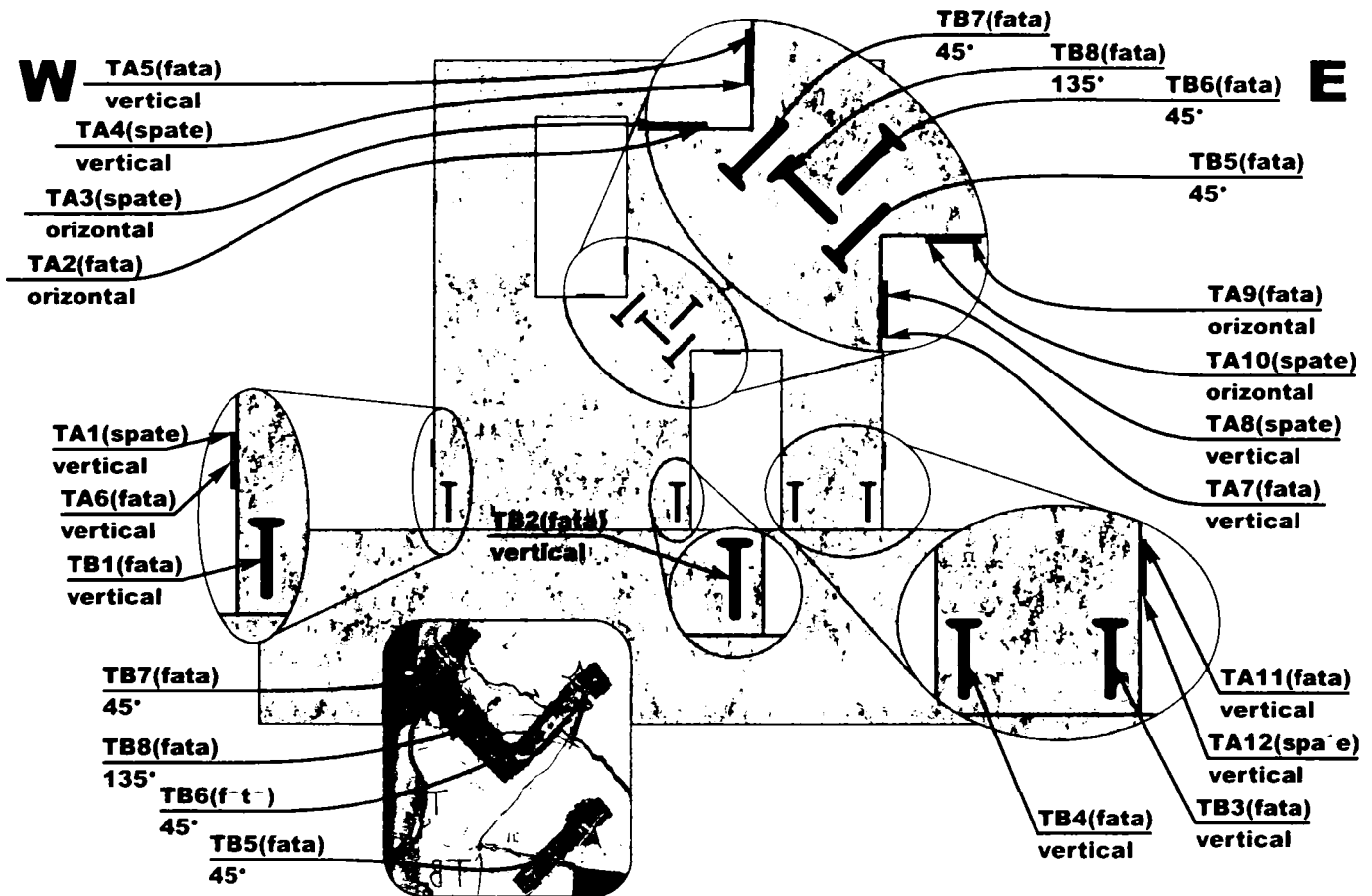


Figura B. 8 Poziționare timbre SW2-3

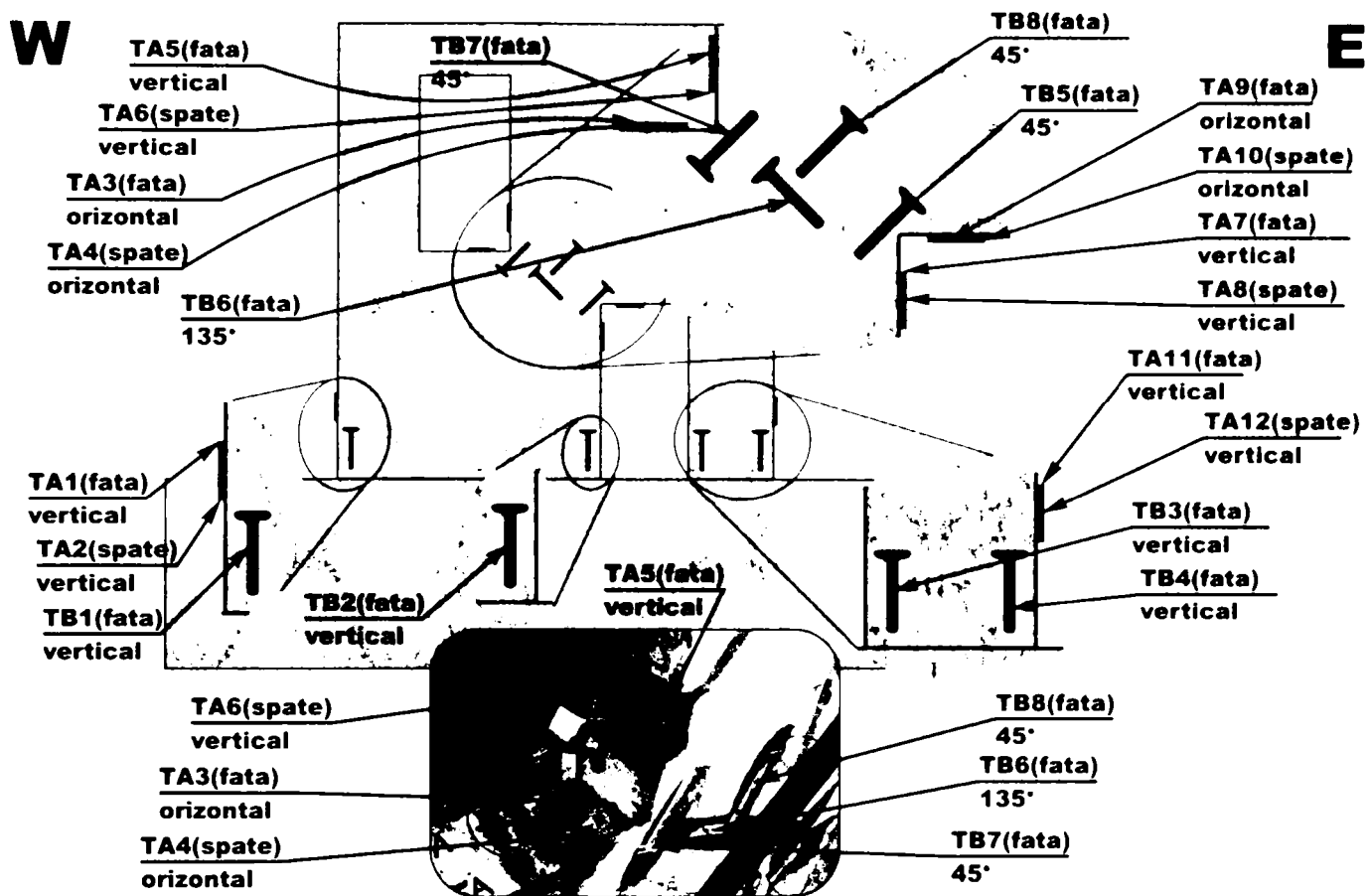


Figura B. 9 Poziționare timbre SW4-5

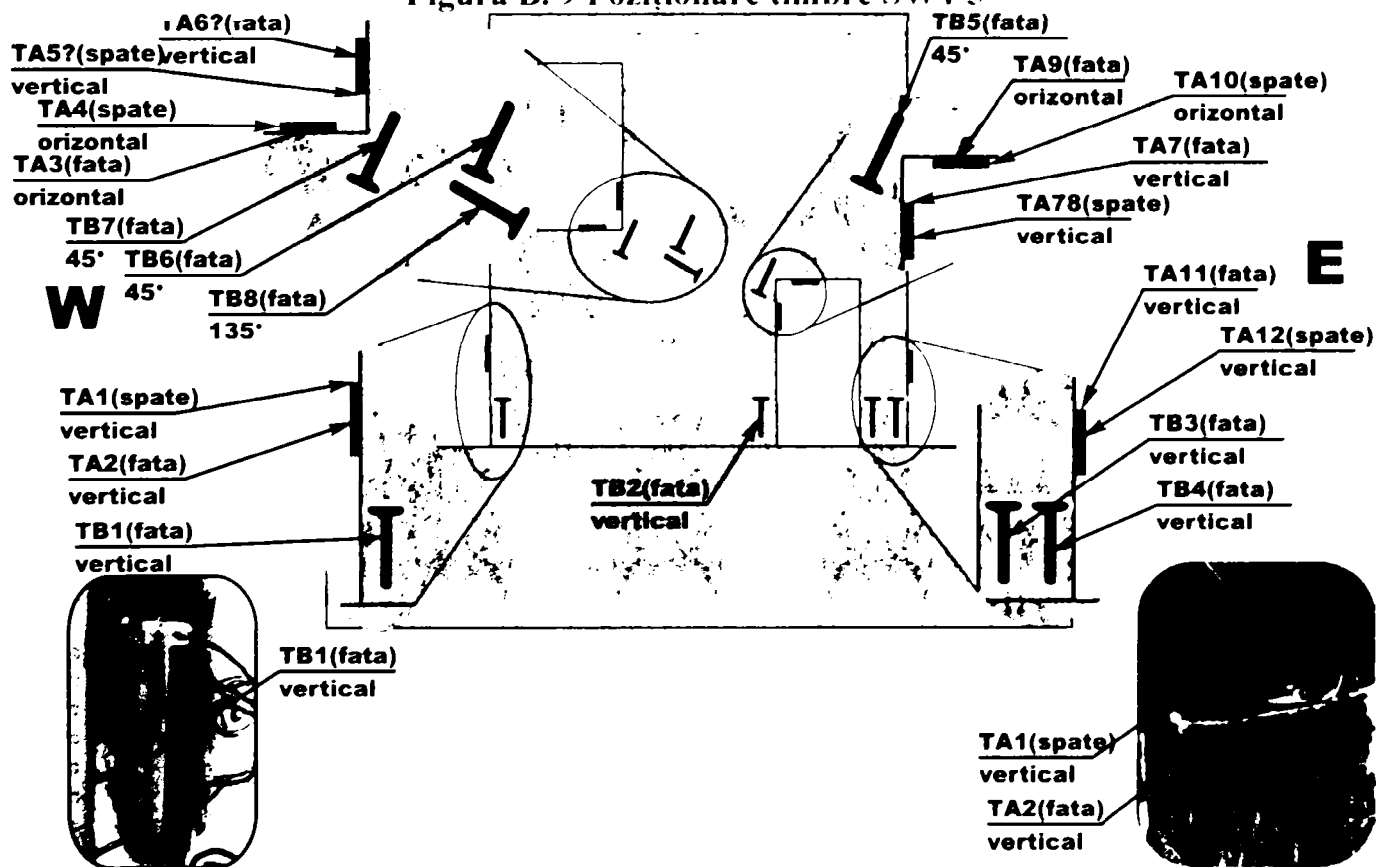


Figura B. 10 Poziționare timbre SW6-7

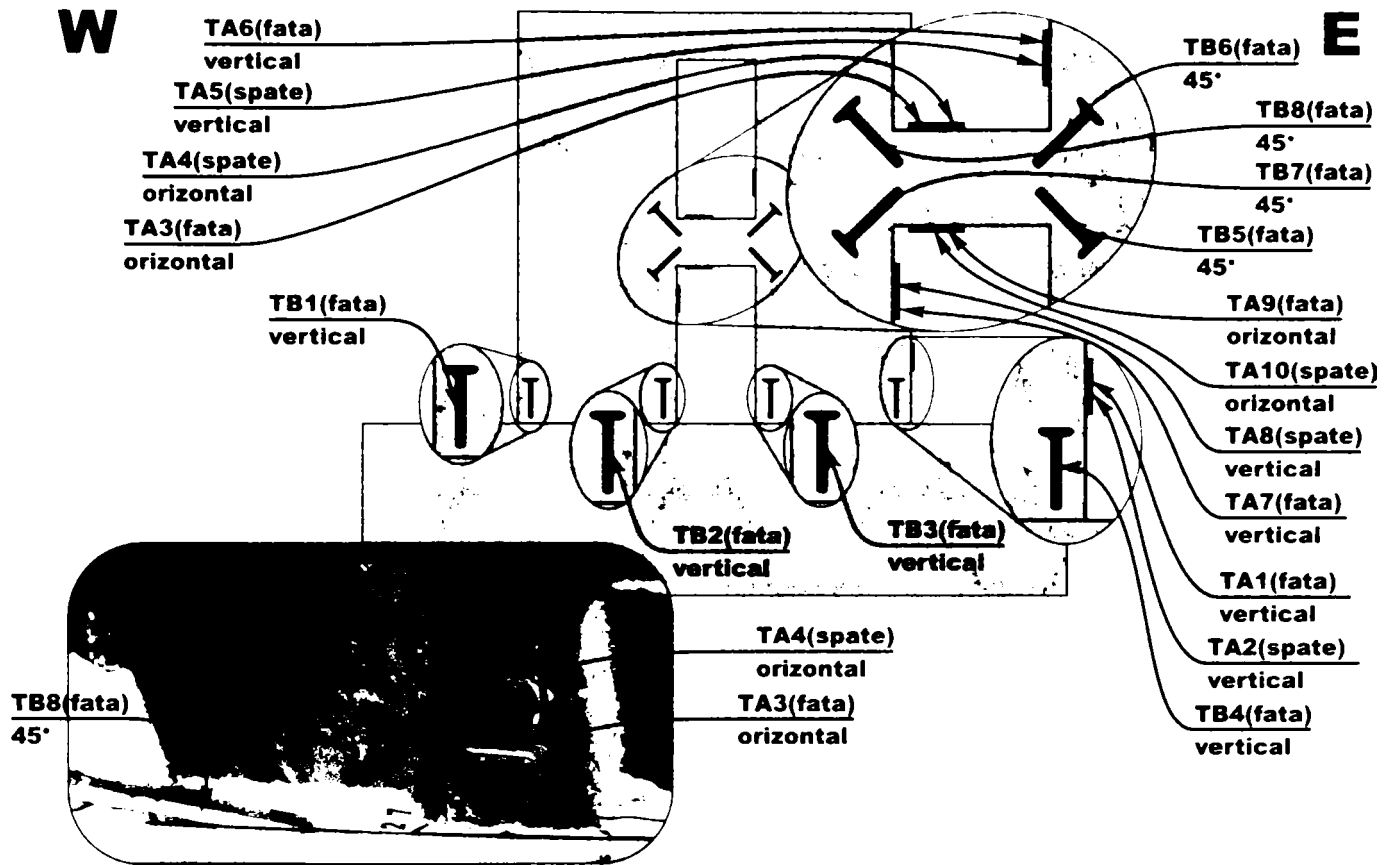


Figura B. 11 Poziționare timbre SW8

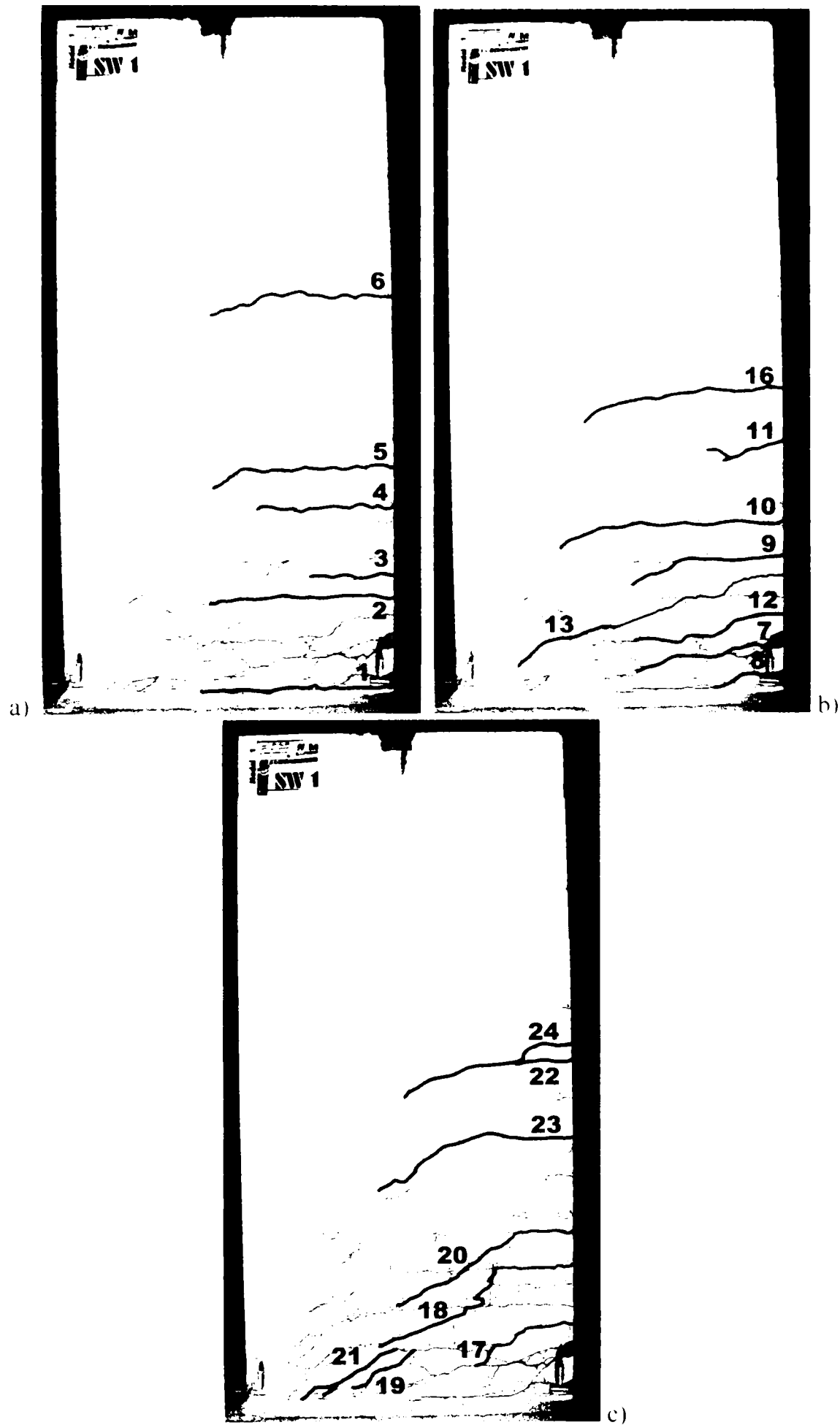


Figura B. 12 Ordinea de fisurare a modelului experimental SW1

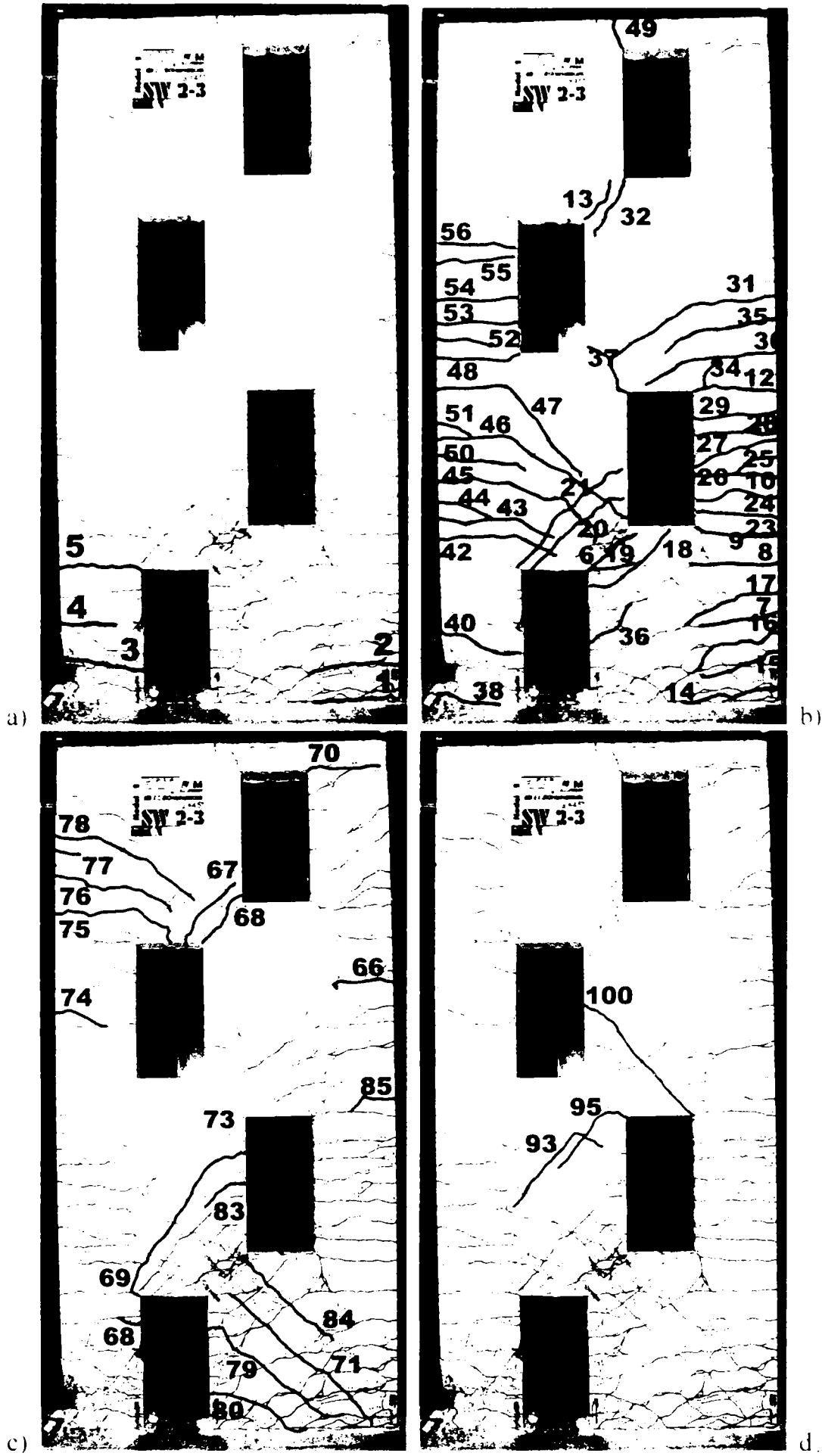


Figura B. 13 Ordinea de fisurare a modelului experimental SW2-3

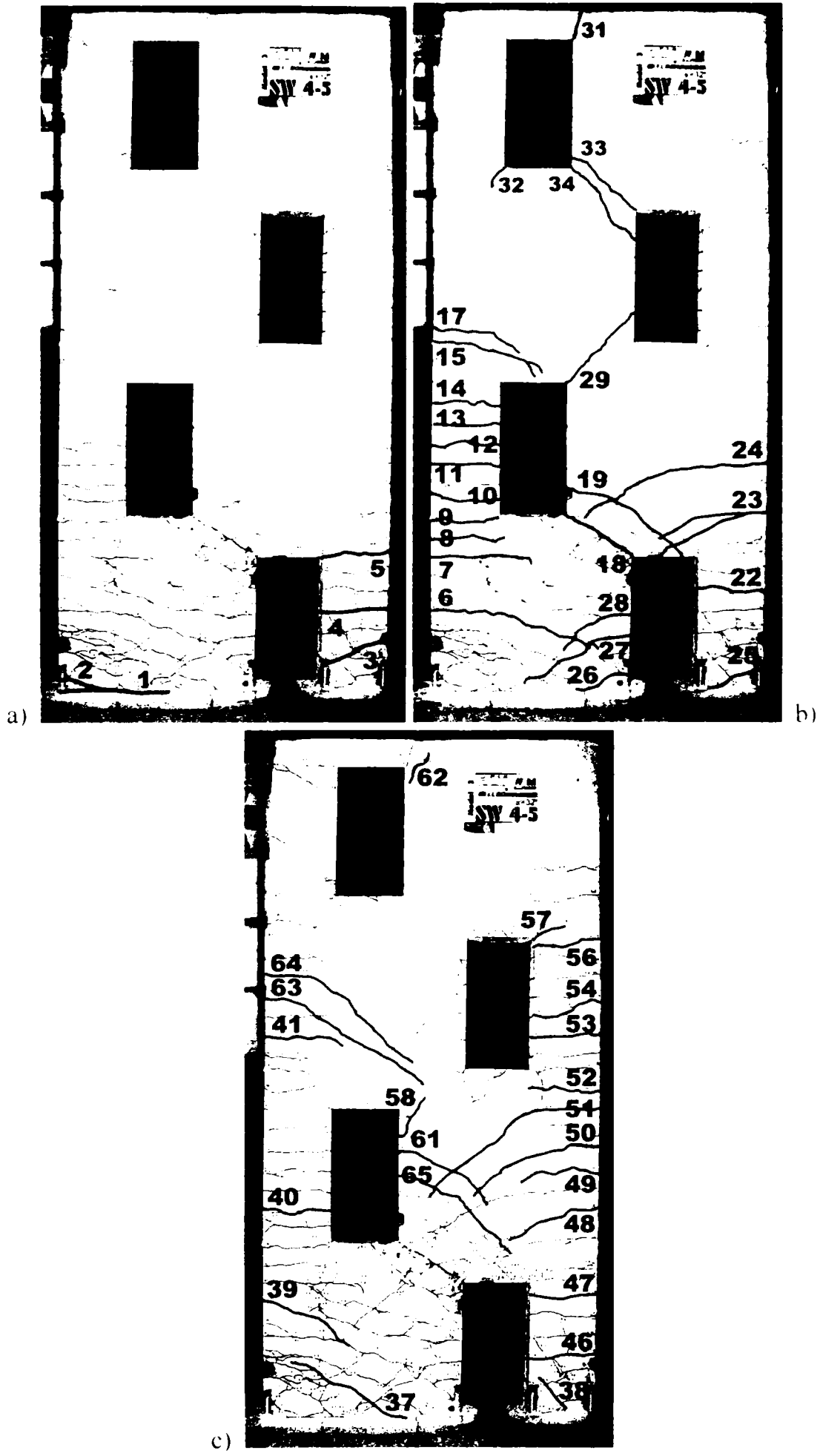


Figura B. 14 Ordinea de fisurare a modelului experimental SW4-5

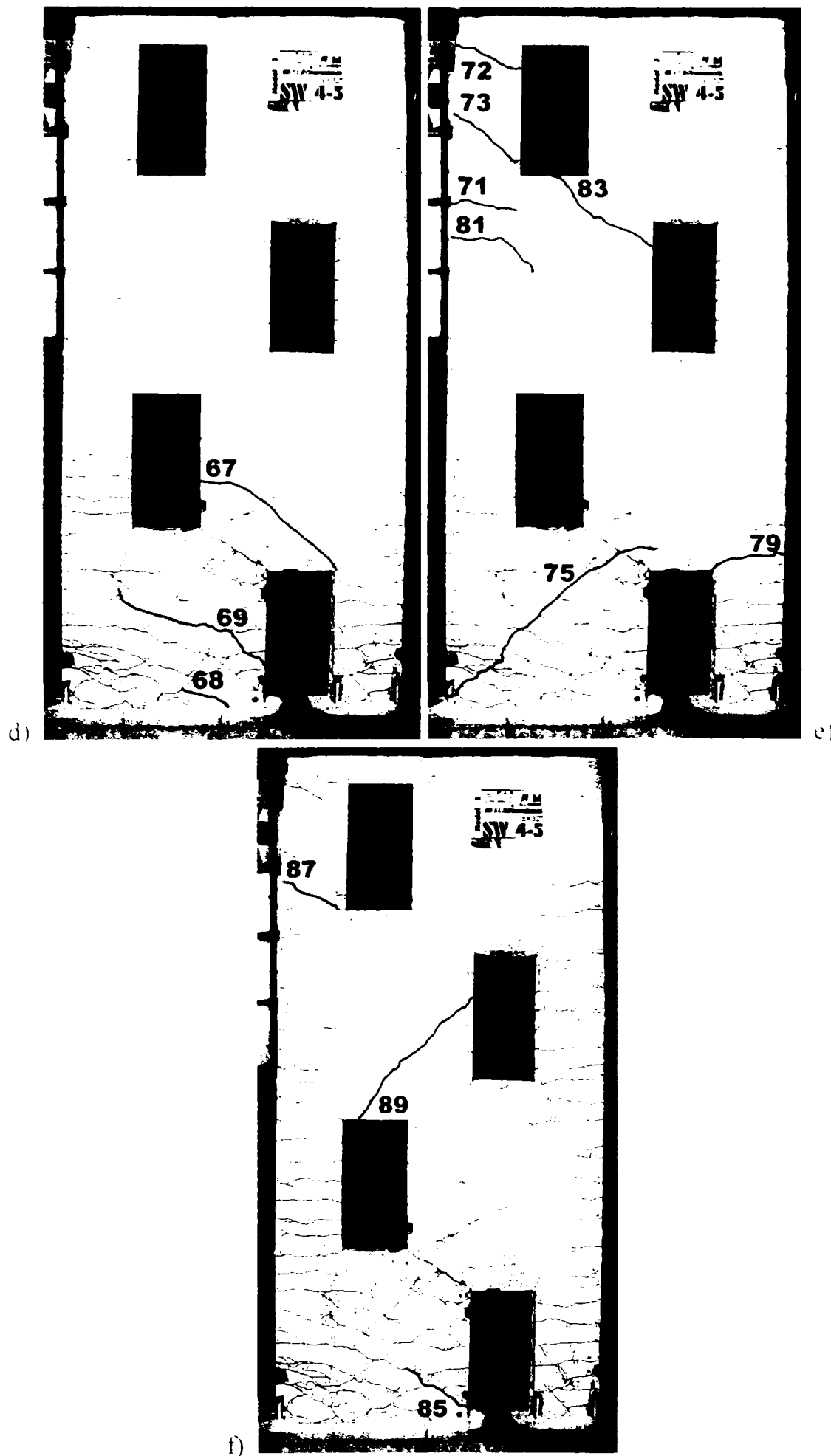


Figura B. 14(continuare) Ordinea de fisurare a modelului experimental SW4-5



Figura B. 15 Ordinea de fisurare a modelului experimental SW6-7



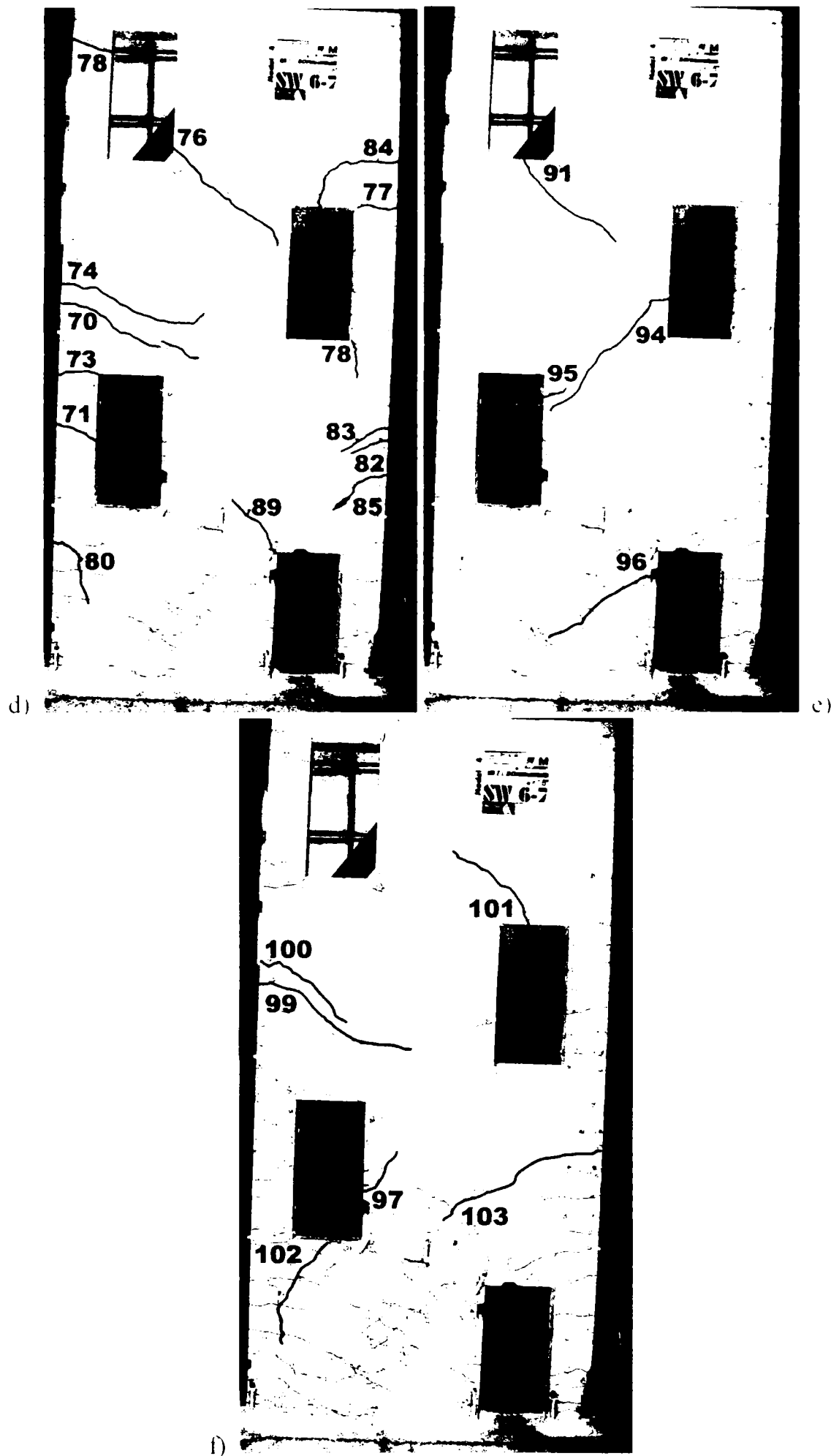


Figura B.15(continuare) Ordinea de fisurare a modelului experimental SW6-7

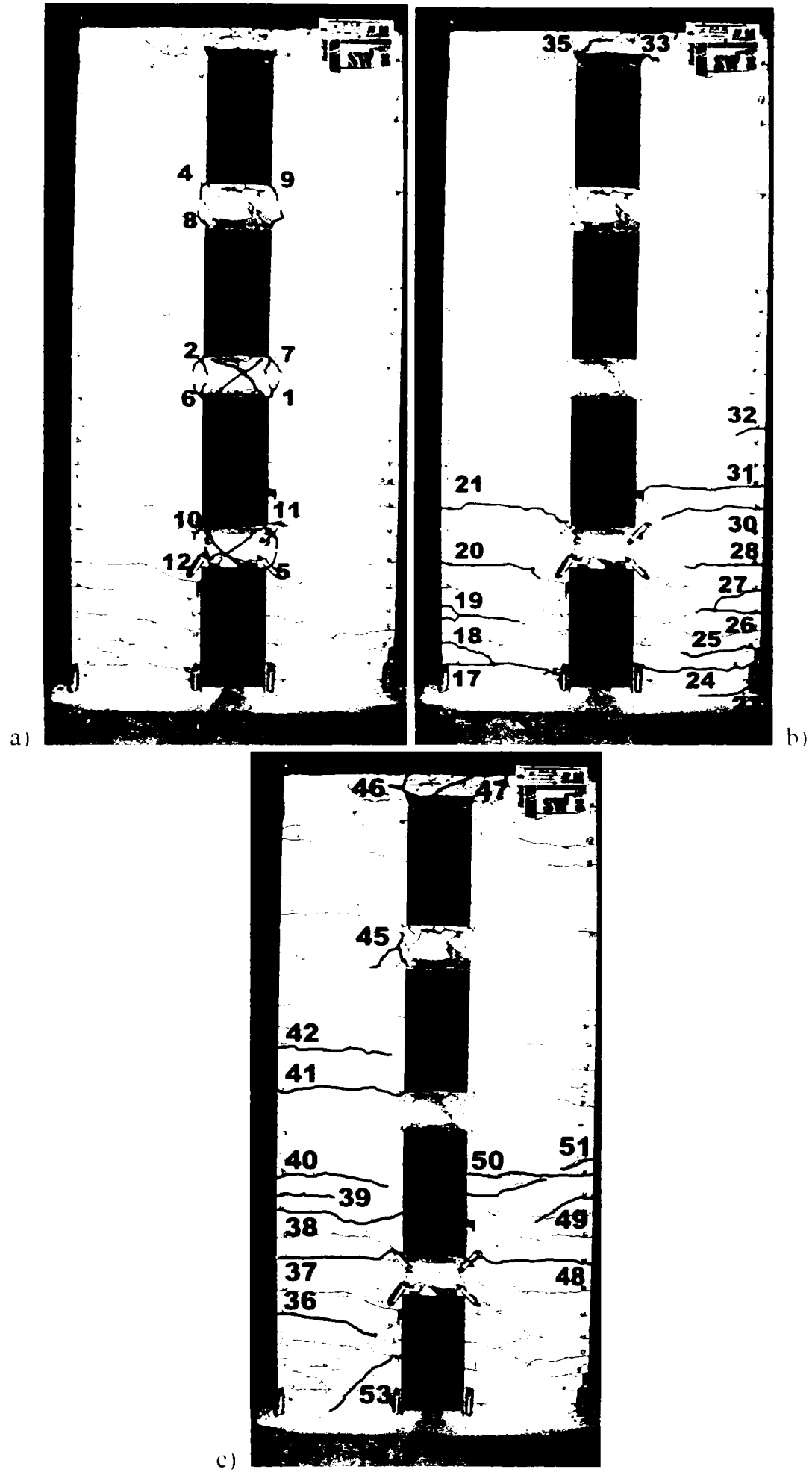


Figura B. 16 Ordinea de fisurare a modelului experimental SW8

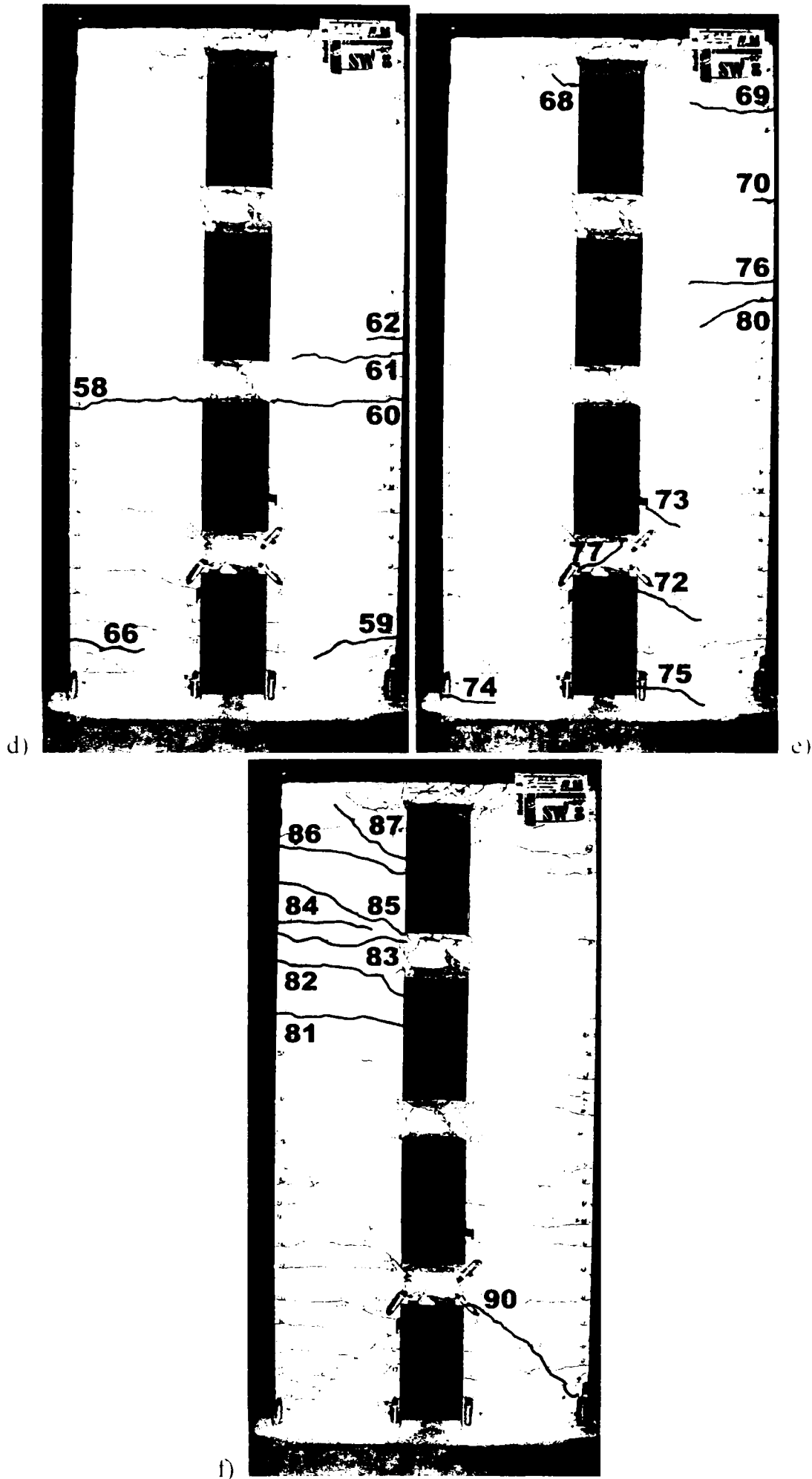
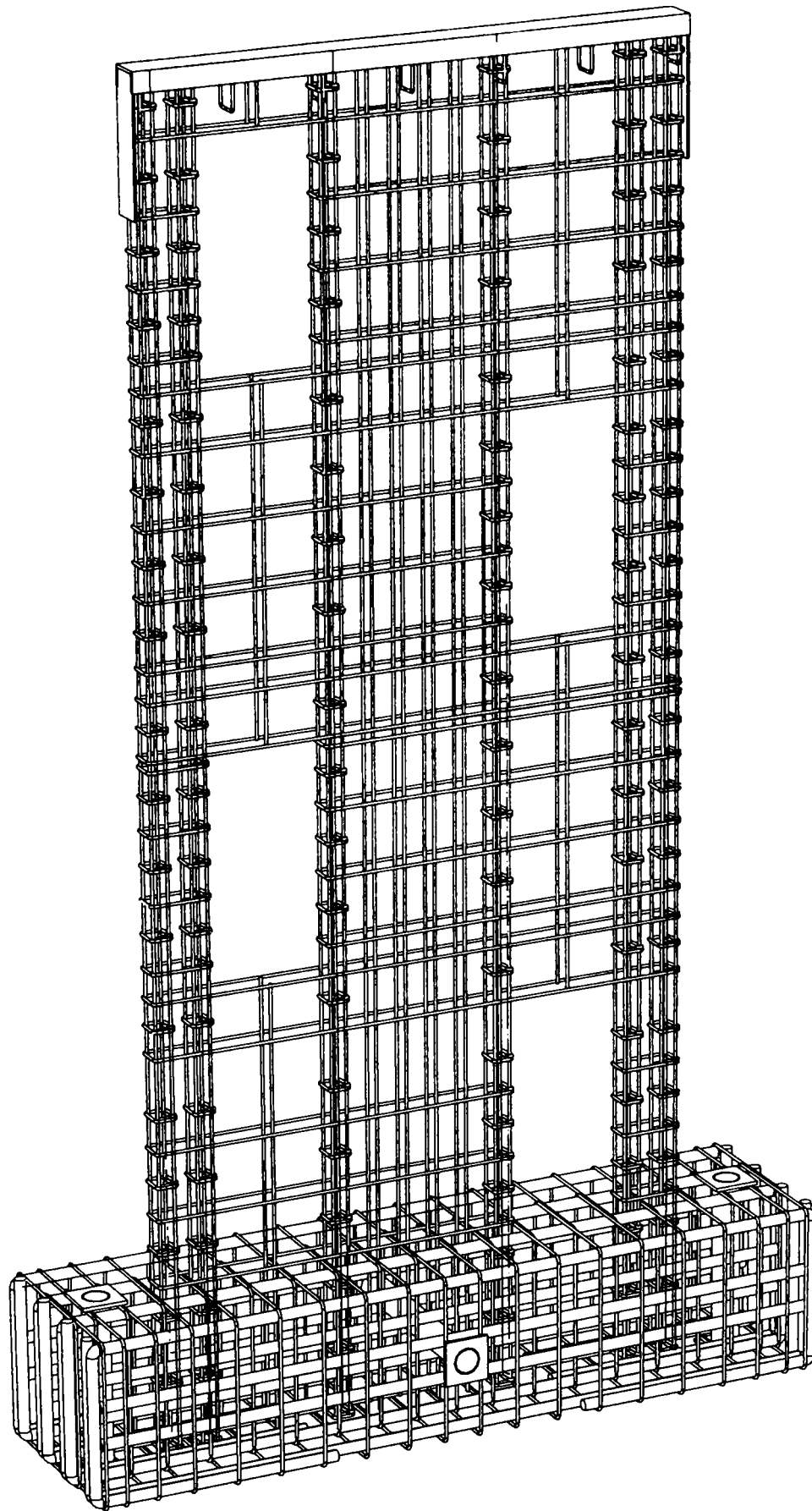


Figura B.16(continuare) Ordinea de fisurare a modelului experimental SW8



UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" - TIMISOARA  
 FACULTATEA DE CONSTRUCTII SI ARHITECTURA  
 DEPARTAMENTUL C.C.I.A.

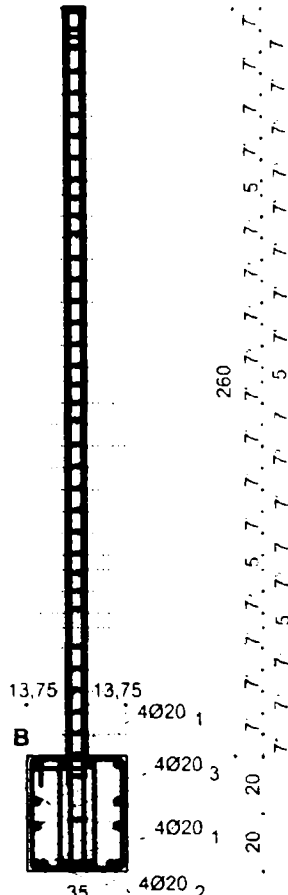
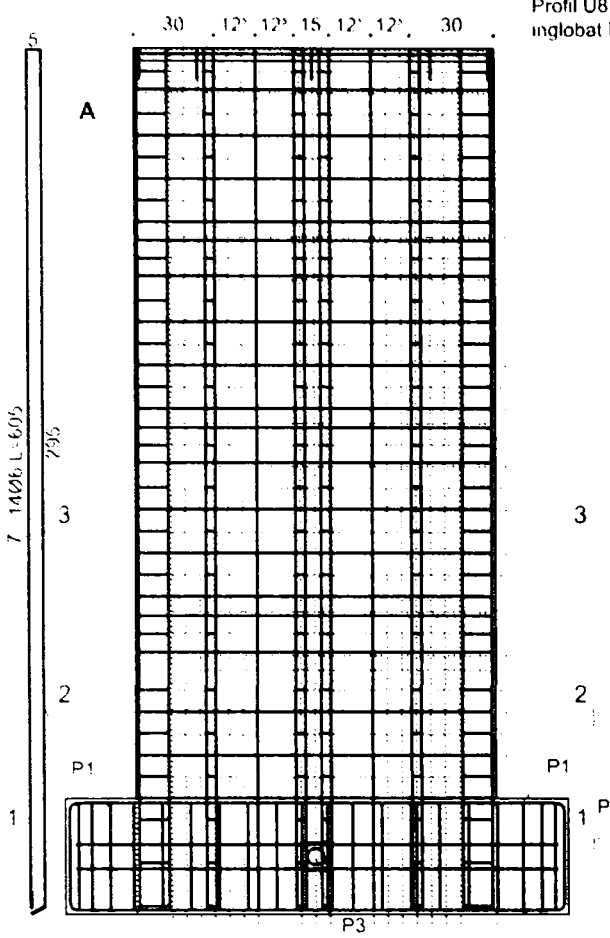
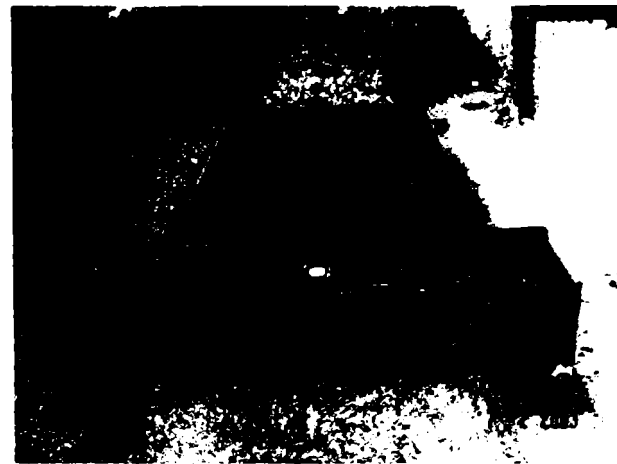
**Teza de doctorat**  
 Contribuții la calculul și alcătuirea  
 pereților structurali din beton armat

Pl. nr.  
 01R

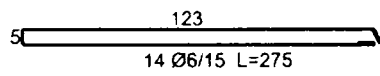
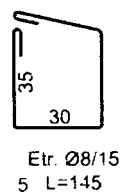
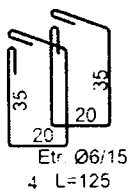
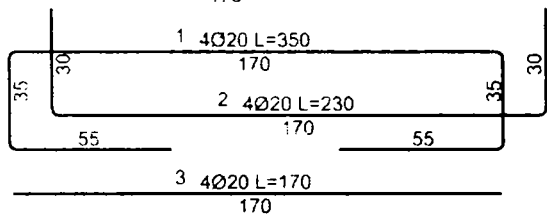
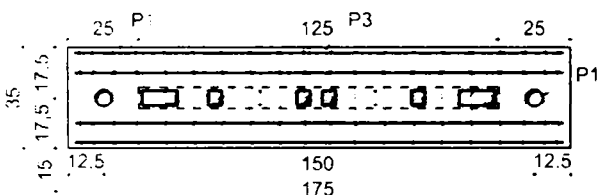
Cond. științific	Prof. Dr. Ing. V. Stoian
Proiectat	Ing. Marius Mosoarcă
Desenat	Ing. Marius Mosoarcă

**Armare perete - Vedere izometrica**

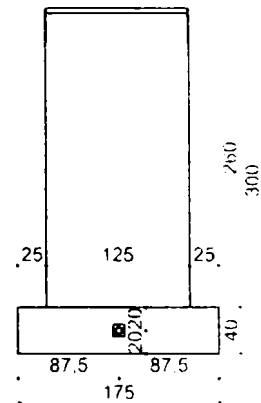
Profil U8 1240  
inglobat P5



Sectiunea 1-1 Sc. 1:20

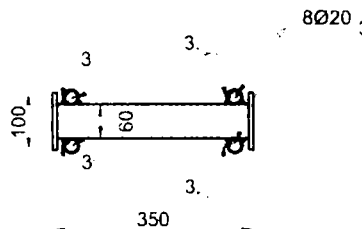


Detaliul (B) montare teava  
Sc 1:10

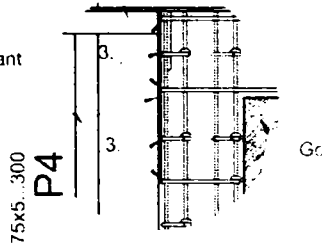


Detaliul (A) placa inglobata  
Sc 1:10

Profil U8

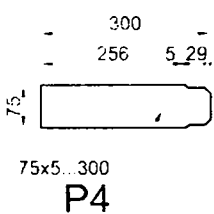
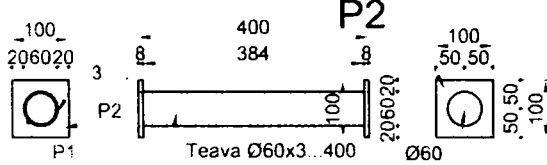


Tirant

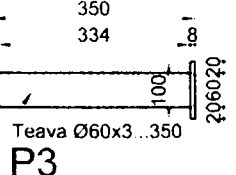


Sectiunea 2-2 Sc. 1:10

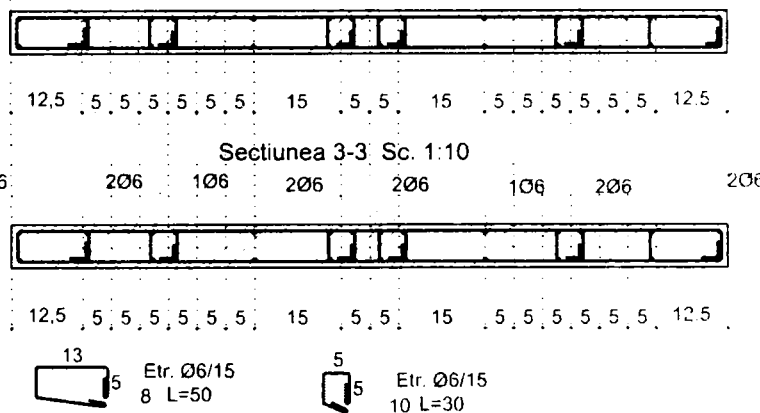
Detaliu teava [OLT45]  
2 Buc. Sc 1:10



Detaliu teava [OLT45]  
1 Buc. Sc 1:10



Sectiunea 3-3 Sc. 1:10



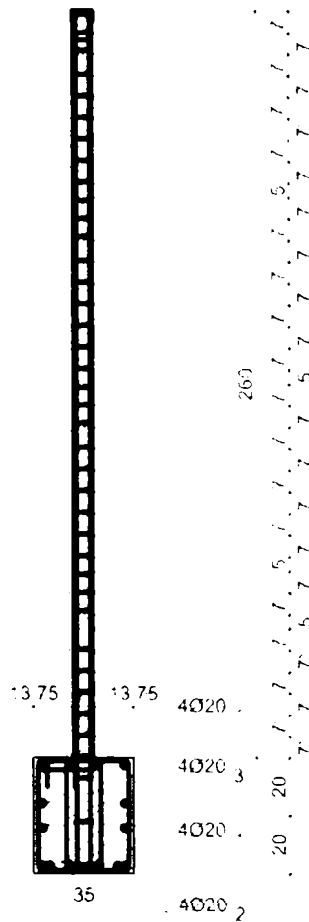
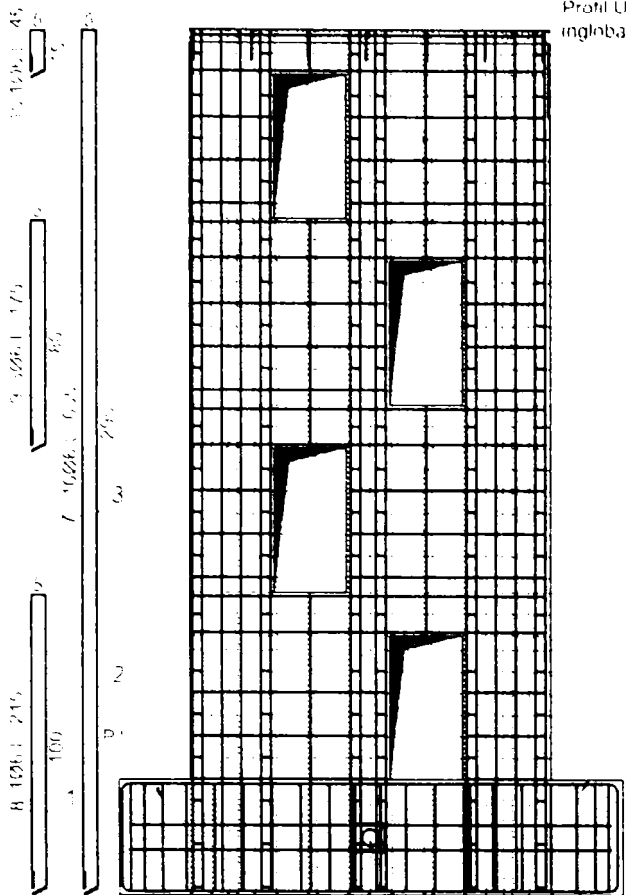
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" - TIMISOARA  
FACULTATEA DE CONSTRUCTII SI ARHITECTURA  
DEPARTAMENTUL C.C.I.A.

Cond. stiintific Prof. Dr. Ing. V. Stoian  
Proiectat Ing. Marius Mosoarcă  
Desenat Ing. Marius Mosoarcă

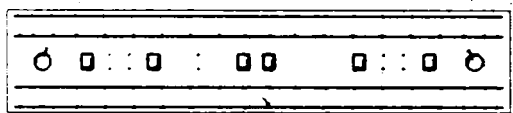
Teza de doctorat  
Contribuții la calculul și alcătuirea  
pereților structurali din beton armat

Pl. nr.  
02R

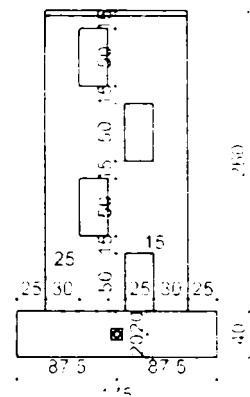
Armare perete SW1



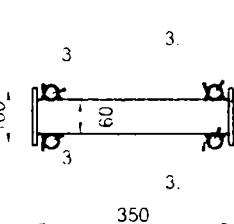
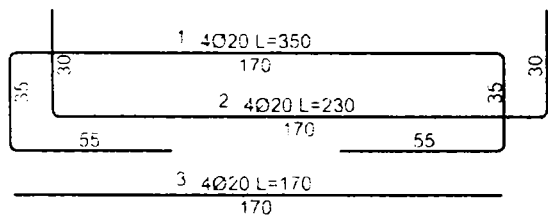
P3  
P1 Secțiunea 1-1 Sc. 1:20 P1



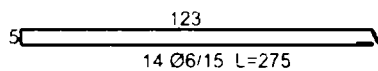
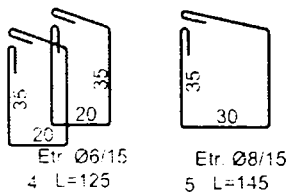
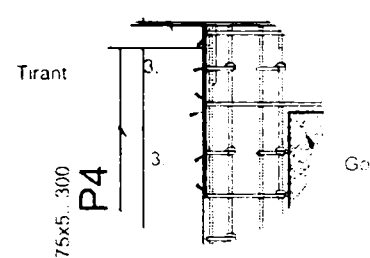
Detaliu (B) montare teava  
Sc 1:10



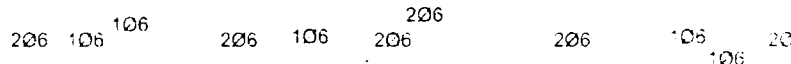
Detaliu (A) placa inglobata  
Sc 1:10



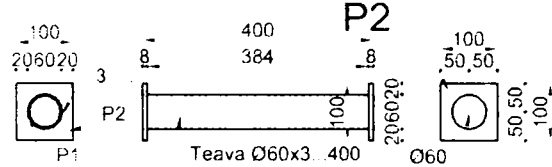
Profil U8



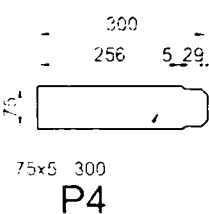
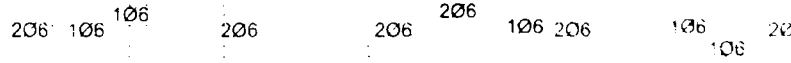
Secțiunea 2-2 Sc. 1:20



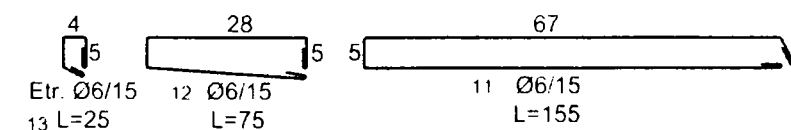
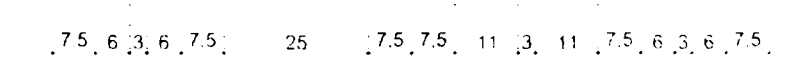
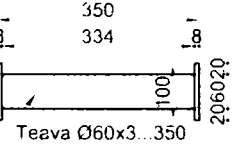
Detaliu teava [OLT45]  
2 Buc. Sc 1:10 100x8...100



Secțiunea 3-3 Sc. 1:20



Detaliu teava [OLT45]  
1 Buc. Sc 1:10



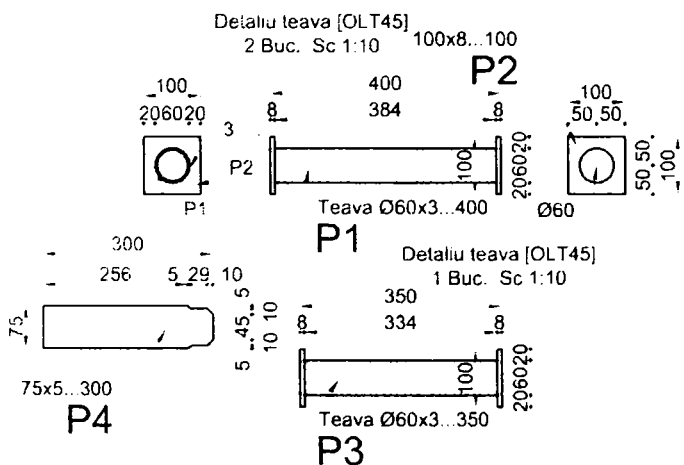
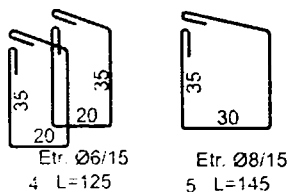
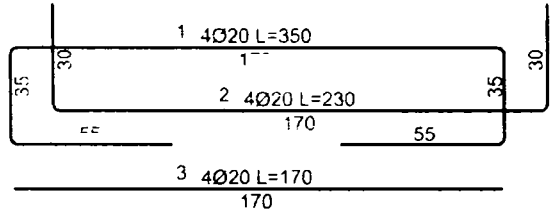
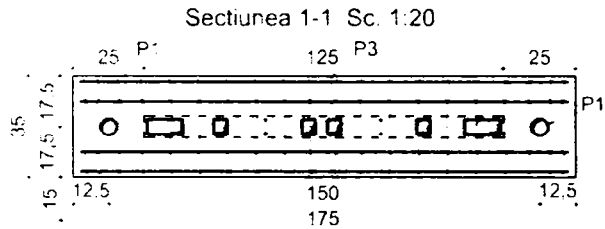
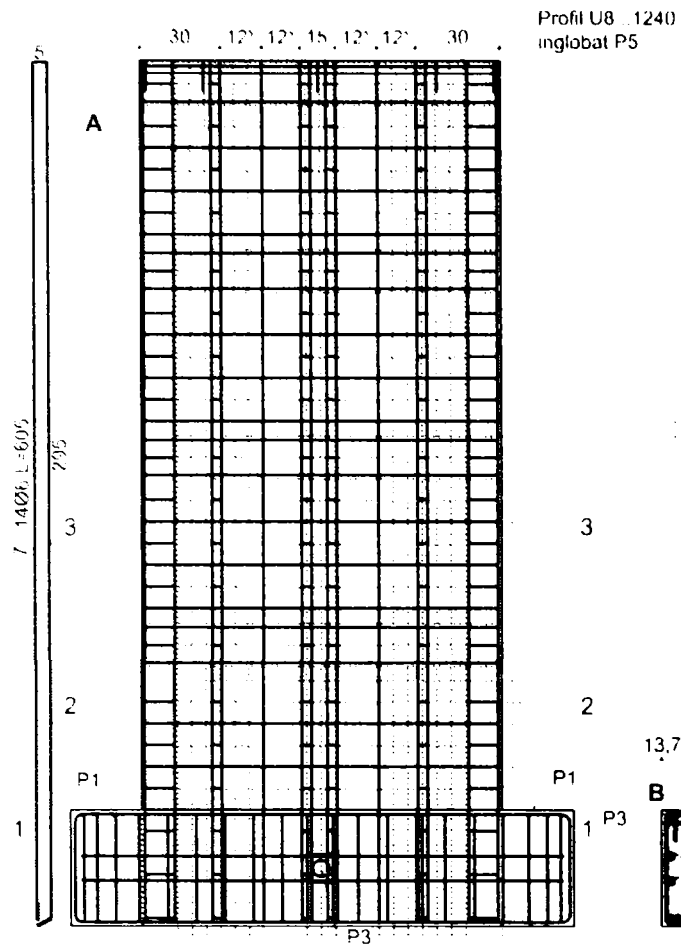
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" - TIMISOARA  
FACULTATEA DE CONSTRUCȚII SI ARHITECTURA  
DEPARTAMENTUL C.C.I.A.

Cond. științific Prof. Dr. Ing. V. Stoian  
Proiectat Ing. Marius Mosoarcă  
Desenat Ing. Marius Mosoarcă

Teza de doctorat  
Contribuții la calculul și alcătuirea  
pereților structurali din beton armat

PL nr.  
03R

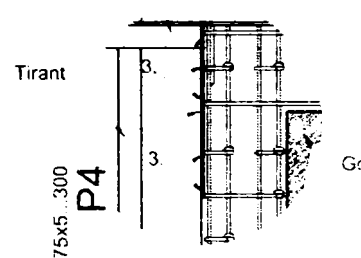
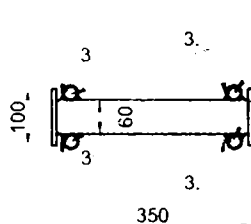
Armare perete SW2-3



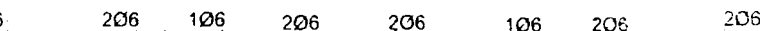
Detaliu (B) montare teava  
Sc. 1:10

Detaliu (A) placa inglobata  
Sc. 1:10

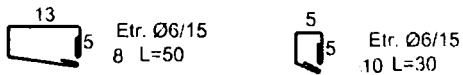
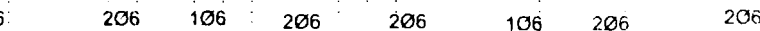
Profil U8



Sectiunea 2-2 Sc. 1:10



Sectiunea 3-3 Sc. 1:10



UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" - TIMISOARA  
FACULTATEA DE CONSTRUCTII SI ARHITECTURA  
DEPARTAMENTUL C.C.I.A.

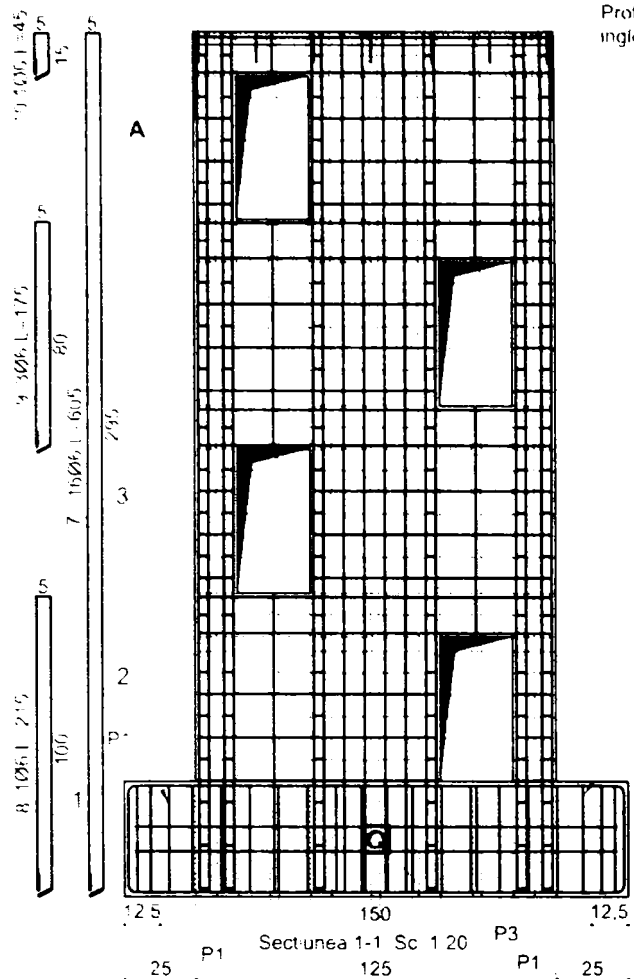
Cond. stiintific Prof. Dr. Ing. V. Stoian  
Proiectat Ing. Marius Mosoarca  
Desenat Ing. Marius Mosoarca

Teza de doctorat

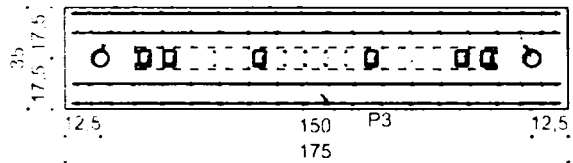
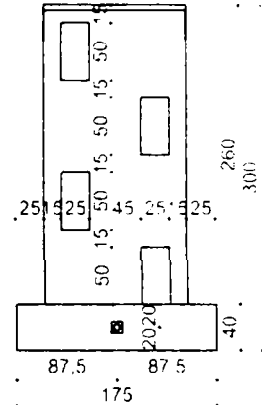
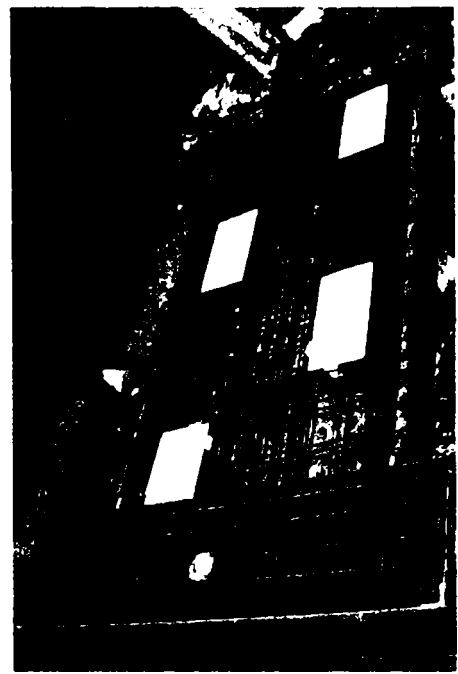
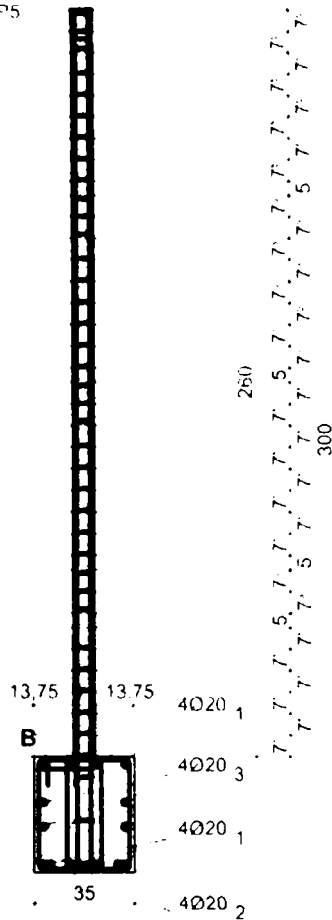
Contributii la calculul si alcaturirea  
peretilor structurali din beton armat

Pl. nr.  
04R

Armare perete SW4-5

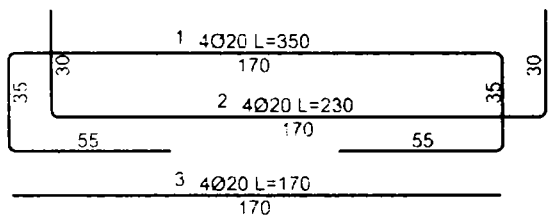


Profil U8 1240  
inglobal P5

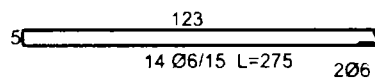
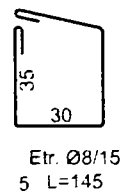
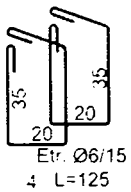
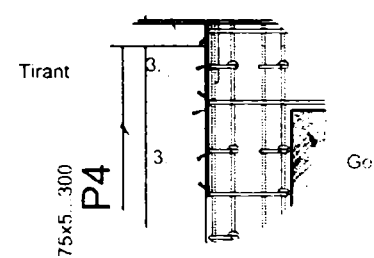
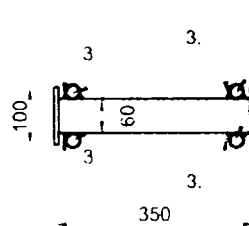


Detaliul (B) montare teava  
Sc 1:10

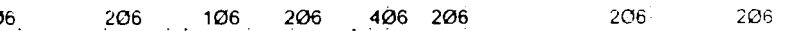
Detaliul (A) placa inglobata  
Sc 1:10



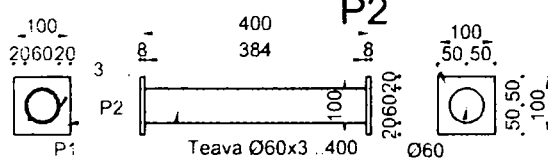
Profil U8



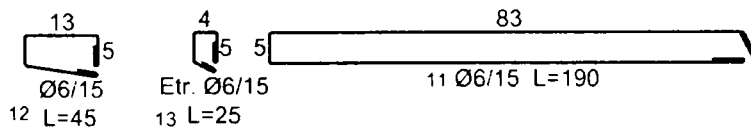
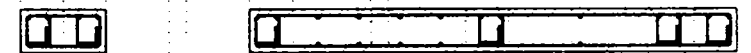
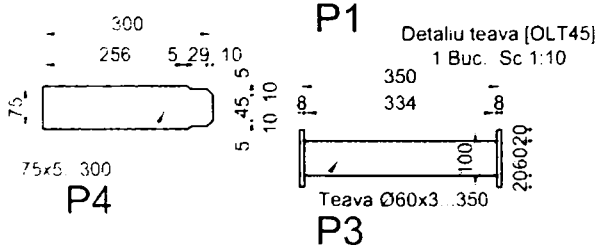
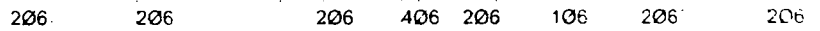
Secțiunea 2-2 Sc. 1:10



Detaliu teava [OLT45]  
2 Buc. Sc 1:10



Secțiunea 3-3 Sc. 1:10



UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" - TIMISOARA  
FACULTATEA DE CONSTRUCTII SI ARHITECTURA  
DEPARTAMENTUL C.C.I.A.

Teza de doctorat  
Contribuții la calculul și alcătuirea  
pereților structurali din beton armat

Pl. nr  
05R

Cond. științific Prof. Dr. Ing. V. Stoian  
Proiectat Ing. Marius Mosoarcă  
Desenat Ing. Marius Mosoarcă

Armare perete SW6-7





# Bibliografie

---

- [1]. Aejaz, A.; J. K. Wight (1991) - *RC Structural walls with staggered door openings*. Journal of Structural Engineering, vol. 117, no. 5, pag. 1514 – 1531, Mai 1991
- [2]. Agent, R.; Dumitrescu, D.; Postelnicu Tudor (1992): *Îndrumător pentru calculul și alcătuirea elementelor structurale din beton armat* – Editura Tehnică București 1992
- [3]. Agent, R.; Postelnicu, T. (1982): *Calculul structurilor cu diafragme din beton armat*, Editura tehnică, București
- [4]. Alavi, B.; Krawinkler, H. (2000): *Consideration of near-fault ground motion effects in seismic design*. In 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, 30 January – 4 February 2000, CD – ROM 2665
- [5]. Anastasescu, D. (2002): *Aspecte privind evoluția proiectării construcțiilor în zonele seismice bănățene*, Seminar : influența tipului de cutremur și a condițiilor locale asupra răspunsului seismic al construcțiilor, (2002)
- [6]. Anastasiadis, A. (1999): *Probleme de ductilitate la structurile metalice în cadre necontravântuite*, Teza de doctorat U.P.T. 1999
- [7]. Avram, C.; Făcăoaru, I., s.a.(1971): *Rezistențele și deformațiile betonului*, Editura Tehnică, București, 1971
- [8]. Avram C.; Bob, C.; Friedrich, R.; Stoian V. (1984): *„Structuri din beton armat – metoda elementelor finite. Teoria echivalențelor*. Editura Academiei RSR – București 1984
- [9]. Bertero, V.V. (1992): *The need for multi-level seismic design criteria*. In 11<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, 23-28 June 1992
- [10]. Bertero, V.V. (1997): *Performance-based seismic engineering: A critical review of proposed guidelines*, Seismic Design Methodology for the Next Generation of Codes,(eds. P. Fajfar, H. Krawinkler) Bled, 24-27 June 1997, Balkema, Rotterdam, 1-32
- [11]. Bisch, P.; Coin, A., (1998): *The CAMUS research*, 11th European Conference on Earthquake Engineering, 1998 Balkema, Rotterdam
- [12]. Bob, C.; Ghersi, A.; s.a. (1997): - *EUROCODE 2 – Calculul structurilor din beton, beton armat și beton precomprimat – exemple de calcul*, Editura Bridgeman s.r.l.Timisoara 1997
- [13]. Bommer, J.J.; Elnashi, A.S. (1999): *Displacement spectra for seismic design*. Journal of Earthquake Engineering, Vol. 3, No. 1, 1-32
- [14]. Bozorgnia, Y.; Niazi, M. (1995): *Characteristics of free-field vertical ground motion during the Northridge earthquake*. Earthquake Spectra, Vol. 11, No.4, 515-525
- [15]. Brînzan, I; Barbaiani, M. (1976): *Calculul și alcătuirea structurilor etajate cu diafragme*, Editura Tehnică București, 1976
- [16]. Cadar, Ioan; Clipii, Tudor; Tudor, Agneta (1999): *Beton armat*, Editura Orizonturi universitare, Timișoara, 1999
- [17]. Căpățîna, D. (1976): *Calculatorul în ajutorul proiectării construcțiilor*, Editura Tehnică București, 1976
- [18]. Chouw, N. (2000): *Performance of structures during near-source earthquakes*. In 12<sup>th</sup> Conference on Earthquake Engineering, Auckland, 30 January – 4 February 2000, CD – ROM 0368

- [19]. Cișmigiu, A.(1978) : Forțe. *Materiale. Structuri*. Curs Facultatea de Arhitectura Ion Mincu, Bucuresti
- [20]. Ciuhandu, G.(1986): *Contribuții la studiul diaframelor din beton armat monolit cu goluri* Teză de doctorat, Institutul Politehnic « Traian Vuia » Timișoara, Facultatea de construcții
- [21]. Combescure, D.; Queval, J.C.; Sollogoub, P.; Bonnici, D.; Labbe, P. (1998): *Effect of near-field earthquake on a R/C bearing wall structure. Experimental and numerical studies*. In 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Paris, 6-11 September 1998, CD-ROM 162
- [22]. Combescure, D., Queval, J.C., Sollogoub, P. (1998) : "CAMUS" *experimental program. In-plane seismic test of 1/3<sup>rd</sup> scaled R/C bearing walls*, 11th European Conference on Earthquake Engineering, 1998 Balkema, Rotterdam
- [23]. Fajfar, P. (1998): *Trends in seismic design and performance evaluation approaches*. In 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Paris, 6-11 September 1998, Balkema, Rotterdam, Invited Lectures, 237-249
- [24]. Fajfar, P.; Gašperšič, P. (1996): *The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, 31-46
- [25]. Fajfar, P.; Gašperšič, P. (1995): *A method for prediction of seismic damage in RC buildings*, 10<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Vienna, 1994, Proceedings, Balkema, Vol. 2, 1053-1058
- [26]. Fardis, N.; Panagiotakos, B.; Telemachos, A. (1997): *Displacement-based design of RC buildings: Proposed approach and application*, Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes,(eds. P. Fajfar, H. Krawinkler) Bled, 24-27 June 1997, Balkema, Rotterdam, 195-206
- [27]. Filimon, I., Clipii T., Jiva, C., Tudor, A., Florea, A., Iosip-Moț, S.(1990): *Calculul și alcătuirea elementelor din beton armat, îndrumător de proiectare*, Editura IPTVT Timișoara, 1990
- [28]. Fintel, M. (1994) - *Observation on the performance of buildings with shears walls in earthquake of the last thirty years*, European Conference on Earthquake Engineering 1994
- [29]. Gariel, J.C. (1992): *Near-fault site effects: Some theoretical results*. In 1011<sup>th</sup> Conference on Earthquake Engineering, Madrid, 19-24 July 1994, Balkema, Rotterdam, 721-726
- [30]. Gašperšič, P.; Fajfar, P. (1992): *An approximate method for seismic damage analysis of buildings*, 10<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Proceedings, Balkema, Vol. 7, 3921-3926
- [31]. Gioncu, V.; Mazzolani, F. (2002): *Ductility of seismic resistant steel structures*, Editura Spon Pres, New York
- [32]. Gioncu V. (2002) - *New Trends in seismic design*, pag 205-208, Conferința internațională, Bratislava, 2002
- [33]. Gioncu V. (2002), *Propuneri pentru îmbunătățirea normativului P100-92 privind seismele bănățene- Seminar : influența tipului de cutremur și a condițiilor locale asupra răspunsului seismic al construcțiilor*, (2002)
- [34]. Hamburger, R.O. (1996): *Implementing performance based seismic design in structural engineering practice*. In 11<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, 23-28 June 1996, CD-ROM 2124
- [35]. Hamburger, R.O. (1997): *Defining Performance objectives*. In *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, (eds. P. Fajfar, H. Krawinkler), Bled, 24-27 June 1997, Balkema, Rotterdam, 33-42
- [36]. Ianca, S. (1987): *Contribuții la studiul ductilității diaframelor din beton armat, pentru clădiri*, Teza de Doctorat, Timișoara, 1987

- [37]. Ile, N.; Reynouard, J.M.; Bisch, Ph.(1998): *Innovative seismic design concepts for new and existing structures (ICONS) – Shear wall structures (Topic 5)*, 11th European Conference on Earthquake Engineering, 1998 Balkema, Rotterdam
- [38]. Kilar, V.; Fajfar, P. (1996): *Simplified push-over analysis of building structures*, 11<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Proceedings, Elsevier
- [39]. Krawinkler, H. (1997): *Research issues in performance based seismic engineering*. In *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, (eds. P. Fajfar, H. Krawinkler) Bled, 24-27 June 1997, Balkema, Rotterdam, 47-58
- [40]. Lungu, D.; Mazzolani, F.; ș.a. (1997): - *EUROCODE 8 – Calculul structurilor în zone seismice – exemple de calcul*, Editura Bridgeman s.r.l.Timișoara 1997
- [41]. Marino, A. (1992): *L' architettura del Grattacielo*, Gangemi Editore, Società Editrice Roma-Reggio C., 1992
- [42]. Marusciac, D. (1998): *Construcții civile*, Editura Tehnică, București 1998
- [43]. Marusciac, D.; Dumitraș, M.; Andreica, H.; ș.a. (2000): *Proiectarea structurilor etajate pentru construcții civile*, Editura Tehnică, București
- [44]. Mazars, J.; (1998) : *French advanced research on structural walls- An overview on recent seismic programs* , In 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Paris, 6-11 September 1998
- [45]. Mazars, J.; Kotronis, P.; Davenne, L.; (2002) : *A new modelling strategy for the behaviour of shear walls under dynamic loading*, Earthquake Engineering And Structural Dynamics 2002
- [46]. Mazzolani, F.M.; Piluso, V.(1997) : *Simple approach for evaluating performance levels of moment resisting steel frames – Seismic design methodologies for the next generation of codes*, editor T. Fajfar and H. Krawinkler, Bled 1997
- [47]. Melenti D. (2000) - *Structura și plastică structurilor înalte*, Teza de doctorat, Institutul Politehnic Cluj-Napoca, Facultatea de construcții, 2000
- [48]. Mir, M. A. (2001): *Evolution of Concrete Skyscrapers: from Ingalls to Jinmao*, Electronic Journal of Structural Engineering, nr.1, 2001
- [49]. Marsono A. K.; Subedi N. K.(2000) : *Analysis Of Reinforced Concrete Shear Wall Structures With Staggered Openings Part I: The Total Moment Concept*, University of Dundee, sursa: internet, 2000
- [50]. Marsono A. K., Subedi N. K.(2000) : *Analysis Of Reinforced Concrete Shear Wall Structures With Staggered Openings Part II Non-Linear Finite Element Analysis (NLFEA)*, University of Dundee, sursa: internet, 2000
- [51]. Mîrșu, O.; Bob, C. (1990): *Construcții de beton armat*, Institutul Politehnic Timișoara, Timișoara, 1990
- [52]. Moehle, J.P. (1998): *Displacement-based design of RC structures subjected to earthquakes*, EERC, University of California at Berkeley, pag.403-427
- [53]. Moiescu, A.; Săftoiu, E. (1964): *Betonul în arhitectură*, Editura tehnică, București, 1964
- [54]. **Moșoarcă, M.**; Stoian, V. (2001): *Comportarea diaframelor cu goluri decalate la acțiuni seismice*, pag.297-304, Zilele Academice Timișene, Editia VII, 24-25 mai 2001.
- [55]. **Moșoarcă, M.**; Truță, M. (2001): *Influența golurilor asupra comportării seismice a pereților structurali din beton armat*, , A VII-a Conferință internațională , Universitatea “Constantin Brâncuși”, Târgu-Jiu, pag.195-200, 9-10 nov. 2001
- [56]. **Moșoarcă, M.**; Stoian, V.; Truță, M. (2002): *Nonlinear analysis of seismic behaviour of R.C. shear walls with staggered openings*, Universitatea “Ovidius” Constanța, Simpozion Stiințific Internațional - vol.1, pag.119-126, 18-20 aprilie 2002
- [57]. **Moșoarcă, M.**; Stoian, V. (2003): *Încercări experimentale realizate pe pereți structurali din beton armat cu goluri decalate*, pag 157-162, Simpozion Materiale, Elemente și structuri compozite pentru construcții, Zilele Academice Timișene, Universitatea Politehnica Timișoara, 22-23 mai 2003

- [58]. **Moșoarcă, M.**; Stoian, V. (2002) : *Comportarea pereților structurali din beton armat la diverse tipuri de acțiuni seismice* – volum în curs de editare, Seminar : influența tipului de cutremur și a condițiilor locale asupra răspunsului seismic al construcțiilor, (2002)
- [59]. **Moșoarcă, M.** ; ș. a. (1998) "*Camus*" *International Benchmark* – Participants contribution – Reports VIII – XI – Commissariat a l’Energie Atomique and GEO – 1998
- [60]. Nagy-György T. Stoian, V.; **Moșoarcă, M.** (2003) *Pereți structurali din beton armat consolidați cu compozite*, Zilele Academice Timișene, Universitatea Politehnica Timișoara, 22-23 mai 2003
- [61]. Nicula, I.; Oneț T. (1982): *Beton armat*, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1982
- [62]. Olariu, I. (1980) : *Structuri etajate pentru construcții industriale și social – administrative* – Teză de doctorat , Institutul Politehnic Cluj-Napoca, Facultatea de Construcții, 1980
- [63]. Otani, S. (1997): *Development of performance-based design methodology in Japan In Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, (eds. P. Fajar, H. Krawinkler), Bled, 24-27 June 1997, Balkema, Rotterdam, 59-67
- [64]. Pacoste C.; Stoian V.; Dubină D.(1988) – *Metode moderne în mecanica structurilor* – Editura Științifică și Enciclopedică București, 1988
- [65]. Paulay, T.; Priestley, M.J.N. (1992): *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley&Sons Inc., New York
- [66]. Paulay, T.(1996): *Seismic Design of concrete structures. The present needs of societies*, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering Acapulco, paper no.2001, 1996
- [67]. Paulay T.; Bachmann H.; Moser ,K.(1997) : *Proiectarea structurilor de beton armat la acțiuni seismice*, Editura Tehnică, 1997
- [68]. Poland, D.; Chris, Hom, B.; Darrick (1997): *Opportunitis and pitfalls of performance based seismic engineering. In Seismic Design Methodologis for the Next Generation of Codes*,(eds. P. Fajfar, H. Krawinkler) Bled, 24-27 June 1997, Balkema, Rotterdam, 69-78
- [69]. Postelnicu, T. (1997) : *Noua editie a codului de proiectare a construcțiilor cu pereți structurali de beton armat P85-96* ,Conferința Nationala de inginerie seismică ,voll. Bucuresti, Romania, 1997
- [70]. Postelnicu, T. (2003): *Novelty features related to reinforced concrete structures in the provisions of Romanian seismic design code P100-1/2003*, International Conference Construction, Cluj, 2003
- [71]. Priestley, M.J.N. (1997): *Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings*. Journal of Earthquake Engineering, Vol. 1, No. 1, 157-159
- [72]. Priestley, M.J.N. (1998): *Displacement-based approaches to rational limit states design of new structures*. In 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Paris, 6-11 September 1998, Invited Lectures, 317-335
- [73]. Priestley, M.J.N.; Calvi, G.M. (1991): *Towards a capacity-design assessment procedure for reinforced concret frames*. Earthquake Spectra, Vol. 7, 413-437
- [74]. Reinhorn, A.M. (1997): *Inelastic analysis techniques in seismic evaluations. In Seismic Design Methodologies for Next Generation of Codes*, (eds. P. Fajfar, H. Krawinkler), Bled, 24-27 June 1997, 277-287
- [75]. SEAOC – Structural Engineers Associatio of California, (1995): *Vision 2000 – A frame work for performance based deign*. Sacramento, California
- [76]. Stoian, V.; Friedrich, R. (1992): *BIOGRAF – Program pentru calculul biografic neliniar al elementelor compuse oțel beton în stare plană de tensiuni*, UPT, Departamentul CCIA, Timișoara 1992
- [77]. Stoian, V.; Clipii, T. (1995): *Proiectarea asistată de calculator*, Editura UPT, vol. I si II, Timișoara 1995

- [78]. To, H. T. N.; Ingham, J.; Sritharan, S. (2000): *Cyclic Strut & Tie Model of Simple Reinforced Concrete Structures*; In XII-th World Conference of Earthquake Engineering, Auckland 2000
- [79]. Truță, M.; Moșoarcă, M.; Gioncu, V. (2002)-*Design methodology of steel structures based on multi-level states*; 4th National Conference on Steel Structures 2002, Patras, Greece
- [80]. Truță, M.; Moșoarcă, M.; Gioncu, V., Anastasiadis, A. (2003) :*Optimal design of steel structures for multi-level criteria*, Stessa 2003, Naples, Italy
- [81]. Wallace, J. W. (1994)- *New Metodology for Seismic Design of RC Shear Walls* , Journal of Structural Eengineering, ASCE, V.120, No. 3 1994
- [82]. Yamawaki, K.; Kitamura, H.; Tsuneki, Y.; Mori, N.; Fukai, S.(2000) : *Introduction of performance-based design* ;XII-th World Conference of Earthquake Engineering, Auckland, CD-ROM 1511, 2000
- [83]. Yanez, F.V.; Park R.; Paulay T. (1992) - *Seismic behavior of walls with irregular openings* - Earthquake Engineering Tenth Word Conference, pag. 3303-3308, Acapulco,1992
- [84]. \*\*\* - EUROCOD 8 – *Design of structures for earthquake resistance, draft nr. 4, december 2001*
- [85]. \*\*\* - Normativ P85/96 - *Cod pentru proiectarea construcțiilor cu pereți structurali din beton armat*
- [86]. \*\*\* - STAS 10107/0-90 - *Calculul și alcătuirea elementelor structurale din beton, beton armat și beton precomprimat*
- [87]. \*\*\* - P100/1992 – *Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social – culturale, agrozootehnice și industriale – indicativ P100-92*
- [88]. \*\*\* - P100-1/2003 – *Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social – culturale, agrozootehnice și industriale – indicativ P100-92*
- [89]. \*\*\*- U.B.C. – Uniform building code, division IV, earthquake design - 1997
- [90]. \*\*\* - AXIS V.M. 5.0 – Ghid de utilizare – InterCad Ltd.
- [91]. \*\*\* - Biograf – Manual de utilizare .
- [92]. \*\*\*-Contract nr. 36/6/1998:„*Optimizarea proiectării și alcătuirea construcțiilor civile și industriale din beton armat și pe structură mixtă otel – beton* ”
- [93]. \*\*\*-Contract nr. 33501/17.01.2002 cod CNCSIS 117, nr. temă 48: „*Noi metode în proiectarea elementelor structurale din beton armat*” Faza 1 (2002-2003): „*Proiectarea și studiul teoretic al comportării unor elemente structurale tip perete cu ajutorul analizei numerice*”
- [94]. \*\*\*-Contract nr. 33501/17.01.2002 cod CNCSIS 117, nr. temă 48: „*Noi metode în proiectarea elementelor structurale din beton armat*” Faza 2 (2003-2004): „*Interpretarea rezultatelor si concluzii asupra studiilor efectuate* ”
- [95]. \*\*\*-Contract nr. 33550 cod CNCSIS 31, nr.tema 30/2003, „*Noi metode în proiectarea elementelor din beton armat. Cercetări experimentale*”
- [96]. \*\*\*-Contract nr. 33501 cod CNCSIS 502, nr. tema 9/2001-2002, „*Procedeul Modelelor de Bare ca alternativă în proiectarea elementelor din beton armat statice si geometrice. Cercetări teoretice*”
- [97]. \*\*\*-Contract nr. 40535 cod CNCSIS 489, nr. tema 4/2003 „*Metode alternative de proiectare a elementelor structurale din beton armat. Cercetări teoretice*”