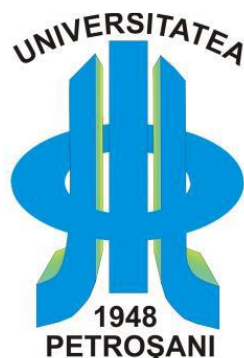


UNIVERSITATEA DIN PETROȘANI



**CONTRIBUȚII LA MODELAREA ȘI ANALIZA
STABILITĂȚII TERENURILOR AFLATE SUB
INFLUENȚA EXCAVAȚIILOR MINIERE SUBTERANE
ȘI PERFEȚIONAREA SISTEMELOR DE
EXPLOATARE A ZĂCĂMINTELOR DE SUBSTANȚE
MINERALE UTILE**

TEZĂ DE ABILITARE

DOMENIUL: MINE, PETROL ȘI GAZE

Prof.univ.dr.ing. ONICA ILIE

*Dedic această lucrare
Profesorului Nicolae Lețu,
care a fost pentru mine
un mentor, un bun prieten,
și un părinte spiritual*

2016

CUPRINS

Rezumat	7
Abstract	10

PARTEA I. REALIZĂRI ȘTIINȚIFICE ȘI PROFESIONALE. PREZENTARE TEHNICĂ	13
--	----

CAPITOLUL 1

SINTEZA REZULTATELOR ȘTIINȚIFICE ȘI PROFESIONALE POST- DOCTORALE, PE PERIOADA 1995 - 2016	13
1.1. Introducere și domenii de cercetare.....	13
1.2. Obiective.....	14
1.3. Sumar al contribuțiilor științifice.....	14
1.4. Activitatea didactică.....	17
1.5. Vizibilitate și impact al cercetării.....	18
1.6. Apartenența în organizații profesionale naționale și internaționale.....	19
1.7. Experiența managerială.....	20

CAPITOLUL 2

MODELAREA STABILITĂȚII EXCAVAȚIILOR SUBTERANE IZOMETRICE CU AJUTORUL METODEI ELEMENTELOR FINITE	21
2.1. Modelarea stabilității susținerii decantorului subteran Livezeni din cadrul amenajării hidroenergetice a râului Jiu	21
2.1.1. Decantorul subteran Livezeni.....	21
2.1.2. Caracterizarea geologică și geomecanică a masivului de roci.....	22
2.1.3. Analiza cu elemente finite a stării de tensiuni și deformații din jurul decantorului Livezeni cu ajutorul modelării cu elemente finite.....	23
2.1.4. Analiza rezultatelor obținute din modelarea numerică.....	25
2.2. Modelarea stabilității susținerii casei vanelor golirii de fund - baraj Răstolița, pe faze de execuție	27
2.2.1. Casa vanelor golirii de fund – baraj Răstolița.....	27
2.2.2. Caracterizarea geologică și geomecanică.....	28
2.2.3. Analiza cu elemente finite a stării de tensiuni și deformații.....	28
2.2.4. Analiza rezultatelor obținute din modelarea numerică.....	30
2.3. Analiza stabilității excavațiilor din amenajarea turistică subterană – salina Turda	34
2.3.1. Lucrări de amenajare a Salinei Turda în scop turistic.....	34
2.3.2. Reabilitarea puțurilor de deschidere a Minei Terezia.....	36
2.3.3. Analiza stării de tensiuni și deformații din jurul camerei clopot Anton.....	38
2.4. Modelarea stabilității excavației izometrice de la Slănic Prahova – proiectul LAGUNA	40
2.4.1. Proiectul LAGUNA.....	40
2.4.2. Analiza stabilității excavației prin modelare cu elemente finite 3D.....	41
2.5. Studiul stabilității drumurilor din perimetrul minei Cozla sub influența galeriilor de coastă Sfânta Varvara și Ida	45
2.5.1. Caracteristicile geomecanice ale rocilor din haldă.....	45
2.5.2. Analiza stării de tensiuni și deformații.....	46
<i>Perspective privind analiza stabilității excavațiilor subterane izometrice</i>	49

CAPITOLUL 3

ANALIZA STABILITĂȚII STRUCTURILOR DE SUSȚINERE - CAMERE, PILIERI ȘI PLANȘEE - DE LA UNELE SALINE DIN ROMÂNIA, ÎN CONDIȚIILE UTILIZĂRII TEHNOLOGIEI DE TĂIERE A SĂRII CU COMBINE DE ÎNAINȚARE	50
---	----

3.1. Analiza stării de tensiuni și deformații din structurile de susținere de la Salina Slănic Prahova	51
3.1.1. Caracterizarea geologică și geomecanică a zăcământului.....	51
3.1.2. Verificarea prin metode analitice a stabilității camerelor, pilierilor și planșeelor, de la Mina Cantacuzino - Slănic Prahova.....	51
3.1.3. Descrierea modelelor.....	53
3.1.4. Analiza rezultatelor obținute din modelarea numerică.....	56
3.2. Analiza stării de tensiuni și deformații din structurile de susținere de la Salina Ocna Dej, orizontul +157m	61
3.2.1. Caracterizarea geologică și geomecanică a zăcământului de sare Ocna Dej.....	61
3.2.2. Descrierea modelelor.....	63
3.2.3. Analiza rezultatelor obținute din modelarea numerică.....	65
3.3. Analiza stării de tensiuni și deformații din structurile de susținere de la salina Ocele Mari	70
3.3.1. Geologia zăcământului de sare de la Ocele Mari.....	70
3.3.2. Descrierea modelelor cu elemente finite.....	70
3.3.3. Analiza rezultatelor obținute din modelarea numerică.....	73
3.4. Analiza stării de tensiuni și deformații din structurile de susținere de la Salina Praid	77
3.4.1. Caracterizarea geologică și geomecanică.....	77
3.4.2. Verificarea analitică a stabilității camerelor de exploatare.....	79
3.4.3. Analiza cu elemente finite a stării de tensiuni și deformații din structurile de susținere (pilieri și planșee) de la Salina Praid, orizontul +188m.....	80
3.5. Perfecționarea sistemelor de extragere a sării geme în contextul creșterii adâncimilor de exploatare	83
3.5.1. Alegerea combinelor de înaintare pentru condițiile tehnice și geo-miniere ale salinelor din România.....	83
3.5.1.1. <i>Principalele condiții tehnice și geo-miniere impuse combinei de înaintare</i>	85
3.5.1.2. <i>Criterii de selecție a combinei de înaintare</i>	85
3.5.2. Metode și tehnologii de exploatare a sării cu combina.....	90
3.5.3. Refacere susținere puț Carol – Salina Slănic Prahova, consolidare și impermeabilizare teren din jurul puțului, construcție platformă betonată și casă puț.....	92
<i>Perspective privind analiza stabilității salinelor și perfecționarea exploatării zăcămintelor de sare din România</i>	94

CAPITOLUL 4

STABILITATEA STRUCTURILOR DE SUSȚINERE DE LA UNELE MINE DE MINEREURI DIN ROMÂNIA	97
4.1. Verificarea siguranței planșeului dintre exploatarea la zi și subteran – cazul zăcământului de cupru de la Roșia Poieni	97
4.1.1. Descrierea geologiei zăcământului.....	97
4.1.2. Analiza stabilității planșeului dintre carieră și exploatarea subterană.....	100
4.1.2.1. <i>Generalități</i>	100
4.1.2.2. <i>Analiza cu elemente finite a stării de tensiuni și deformații din pilierul de coroană</i>	100
4.2. Analiza stabilității susținerii galeriilor de subetaj de la mina Fagu Cetății – Bălan, pe baza teoriei echilibrului limită	110
4.2.1. Introducere.....	110
4.2.2. Deformarea galeriilor de subetaj.....	111
4.2.3. Calculul presiunii exercitate asupra susținerii galeriilor de subetaj.....	112
4.2.4. Măsuri tehnice pentru îmbunătățirea stabilității galeriilor de subetaj.....	114
4.3. Creșterea stabilității abatajelor prin utilizarea metodei de exploatare cu susținere cu cabluri de ancorare și rambleiere în condițiile zăcământului de molibden din zona Băița-Ștei	115
4.3.1. Geologia zăcământului.....	115
4.3.2. Metoda de exploatare cu susținerea cu cabluri de ancorare a masivului de minereu și rambleiere integrală a spațiului exploatat.....	115

<i>Perspective privind analiza stabilității terenurilor în condițiile exploatării zăcămintelor de minereuri</i>	119
---	-----

CAPITOLUL 5

STUDIUL STABILITĂȚII ROCILOR STRATIFICATE DIN ACOPERIȘ CU AJUTORUL TEORIEI ÎNCOVOIERII PLĂCILOR PLANE	121
5.1. Studiul stabilității stratelor de roci din acoperiș cu ajutorul unui model analitic bazat pe teoria încovoierii cilindrice complexe a plăcilor plane	122
5.1.1. Formularea problemei.....	122
5.1.2. Stabilirea ecuațiilor fundamentale ale modelului analitic ce caracterizează comportarea stratelor din acoperiș.....	122
5.1.3. Algoritm de încărcare a modelului.....	125
5.2. Analiza stabilității stratelor de roci din acoperiș – studii de caz	128
5.2.1. Determinarea primului pas de dirijare a presiunii. Aplicație pentru cazul exploatării str.5, bl. VI, Livezeni, bazinul carbonifer Petroșani.....	128
5.2.2. Analiza stabilității galeriilor dreptunghiulare de mare lățime. Aplicație pentru cazul galeriei de montaj PT-06, sectorul Eguilles, mina de cărbuni Provence (Franța).....	131
5.2.3. Analiza stabilității radierului galeriei de transport cu bandă, de la Salina Ocnele Mari.....	134
<i>Perspective privind analiza stabilității terenurilor din roci stratificate cu ajutorul „teoriei plăcilor”</i>	138

CAPITOLUL 6

STAREA DE TENSIUNE-DEFORMARE DEZVOLTATĂ ÎN JURUL ABATAJELOR FRONTALE, ÎN CAZUL STRATELOR GROASE DE CĂRBUNE DIN VALEA JIULUI	139
6.1. Starea de tensiuni și deformații din jurul abatajelor frontale cu dirijarea presiunii prin surparea totală a rocilor înconjurătoare	139
6.1.1. Cazul stratelor groase de cărbune din Valea Jiului exploatare în felii înclinate.....	139
6.1.2. Cazul stratului 3 din Valea Jiului exploatat în felii orizontale.....	144
6.2. Starea de tensiuni și deformații din jurul abatajelor frontale cu banc de cărbune subminat	152
6.2.1. Determinarea decalajului dintre două abataje frontale cu banc de cărbune subminat.....	152
6.2.1.1. Criteriul interacțiunii stării de tensiuni și deformații dintre două abataje succesive.....	152
6.2.1.2. Criteriul zonei de extindere a mișcării rocilor surpate.....	155
6.2.1.3. Criteriul rezistenței aerodinamice a rocilor surpate din spatele frontului de abataj.....	156
6.2.2. Analiza stării de tensiuni și deformații din jurul abatajelor frontale cu banc de cărbune subminat, cu ajutorul metodei elementelor finite.....	157
<i>Perspective privind analiza stării de tensiune-deformare dezvoltată în jurul abatajelor frontale</i>	161

CAPITOLUL 7

FENOMENE DINAMICE DEZVOLTATE LA MINELE DE CĂRBUNI, CA URMARE A SCHIMBĂRII STĂRII DE TENSIUNE - DEFORMARE	162
7.1. Fenomene dinamice produse la pornirea abatajelor frontale cu subminare	163
7.1.1. Introducere.....	163
7.1.2. Fenomenul geomecanic care a condus la producerea accidentului din panoul 5, stratul 3, blocul III N, Uricani, din data de 22 mai 2004.....	164
7.1.3. Analiza fenomenului geomecanic ce a determinat producerea accidentului din ab. nr. 431, mina Petrița, din data de 15.11.2008.....	166
7.2. Fenomene dinamice produse de căderile de roci	171
7.3. Fenomene dinamice produse de alunecarea bancurilor de roci pe planele de falie	176
7.3.1. Analiza fenomenului geomecanic din abatajul frontal cu subminare, str.3, panoul P4, blocul III Nord, orizontul 349, mina Uricani.....	176
7.3.2. Studiul fenomenelor care au generat avarierea spontană a puțului principal de extracție al minei Baia Nouă din data de 07.08.2006.....	178
<i>Perspective privind studiul fenomenelor dinamice de stabilitate a terenurilor</i>	180

CAPITOLUL 8**STUDIUL STABILITĂȚII TERENURILOR DE LA SUPRAFAȚĂ AFLATE SUB INFLUENȚA GOLURILOR SUBTERANE.....182**

8.1. Studiul fenomenelor de scufundare a suprafeței terenului ca efect al exploatării stratelor groase de cărbune din Valea Jiului.....184	184
8.1.1. Caracterizarea geologică și geomecanică.....184	184
8.1.2. Deformarea terenului de la suprafață ca efect al exploatării fronturilor lungi de abataj, de pe stratul 3, de la mina Livezeni.....185	185
8.1.2.1. Urmărirea deformării suprafeței terenului de la zi.....185	185
8.1.2.2. Modelarea numerică a fenomenului de subsidență.....187	187
8.1.3. Analiza scufundărilor în cazul stratului 3, blocul V, panoul 1, mina Uricani.....194	194
8.1.3.1. Aproximarea statistică a măsurătorilor cu ajutorul funcțiilor de profil.....195	195
8.1.3.2. Modelarea numerică a fenomenului de scufundare, în cazul minei Uricani.....199	199
8.1.4. Analiza scufundărilor în cazul stratului de cărbune nr.3, blocul VII-VIII, abatajul nr. 366 și 376, mina Vulcan.....202	202
8.1.5. Analiza scufundărilor în cazul stratului no.3, blocul VI, mina Lonea.....203	203
8.1.6. Analiza scufundărilor în cazul stratului de cărbune nr.3, abatajul nr.139, mina Petrila.....204	204
8.1.7. Analiza scufundărilor în cazul stratului de cărbune nr.3, blocul III, mina Dâlja.....205	205
8.1.8. Concluzii.....205	205
8.2. Analiza stabilității terenului de la suprafața cavernei SOCON (salina Ocnele Mari) prin modelare numerică cu elemente finite.....206	206
8.2.1. Introducere.....206	206
8.2.2. Exploatarea sării prin soluție la Ocnele Mari.....207	207
8.2.2.1. Amplasarea sondelor de dizolvare și metode de exploatare aplicate.....207	207
8.2.2.2. Efectele exploatării sării în soluție.....208	208
8.2.2.3. Probleme apărute în Câmpul II de sonde Ocnele Mari.....208	208
8.2.3. Analiza stabilității cavernei Socon prin modelare numerică în 2D.....210	210
8.2.3.1. Realizarea modelelor numerice.....210	210
8.2.3.2. Analiza rezultatelor obținute din modelarea numerică.....212	212
Perspective privind studiul deformării suprafeței terenului de la zi sub influența excavațiilor miniere subterane.....216	216

CAPITOLUL 9**PERFEȚIONAREA SISTEMELOR DE EXPLOATARE SUBTERANĂ A ZĂCĂMINTELOR DE CĂRBUNI.....218**

9.1. Optimizarea tehnico-economică a metodelor de exploatare cu banc de cărbune subminat.....218	218
9.1.1. Optimizarea parametrilor abatajelor frontale mecanizate cu banc de cărbune subminat, în felii orizontale.....219	219
9.1.1.1. Stabilirea unității tehnologice de optimizat.....219	219
9.1.1.2. Stabilirea funcției scop a modelului de optimizat.....220	220
9.1.1.3. Modelul matematic al costului unitar, aferent frontului lung de abataj cu banc de cărbune subminat.....221	221
9.1.1.4. Analiza datelor în vederea stabilirii optimului valorilor lungimii câmpului de abataj și înălțimii bancului subminat în funcție de costul unitar.....222	222
9.1.2. Optimizarea parametrilor abatajelor frontale cu tehnologie clasică –tăiere prin perforare-împușcare și susținere individuală - cu banc de cărbune subminat, în felii orizontale.....227	227
9.1.2.1. Stabilirea unității tehnologice de optimizat.....227	227
9.1.2.2. Stabilirea funcției scop a modelului de optimizat.....228	228
9.1.2.3. Stabilirea funcției scop a modelului de optimizat și modelul matematic al costului unitar, aferent frontului lung de abataj cu banc de cărbune subminat.....229	229
9.1.2.4. Analiza datelor în vederea stabilirii optimului valorilor lungimii câmpului de abataj și înălțimii bancului subminat în funcție de costul unitar.....230	230
9.1.3. Optimizarea parametrilor abatajelor frontale cu tehnologie clasică –tăiere prin perforare-împușcare și susținere individuală - cu banc de cărbune subminat, în felii pe înclinare.....236	236
9.1.3.1. Analiza sistemului de producție „abataj frontal cu subminare”.....236	236

9.1.3.2. Identificarea subsistemelor componente ale unității tehnologice de optimizat. Ecuția generală a costurilor.....	237
9.1.3.3. Stabilirea sistemelor de ecuații și determinarea punctului de minim absolut al funcției costurilor.....	239
9.1.3.4. Analiza funcției costurilor.....	246
9.1.4. Optimizarea parametrilor abatajelor frontale mecanizate cu banc de cărbune subminat, în felii înclinate.....	246
9.1.4.1. Stabilirea modelului matematic tehnico-economic pentru unitatea tehnologică de optimizat.....	246
9.1.4.2. Stabilirea punctului de minim al funcției costurilor.....	248
9.1.4.3. Analiza funcției costurilor.....	252
9.2. Perfecționarea sistemelor de deschidere, pregătire și exploatare a zăcămintelor de cărbuni, în vederea creșterii capacităților de producție.....	253
9.2.1. Dezvoltarea capacităților de producție la minele de cărbuni din Valea Jiului – studiu de caz, E.H.Lonea.....	253
9.2.1.1. Scenariile tehnico-economice prin care pot fi atinse obiectivele proiectului de investiții de la E.H. Lonea.....	253
9.2.1.2. Conținutul studiului de fezabilitate „Lucrări pentru dezvoltarea capacității de producție la E.M.Lonea”.....	257
9.2.2. Perfecționarea schemelor de deschidere, pregătire și a tehnologiilor de abataj și stabilirea capacităților de producție optime pentru minele din Valea Jiului.....	259
Perspective privind perfecționarea sistemelor de exploatare subterană a zăcămintelor de cărbuni.....	260
PARTEA A II-A.....	261
CAPITOLUL 10	
PLAN DE DEZVOLTARE A CARIEREI. DIRECȚII VIITOARE PRIVIND	
EVOLUȚIA ACADEMICĂ ȘI DE CERCETARE ȘTIINȚIFICĂ.....	261
10.1. Dezvoltarea carierei profesionale.....	261
PARTEA A III-A.....	265
III.1. Referințe bibliografice proprii.....	265
III.2. Referințe bibliografice generale.....	269

REZUMAT

Prezenta teză de abilitare, reprezintă o sinteză a activității științifice a autorului, desfășurată după susținerea publică, în iunie 1995, a tezei de doctorat intitulată „*Contribuții la perfecționarea tehnologiilor de exploatare cu fronturi lungi de abataj a stratelor groase de cărbune din Valea Jiului, prin utilizarea unor susțineri mecanizate adecvate condițiilor geominiere*”, sub coordonarea prof.univ.dr.ing. Iliș Nicolae.

Capitolul 1 cuprinde „*Sinteza rezultatelor științifice și profesionale post- doctorale, pe perioada 1995-2016*”. În acest capitol au fost sintetizate cele mai relevante rezultate obținute de către autor în activitatea didactică și de cercetare științifică, după susținerea tezei de doctorat, concentrate în jurul domeniilor sale de competență: exploatarea subterană a zăcămintelor de substanțe minerale utile; perfecționarea și optimizarea tehnico-economică a metodelor și tehnologiilor miniere; ingineria rocilor cu aplicații în minerit; modelarea numerică a stabilității terenurilor și structurilor. În cercetarea științifică și de proiectare s-a pus accent pe elementele originale și pe creația științifică, dezvoltate de autor de-a lungul celor 21 de ani de activitate profesională.

Datorită diversității problemelor de cercetare-proiectare abordate în această lucrare, acestea au fost structurate pe capitole cu subiecte comune și pe studii de caz, grupate în următoarele două teme importante:

- Modelarea și analiza stabilității terenurilor aflate sub influența excavațiilor miniere subterane;
- Perfecționarea sistemelor de exploatare a zăcămintelor de substanțe minerale utile.

În conținutul **Capitolului 2**, intitulat „*Modelarea stabilității excavațiilor subterane izometrice cu ajutorul metodei elementelor finite*”, sunt prezentate mai multe exemple de modelare în 2D și 3D, cu ajutorul metodei elementelor finite și de analiză a stabilității structurilor de susținere pentru: două construcții hidrotehnice subterane, respectiv decantorul subteran Livezeni din cadrul amenajării hidroenergetice a râului Jiu și casa vanelor golirii de fund - baraj Răstolița; excavațiile din amenajarea turistică subterană – salina Turda; excavația izometrică subterană de la Slănic Prahova – din cadrul proiectului LAGUNA; drumurile din perimetrul minei Cozla sub influența galeriilor de coastă Sfânta Varvara și Ida. Pentru fiecare caz luat în studiu: sunt sintetizate caracteristicile fizico-mecanice și elastice ale rocilor și materialelor din componența susținerii; este descris succint modelul cu elemente finite; sunt analizate rezultatele privind starea de tensiuni și deformații dezvoltate în jurul excavațiilor și gradul de stabilitate al terenului și structurilor; sunt descrise fenomenele de stabilitate/instabilitate și sunt propuse măsurile tehnice necesare pentru îmbunătățirea stabilității structurilor de susținere.

„*Analiza stabilității structurilor de susținere - camere, pilieri și planșee - de la unele saline din România, în condițiile utilizării tehnologiei de tăiere a sării cu combine de înaintare*” este titlul **Capitolului 3**. Sunt sintetizate contribuțiile aduse de autor în cadrul unor lucrări de reproiectare a salinelor Praid, Ocna Dej și Slănic Prahova, în condițiile utilizării tehnologiei de tăiere cu combine de 100 de tone (tehnologie propusă, pentru prima dată, la salinele din țara noastră). Este prezentată analiza stabilității, cu ajutorul metodelor analitice și numerice, a acestor saline și a salinei Ocnele Mari, în contextul creșterii adâncimilor de exploatare. În urma modelării cu elemente finite a excavațiilor și structurilor de susținere (planșee și pilieri) și analizei rezultatelor obținute din calcule, au fost previzionate fenomenele geo-miniere care pot apărea și gradul de stabilitate al structurilor subterane și au fost propuse măsurile de îmbunătățire a stabilității camerelor, pilierilor și planșeelor, pentru fiecare caz analizat. În cadrul aceluiași capitol, au fost subliniate cele mai importante contribuții originale care au rezultat din proiectele tehnice elaborate și anume: caracterizarea geo-mecanică a masivului de sare, algoritmul original de alegere a combinei (pe baza unor criterii tehnice, fundamentate științific), metodele și tehnologiile de exploatare specifice, concepute special

pentru fiecare salină, alături de proiectarea metodelor concrete de deschidere și de pregătire a zăcămintului.

Capitolul 4 - „*Stabilitatea structurilor de susținere de la unele mine de minereuri din România*”. În cadrul acestui capitol sunt dezvoltate unele contribuții științifice ale autorului la analiza de stabilitate și soluționarea tehnică a fenomenelor geo-miniere, în cazul exploatării subterane a zăcămintelor de minereuri de la Roșia Poieni, Bălan și Băița-Ștei. În cazul zăcămintului de cupru de la Roșia Poieni, verificarea siguranței planșeului dintre exploatarea la zi și subteran, reprezintă un studiu aprofundat efectuat prin modelare numerică, în condițiile exploatării simultane, la zi și în subteran, prin metoda cu camere și pilieri. În acest scop, au fost generate mai multe modele cu elemente finite în 2D, în ipoteza deformației plane, care au simulat toate etapele de exploatare subterană în subetaje a zăcămintului și mai multe stări de încărcare cu tensiuni naturale. În final, verificarea stabilității planșeului, pentru toate simulările realizate, a vizat studiul distribuției coeficienților de siguranță în structura planșeului și analiza stării de tensiune-deformare. În cazul zăcămintului de cupru de la mina Fagu Cetății – Bălan, în urma descrierii fenomenelor de instabilitate a galeriilor de subetaj, în condițiile exploatării cu surparea minereului în subetaje, în baza teoriei echilibrului limită, au fost concepute modele analitice originale de calcul a presiunii dezvoltate asupra susținerii galeriilor de subetaj. De asemenea, pentru eliminarea fenomenelor de instabilitate (surpărilor) a fost propusă schimbarea metodei de pregătire a zăcămintului. În ceea ce privește exploatarea zăcămintului de molibden de la Băița-Ștei, pentru a evita apariția instabilității tavanului abatajelor, a fost propusă și proiectată, pentru prima dată în România, metoda de exploatare ascendentă, cu susținere cu cabluri de ancorare și rambleiere integrală a spațiului exploatat – o metodă de mare productivitate, foarte eficientă din punct de vedere economic.

Capitolul 5 - „*Studiul stabilității rocilor stratificate din acoperiș cu ajutorul teoriei încovoierii plăcilor plane*” conține un model analitic original, fundamentat pe baza „teoriei încovoierii cilindrice complexe a plăcilor plane”, plecând de la asimilarea masivului de roci stratificate cu un pachet de plăci plane groase suprapuse, fixate în încastrări compresibile și supuse încovoierii cilindrice complexe. Sunt prezentate ecuațiile matematice originale care guvernează comportarea plăcilor groase, solicitate complex la încovoiere și flambaj: ecuația deplasărilor totale, generate de momentele încovoiere și de forțele tăietoare și ecuațiile specifice ale acestora din urmă; relația de calcul a momentului de încastrare; formulele de calcul a factorului de compresibilitate etc. Algoritmul de calcul, bazat pe o schemă logică, a fost integrat într-un program, denumit STABTER, care evaluează starea de tensiuni și deformații din masivul de roci stratificate și comportarea acestora la rupere. Acest program a fost validat în cazul următoarelor trei studii: 1) stabilitatea rocilor din acoperiș, în condițiile exploatării str.5, bl.VI, mina Livezeni, bazinul carbonifer Petroșani; 2) stabilitatea galeriei de montaj PT-06, sectorul Eguilles, mina de cărbuni Provence (Franța); 3) stabilitatea radierului galeriei de transport cu bandă, de la Salina Ocele Mari.

„*Starea de tensiune-deformare dezvoltată în jurul abatajelor frontale, în cazul stratelor groase de cărbune din Valea Jiului*” reprezintă titlul **Capitolului 6**. Este descrisă pentru prima dată, în mod complet, pe zone de interes, starea de tensiuni și deformații dezvoltată în jurul abatajelor frontale, cu dirijarea presiunii prin surparea totală a rocilor înconjurătoare, atât pentru cazul exploatării stratelor groase în felii pe înclinare cât și pentru cazul feliilor orizontale. De asemenea, pentru cele două situații, au fost dezvoltate modele de prognoză statistico-matematice, de determinare a presiunii ce acționează pe susținerea abatajelor, foarte utile în activitatea de proiectare, în vederea alegerii și dimensionării susținerilor de abataj, funcție de: lungimea frontului de abataj sau grosimea orizontală a stratului; înălțimea feliei sau grosimea stratului exploatat; înălțimea exploatată a stratului, de la nivelul de rețezare; unghiul de înclinare; adâncimea de situare a abatajului; rezistența medie la compresiune a rocilor din acoperiș și din culcuș; convergența specifică maximă admisibilă a frontului de abataj. În cazul exploatării cu banc de cărbune subminat în abataje frontale, s-au stabilit o serie de relații originale pentru determinarea decalajului dintre fronturile de abataj,

pe baza unor criterii care țin seama de: interacțiunea stărilor de tensiuni și deformații; extinderea mișcării rocilor surpate; rezistența aerodinamică a spațiului exploatat. De asemenea, s-a analizat starea de tensiuni și deformații din jurul abatajelor frontale cu banc de cărbune subminat, cu ajutorul metodei elementelor finite, pentru câteva situații reprezentative.

Grupate, sub titlul „*Fenomene dinamice dezvoltate la minele de cărbuni, ca urmare a schimbării stării de tensiune-deformare*”, în **Capitolul 7**, este sintetizată cercetarea unui număr de 5 avarii și accidente grave ce au avut loc la o serie de mine de cărbuni din țara noastră, produse: la pornirea abatajelor frontale cu subminare (mina Uricani, în anul 2004; mina Petrița, în anul 2008), de căderile de roci (mina Lupeni, în anul 1999) și de alunecarea bancurilor de roci pe planele de falie (mina Uricani, în anul 2000; mina Baia Nouă, în anul 2006). Fiecare caz este analizat separat, din punct de vedere tehnic și științific, este descris în detaliu modul de dezvoltare a fenomenului dinamic și precizate cauzele care au generat apariția acestuia.

Capitolul 8 - „*Studiul stabilității terenurilor de la suprafață aflate sub influența golurilor subterane*”. A fost realizat studiul fenomenelor de scufundare a suprafeței terenului ca efect al exploatării stratelor groase de cărbune din Valea Jiului, în cazul minelor Livezeni, Uricani, Vulcan, Lonea, Petrița și Dâlja. În acest scop, s-a utilizat modelarea cu elemente finite în 2D și 3D și au fost concepute funcții de profil (modele de previziune statistico-matematice) originale, pentru condițiile acestor mine din Valea Jiului, cu un grad de precizie de peste 95%. Aceste modele au fost validate, atât pentru cazul zăcămintelor de cărbuni cu înclinare mică și medie cât și pentru cazul zăcămintelor cu înclinare mare. În conținutul capitolului 8 a fost prezentată și o analiză a stabilității terenului de la suprafața cavernei SOCON (salina Ocnele Mari) prin modelare numerică cu elemente finite, în condițiile exploatării sării geme prin dizolvare. În urma analizei stării de tensiuni și deformații au fost descrise, în mod științific, cauzele și fenomenul geomecanic care au condus la pierderea stabilității terenului de la suprafață, în urma dizolvării necontrolate a masivului de sare.

În cadrul **Capitolului 9** - „*Perfecționarea sistemelor de exploatare subterană a zăcămintelor de cărbuni*” au fost prezentate: optimizarea tehnico-economică a metodelor de exploatare cu banc de cărbune subminat și perfecționarea sistemelor de deschidere, pregătire și exploatare a zăcămintelor de cărbuni, în vederea creșterii capacităților de producție. Optimizarea tehnico-economică s-a realizat în cazul exploatării în felii orizontale și în felii înclinate, cu abataje frontale dotate cu tehnologia clasică și cu tehnologia complex-mecanizată. Studiul tehnico-economic a vizat optimizarea principalilor parametri tehnici (înălțimea bancului subminat, lungimea frontului și extinderea câmpului de abataj), stabilindu-se la nivelul câmpului de abataj o funcție cost foarte complexă, analizată prin metoda variantelor. S-au realizat nomograme și s-a făcut analiza funcției, în corelație cu parametrii de optimizat și alte variabile explicative, cum ar fi: numărul de muncitori, viteza de avansare, productivitatea, coeficientul de extracție, diluția etc. Tot în acest capitol a fost prezentată sinteza unor lucrări de cercetare-proiectare ce au vizat creșterea performanțelor și optimizarea capacităților de producție a unor mine de cărbuni.

Capitolul 10 - „*Plan de dezvoltare a carierei. Direcții privind evoluția academică*”. În acest capitol sunt sintetizate direcțiile și obiectivele de dezvoltare a carierei, din punct de vedere didactic și științific. Conducerea de doctorat în domeniul Mine, Petrol și Gaze și dezvoltarea specializării Inginerie minieră, pe domeniile de competență ale autorului, sunt principalele direcții de acțiune ale activităților sale didactice și de cercetare științifică.

ABSTRACT

The present authorization thesis represents a synthesis of the author's scientific activity, performed after the public presentation, in June 1995, of the PhD thesis entitled "*Contributions at the improvements of the longwall mining technologies of the Jiu Valley thick coal seams, using the adequate powered supports at the geo-mining conditions*", elaborated under the coordination of Prof. PhD. Eng. Nicolae Iliș.

Chapter 1 involves "*Synthesis of the post –PhD scientific and professional results, during the period 1995-2016*". In this chapter the most relevant results obtained by the author in the didactical and scientific activity was synthesised, after the PhD thesis presentation, focused around his competency areas: underground mining of the mineral deposits; technical - economical improvement and the optimization of the mining methods and technologies; mining applications of the rock engineering; numerical modelling of the grounds and structures stability. In the research and development activity, the original elements and the scientific creation were accentuated, having been developed by the author during the 21 years of professional activity.

Because of the diversity of the research – development problems addressed in that work, they were structured into chapters with common subjects and into cases studies, grouped into the following two important themes:

- Ground modelling and the stability analysis situated under the underground mining excavations influence;
- Improvement of the mineral deposits mining systems.

In the contents of **Chapter 2**, entitled "*Isometrical underground excavation modelling stability with the aid of the finite element method*", several 2D and 3D modelling examples are presented, with the aid of the finite element method and the supports structure stability analysis for: two hydroelectric underground constructions, respectively settling underground reservoir from the hydroelectric arrangement of the Jiu River and valve house of the bottom discharge - Răstolița dam; excavations from the underground touristic arrangement – Turda Saline; isometrical underground excavation from the Slănic Prahova Saline – LAGUNA project; roadways from the Cozla mine perimeter, under the Sfânta Varvara and Ida adits influence. For every case, taken into study: there are synthesized the physical-mechanical and elastic characteristics of the rocks and support's materials, the finite element model is succinctly presented, the results regarding the stress –strain state are analyzed, developed around the excavations and the ground and structures stability rate; the stability/instability phenomena are described and the technical measures required for improvement of the support structures stability are proposed.

"*Support structures stability analysis – rooms, pillars and ceilings – of certain Romanian salines, in the conditions of roadheaders cutting use*" is the title of **Chapter 3**. There are synthesised the contributions made in the case of certain redevelopment of the Praid, Ocna Dej and Slănic Prahova salines, in conditions of the use of 100 tonnes roadheaders technology (first time proposed in our country's salines). Stability analysis is presented, with the aid of analytical and numerical methods, of these and Ocnele Mari salines, in the context of depth mining height increase. After the finite element method modelling of the excavations and support structures (ceilings and pillars) and the results analysis obtained from calculus, geo-mining phenomena which could appear have been predicted, the underground structure stability rate and improvement measures of the rooms, pillars and ceilings stability have been proposed for every analysed case. In the same chapter, were shown the most important original contributions, resulted from the elaborated technical projects, namely: rock salt massive geo-mining characterization, the original algorithm of the roadheader selection (on the basis of certain technical criteria, scientifically founded), the specific mining methods and technologies, especially created for every saline, along with the design of the concrete opening and preparatory workings of the deposit.

Chapter 4 – “*Support structure stability of some Romanian ore mines*”. In this chapter are developed certain scientific contributions of the author at the stability analysis and the geo-mining phenomenon technical solution, in the case of underground mining of the Roșia Poieni, Bălan and Băița-Ștei ore mines. In the case of the Roșia Poieni copper deposit, the safety checking of the crown pillar between open-pit and underground mining, represents a detailed study performed by numerical modelling, in conditions of simultaneous operation, in open-pit and in underground, with rooms and pillars mining method. For this purpose, several models have been generated with the 2D finite element method, in the plane strain hypothesis, which simulated all the sublevel underground mining stages and several loading states of the natural stresses. Finally, the crown pillar stability checking, for all the achieved simulation, has focused on the distribution of safety coefficients inside the crown pillar structure and the stress-strain state analysis. In the case of the Fagu Cetății – Bălan mine, after the description of the sublevel workings instability phenomena, in the sublevel ore caving mining, on the basis of limit equilibrium, were generated the original analytical models of the pressure, developed on the sublevel galleries supports. Also, to avoid the instability phenomena (rocks fall downs), the replacement of the preparatory mining method of the deposit was proposed. Regarding the molybdenum deposit mining from Băița - Ștei, to avoid the appearance of the ceilings faces instabilities, it was proposed and designed, for the first time in Romania, the ascendants cut and fill mining method, supported with the anchored cables – a very productive and efficient method.

Chapter 5 – “*Stratified roof rocks stability study with the aid of plane plates bending theory*” contains an original analytical model, founded on the “plane plates complex cylindrical bending theory”, starting from the stratified rocks massive assimilation with a superposed thick plane plates package, fixed into compressible embeddings and exposed to the complex cylindrical bending. There were presented the original mathematical equations that govern the thick plates behaviour, bending and buckling complex loaded: total displacement equation, generated by the bending moment and shearer forces and the specific equations of the last ones; end moment relation; compressibility factor formula, etc. The calculus algorithm based on a logical diagram was integrated into software named STABTER, which assesses the stress and strain state of the stratified rocks mass and their failure behaviour. This program was validated in the following three case studies: 1) roof rock stability, in the conditions of the coal seam no.5, block VI, Livezeni mine, Petroșani basin; 2) starting gallery PT-06, Eguilles sector, Provence coal mine (France); 3) foundation raft stability of the belt conveyer gallery from the Ocnele Mari Saline.

“*Stress-strain state developed around the longwall mining faces, in the case of the Jiu Valley thick coal seams*” represents the **Chapter 6** title. It is for the first time completely described, on the interest zones, the stress and stress state, developed around the coal longwall faces, with caving roof control, both in the case of the thick seams inclined sliced and for the horizontal slices. Also, for these two situations, the statistical-mathematical prognosis models were developed, which determined the acting pressure on the coal faces supports, very useful in the design activity, in view of choosing and dimensioning the coal face supports, depending on: coal face length or the seam horizontal thickness; slice height or the mined coal seam thickness; coal seam mined height, measured from the cutting level; coal seam dip; mining depth; average compressive strength of the roof and floor rocks; maximum specific admissible convergence of the face. In the case of the top coal caving mining faces, some original relations were established, made to determine the offset between two coal faces, on the basis of certain criteria related to: stress and strain states interaction; motion extension of the caved rocks; aero-dynamical resistance of the gob. Also, it was analyzed the surrounding stress and strain state of the top coal caving faces, with the aid of finite element method, for certain representative situations.

Chapter 8 – “*Stability study of the ground surfaces, situated under the underground voids influence*”. The study of the ground surface subsidence phenomena as an effect of Jiu

Valley thick coal seams mining, in the case of the Livezeni, Uricani, Vulcan, Lonea, Petrila and Dâlja coal mines, was made. For this purpose, the 2D and 3D finite element method was used and the original profile functions (statistical - mathematical prediction models) were achieved, for the conditions of these Jiu Valley coal mines, with 95% precision rate. These models were validated, both for the gentle and great dip coal seams. Also, in the chapter 8 content, the ground surface stability analysis for the SOCON dissolution cave (Ocnele Mari saline) was presented, using the finite element numerical modelling, in the conditions of rock salt dissolution mining. After the stress-strain state analysis, it was shown, in a scientific manner, the causes and the geo-mechanical phenomenon that led to the ground surface stability loosening, after non-controlled rock salt dissolution operation.

In the **Chapter 9** – “*Improvement of the coal seams underground mining systems*” were presented: technical and economical optimization of the top coal mining methods and the improvements of the opening, preparatory and mining systems, in view to increase the production capacities. The technical and economical optimization was provided in the case of inclined and horizontal slices, with longwall faces equipped with the classical and mechanized mining technologies. The technical and economical study regarded the main technical parameters optimization (top coal height, face length and panel extension), establishing at the panel level a very complex cost function, which was analysed by the variants method. The nomograms were designed and the cost function was analysed, in accordance with optimized parameters and other explicative variables, such as: workers numbers, advancement speed, productivity, extraction rate, dilution, etc. Also in this chapter, certain research-development works were presented that has taken into account the increase of the performance and the production capacities optimization of some coal mines.

Chapter 10 – “*Career development plan. Directions concerning the academic evolution*”. In that chapter, the career directions and objectives development was synthesised, from a didactical and scientific point of view. The PhD advisor, in the Mining, Petroleum and Gasses domain and the Mining engineering specialization development, on the author’s competency areas, are the author’s main acting directions of the didactical and scientific research activities.

PARTEA I

REALIZĂRI ȘTIINȚIFICE ȘI PROFESIONALE. PREZENTARE TEHNICĂ

CAPITOLUL 1

SINTEZA REZULTATELOR ȘTIINȚIFICE ȘI PROFESIONALE POST - DOCTORALE, PE PERIOADA 1995 - 2016

1.1. Introducere și domenii de cercetare

La finalizarea studiilor superioare din cadrul Facultății de Mine a Institutului de Mine, promoția 1982, am obținut o repartitie guvernamentală dublă: în învățământul superior, în urma unui stagiu în producție la Întreprinderea Minieră Lonea – sectorul VI, Investiții și 8 luni la Institutul de Cercetări și Proiectări Miniere pentru Cărbune Petroșani – Laboratorul de Tehnologii Miniere. În baza repartiției guvernamentale, la data de 1 august 1985, am început activitatea ca asistent stagiar, în cadrul Catedrei de Exploatare miniere.

În iunie 1995, am susținut teza de doctorat intitulată „*Contribuții la perfecționarea tehnologiilor de exploatare cu fronturi lungi de abataj a stratelor groase de cărbune din Valea Jiului, prin utilizarea unor susțineri mecanizate adecvate condițiilor geominiere*”, Ramura de Știință Tehnică, specializarea Mașini și Instalații miniere, sub coordonarea prof. univ. dr. ing. Iliș Nicolae.

De-a lungul unei perioade de peste 21 de ani, parcurse de la susținerea tezei de doctorat, în calitate de șef de lucrări, conferențiar (din anul 1996) și profesor universitar (din anul 2001), în cadrul Catedrei de Inginerie Minieră și Securitate în Industrie, apoi în Departamentul de Inginerie Minieră, Topografie și Construcții, mi-am desfășurat activitatea profesională, didactică și de cercetare științifică în următoarele domenii de competență:

- Exploatarea subterană a zăcămintelor de substanțe minerale utile;
- Perfecționarea și optimizarea tehnico-economică a metodelor și tehnologiilor miniere;
- Ingineria rocilor cu aplicații în minerit;
- Modelarea numerică a stabilității terenurilor și structurilor.

Conținutul tezei de abilitare reprezintă o sinteză a activității de cercetare științifică și de proiectare, cu accent pe creația științifică, produsă după susținerea tezei de doctorat. În conținutul tezei au fost prezentate, în special, elementele originale și de creație științifică produse de către autor, încercând pe cât posibil să fie extrase din conținutul lucrărilor realizate în colectiv. Unde nu a fost posibilă o delimitare netă, au fost făcute precizările de rigoare. În ceea ce privește lucrările de proiectare, deși dețin un grad de originalitate ridicat, a fost preferată o prezentare descriptivă și foarte sumară, doar pentru a remarca importanța tehnică a acestora în activitatea profesională a autorului. De asemenea, dată fiind diversitatea lucrărilor de cercetare, s-a încercat o grupare în capitole a studiilor de caz, pe diferite subdomenii de cercetare.

1.2. Obiective

Modelarea fenomenelor geomecanice, dezvoltate în urma extragerii din scoarța terestră a unui volum de rocă sau de substanță minerală utilă, reprezintă o modalitate esențială de cercetare științifică aprofundată, din punct de vedere calitativ și cantitativ, a acestor fenomene foarte complexe.

Modelarea poate fi exprimată printr-o lege de comportament sau printr-un criteriu de schimbare a comportamentului, care ia forma unei relații matematice între tensiuni, deformații și derivatele lor în raport cu timpul (pentru o lege de comportament sau o lege reologică într-un mediu continuu), între tensiunile principale (pentru un criteriu de rupere) sau între forțele aplicate și deplasările pe un plan de discontinuitate din masivul de roci etc. Principalele funcții ale modelării în ingineria rocilor sunt următoarele: funcția descriptivă, funcția explicativă, funcția de previziune și funcția operațională (Onica, 2001a; Onica & Marian, 2016).

Descrierea fenomenelor geomecanice poate fi realizată prin: modele analitice, reprezentate prin ecuații matematice bazate pe teoria elasticității, plasticității etc; formule matematice rezultate din analiza statistico-matematică a măsurătorilor asupra unor parametri reprezentativi pentru explicarea fenomenelor geomecanice; modele numerice, constituite pe principiile fundamentale ale unor metode diferențiale (de exemplu, metoda elementelor finite) și/sau metode integrale (metoda elementelor de frontieră). Modelele generate, care descriu cât mai fidel realitatea, s-au obținut în urma calării principalilor parametri și validării rezultatelor obținute, în baza măsurătorilor efectuate în teren și în laborator.

Scopul final al diverselor forme de modelare îl constituie analiza stabilității terenurilor și structurilor aflate sub influența excavațiilor miniere subterane, în vederea luării unor măsuri tehnice adecvate unui anumit demers științific. Toate acestea constituie primul obiectiv al cercetărilor științifice dezvoltate în această lucrare.

Al doilea obiectiv al prezentei lucrări este reprezentat de perfecționarea sistemelor de exploatare a zăcămintelor de substanțe minerale utile. Modalitățile de atingere a acestui obiectiv au fost obținute prin elaborarea și implementarea unor proiecte miniere, constituite pe sisteme tehnologice moderne, și prin optimizarea principalilor parametri tehnologici, în baza unor criterii tehnico-economice, aplicate unor modele matematice complexe de simulare a proceselor de producție.

Experiența dobândită, de-a lungul unei activități științifice aprofundate, derulată pe parcursul a 21 de ani, după susținerea tezei de doctorat, demonstrează utilitatea modelării analitice și numerice, sub diferitele ei forme de reprezentare, în practica minieră modernă.

1.3. Sumar al contribuțiilor științifice

În perioada de 21 de ani, după susținerea tezei de doctorat, au fost elaborate și publicate, ca autor unic și coautor, următoarele 153 de lucrări științifice, categorisite astfel:

- 13 lucrări publicate în volumele unor conferințe și în reviste de specialitate indexate ISI;
- 94 articole în reviste de specialitate și în volumul unor manifestări științifice indexate în baze de date internaționale;
- 46 articole în extenso în Reviste / Proceedings naționale/internaționale neindexate.

De-a lungul unei perioade de peste 21 de ani de activitate de cercetare – proiectare am adus o contribuție importantă la realizarea a peste 49 lucrări de cercetare științifică și de proiectare (dintre care: 34 de lucrări, în calitate de membru în colectiv și 15 lucrări în calitate de responsabil), contractate cu diferite organizații economice și instituții din țară, care au vizat mai multe teme, pe domeniile de competență ale autorului.

În calitate de *director/responsabil* am coordonat următoarele 15 lucrări de cercetare științifică / proiectare:

• **Granturi / proiecte câștigate prin competiție – director/responsabil (total 5)**

1. **Onica, I. ș.a.** *Studiul de fezabilitate: „Lucrări pentru dezvoltarea capacității de producție la E.M. Lonea, jud.Hunedoara”- lot I (Etapa I și Etapa II)*, Simbol: 40-285/ R, Contract nr. 4375 /2014, Universitatea din Petroșani - Societatea Complexul Energetic Hunedoara S.A. (115 000lei).
2. **Onica, I. ș.a.**, *Studiul de fezabilitate: „Lucrări pentru dezvoltarea capacității de producție la E.M. Lupeni, jud.Hunedoara”- lot I (Etapa I și Etapa II)*, 44-386/I, Contract nr. AP 4378 /10.11.2014, S.C. Universal CERC Proiect S.R.L. - Societatea Complexul Energetic Hunedoara S.A.(76 800lei)
3. **Onica,I., Cozma,E., Hirian,C., Georgescu,M., Marian,D. ș.a.** *Proiect tehnic - Exploatarea sării cu combina la Salina Slănic Prahova*, Contract nr. 7858, din data 10. 07. 2012, UP cu SNS SA Sucursala Salina Slănic Prahova (60 000lei).
4. **Onica,I., Cozma,E., Hirian,C., Georgescu,M., Marian,D. ș.a.** *Proiect tehnic - Exploatarea sării cu combina la Salina Ocna Dej*, Contract nr.40/21.06..2012, UP cu SNS SA Sucursala Salina Ocna Dej (57 000lei).
5. **Onica,I., Cozma,E., Hirian,C., Georgescu,M., Marian,D. ș.a.** *Proiect tehnic - Exploatarea sării cu combina la Salina Praid*, Contract nr.19/12.12.2011, UP cu SNS SA Sucursala Salina Praid (60 000lei).

• **Responsabil proiecte de cercetare / consultanță (total 10)**

1. **Onica,I., Cozma,E., Hirian,C. Georgescu,M., Marian,D. ș.a.** *Refacere susținere puț Carol, consolidare și impermeabilizare teren din jurul puțului, construcție platformă betonată și casă puț*, Contract nr. 14512, din data 10. 12. 2013, UP cu SNS SA Sucursala Salina Slănic Prahova (39 000lei).
2. **Onica,I., Cozma,E., Badulescu,D., Hirian,C.** *Analiza stabilității excavațiilor subterane de la Salina Ocnele Mari*, Contract Nr.36/31 mai 2010, UP cu S.N.Sării S.A. București, Sucursala Râmnicu Vâlcea (20 000RON).
3. **Onica,I., Cozma,E., Hirean,C., Georgescu,M., Moraru,R.** *Creșterea atractivității turistice a zonei cu potențial balnear zona Durgău -Valea Sărată și Salina Turda*, Contract nr.8/2008, UP- SC ACI Cluj-Napoca. (35 000RON).
4. **Onica,I., Cozma,E., Hirian,C., Marian,P.D.** *Creșterea atractivității turistice a zonei cu potențial balnear – lacurile sărate în zona Durgău – Valea Sărată și Salina Turda. Detalii de execuție*, Contract nr.21/05.11.2008, UP- SC ACI Cluj-Napoca (35 000RON).
5. **Onica,I., Cozma,E., Bădulescu,D., Hirean,C.** *Analiza stabilității camerelor trapezoidale din complexul minier Unirea utilizate în scop turistic și sportiv din cadrul Salinei Slănic Prahova*, Contract nr.6/2008.UP-SNS Bucuresti (35 000RON).
6. **Onica,I., Cozma,E., Hirian,C.** *Studiu privind calitatea materialului de rambleu din haldele de steril din perimetrul minier Cozla, necesar rambleierii lucrărilor de legătură cu suprafața*, Contract UP cu S.C. Miniera Banat S.A.-Anina, nr.8/2007 (25 000RON).
7. **Onica,I., Cozma,E., Hirian,C.** *Studiu privind calitatea materialului de rambleu din haldele de steril din perimetrul minier Anina, necesar rambleierii lucrărilor de legătură cu suprafața*, Contract UP cu S.C. Miniera Banat S.A.-Anina, nr.1/2007 (25 000RON).
8. **Onica,I., Brad,S., Doșa,I., Costescu,I., Chiseliță,I., Chicinaș,V., Părăuan,I.** *Reingineria competitivă a sistemului energetic de la E.M.Vulcan- C.N.H. Petroșani, proiect intern de cercetare - consultanță, mai-august 2001.*
9. **Onica,I., Legrand,I., Dolea,D., Cozma,E. ș.a.** *Studiu privind retehnologizarea minelor de cărbuni din Valea Jiului*, Contract ICPM-SA cu RAH-România, nr.86/1995.
10. **Onica,I., Magyari,A.** *Expertiză tehnică în legătură cu contractul încheiat pentru importul de utilaje în vederea retehnologizării unor abataje din cadrul unității E.M.Valea de*

Brazi-RAH România Petroșani, Contract UP cu RAH Petroșani 06/1995/ Serviciul Cercetări Penale al Inspectoratului de Poliție al jud.Hunedoara.

Ca membru în colectiv, începând cu anul 1995, am contribuit la elaborarea unui număr de 35 contracte de cercetare/proiectare, dintre care menționez pe cele mai importante:

• **Membru în echipă granturi / proiecte câștigate prin competiție (total 11)**

1. **Vereș,I., Arad,V., Cozma,E., Dima,N., Onica,I., ș.a.** Studiu de cercetare privind amplasarea conductelor de transport gaze naturale în zone cu posibile fenomene de subsidență. Etapa I – Studiu privind amplasarea conductei de transport gaze naturale Bulgaria-România-Ungaria - Austria în zona de exploatare minieră Valea Jiului, Contract UP cu S.N.T.G.N. TRANSGAZ S.A. Mediaș, nr.634/09.12.2015 (120 000lei).
2. **Arad, V., Onica, I., Cozma, E., ș.a.** Studiul de stabilitate și modelul 3D al unei excavații de mari dimensiuni executate în zăcămintul de sare Slănic Prahova - studiu suport pentru FP7 212343 DESIGN OF APAM – EUROPEAN. INFRASTRUCTURE FOR LARGE APPARATUS STUDYING GRAND UNIFICATION AND NEUTRINO ASTROPHYSICS – LAGUNA, Contract UP cu IFIN București, Nr. 2/2009 (16 000RON).
3. **Georgescu, M., Hirian,C., Cozma,E., Onica,I. Neag,I., Goldan,T.** Studiu asupra potențialului balnear și turistic al municipiului Turda, zona Durgău – Valea Sărată, Contract internațional UP cu Consiliul Local Turda, nr.126/2005.
4. **Georgescu,M., Onica,I., Cozma, E.** Valorificarea eficientă cu risc minim asupra mediului a unui zăcămint uranifer din Carpații Orientali în vederea asigurării combustibilului nuclear în concordanță cu cerințele programului nuclear național, MENER Contract UP nr.020/2001 – faza 2 Realizată în 2003.
5. **Oncioiu,G., Cozma,E., Bădulescu,D., Onica,I.** Stabilirea capacității de producție a minelor de cărbuni din România în condițiile economiei de piață-cerere și ofertă, Contract UP cu MCT B-01/2000.
6. **Oncioiu,G., Cozma,E., Onica,I. ș.a.** Stabilirea capacităților de producție optime a minelor din Valea Jiului, Contract U.P. cu M.C.T., nr. B1/1999.
7. **Oncioiu,G., Cozma,E., Onica,I. ș.a.** Stabilirea capacităților de producție a minelor de cărbuni din România, în condițiile economiei de piață, Contract U.P. cu M.C.T., nr. B1/1998.
8. **Iiaș,N., Onica,I Andraș,I. ș.a.** Perfecționarea metodelor de exploatare mecanizată a stratelor groase din Valea Jiului, utilizând susțineri mecanizate reversibile, Contract UTP cu MCT, nr.369B/1995, poz.A.

• **Membru în echipă proiecte de cercetare/consultanță (total 24)**

1. **Cozma,E., Hirean,C., Semen,C., Onica,I. ș.a.** Studiul fenomenelor care au generat avarierea spontană a puțului principal de extracție I201 al Minei Baia Nouă din data de 07.08.2006, Contract UP cu Sucursala Minieră Banat-Anina, Nr.12/2006 (95 000lei).
2. **Arad,V., Onica,I., Cozma,E., Matei,I., Goldan,T.** Cauzele geominiere care au condus la producerea accidentului din data de 15.11.2008 de la E.M.Petrila, Expertiza tehnica, Contract Nr.1/2009, UP cu CNH Petroșani (25 000RON).
3. **Hirian,C., Cozma,E., Onica,I, Matei,I.** Analiza factorilor care au condus la producerea evenimentului din 22.05.2004, în blocul III, str.3, panoul 5, de la E.M.Uricani, Contract UP cu E.M.Uricani, Nr.24/2004.
4. **Radu,S., Onica,I., Cozma,E., Hirean,C. ș.a.** Influența fenomenelor dinamice în funcție de înălțimea bancului, viteza de avansare, lungimea liniei de front, caracteristicile rocilor înconjurătoare și stabilirea decalajului optim care trebuie păstrat între abatajele cu banc subminat succesive în funcție de grosimea bancului la E.M.Vulcan (partea II-a), Contract nr. 131 ASL/2003, UP cu CNH Petroșani.
5. **Todorescu,A., Onica,I. Hirian,C.** Expertiză tehnică privind fenomenul care sa produs la Mina Uricani, în abatajul frontal cu banc subminat, panoul 4, str.3, bloc III N, orizont 340, Contract 10 /2000, UP cu CNH Petroșani, Procuratura mun. Petroșani.

6. **Todorescu,A., Onica,I., Bădulescu,D.** *Expertiză tehnică în vederea elucidării fenomenului ce a condus la surparea în abatajul cu subminare din panoul 3, stratul 3, blocul V Sud, de la E.M.Lupeni*, Contract 02/2000, UP cu CNH Petroșani / Procuratura mun. Petroșani.
7. **Oncioiu,G., Onica,I., Bădulescu,D., Cozma,E., Goldan,T. ș.a.** *Studiul aplicabilității unor metode de exploatare în corelație cu condițiile de zăcământ, în vederea creșterii productivității muncii și reducerii pierderilor de exploatare din zona Băița Bihor*, Contract U.P. cu C.N. MINVEST Deva, nr.10/1999.
8. **Oncioiu,G., Bădulescu,D., Cozma,E., Onica,I., Goldan,T. ș.a.** *Perfecționarea schemelor de deschidere, pregătire și a tehnologiilor de abataj pentru minele: Vulcan, Bărbăteni, Câmpu lui Neag*, Contract U.P. cu R.A.H. România, nr.33/1998.
9. **Oncioiu,G., Bădulescu,D., Cozma,E., Onica,I., Goldan,T. ș.a.** *Perfecționarea schemelor de deschidere, pregătire și exploatare a minelor Paroșeni, Valea de Brazi și Uricani*, Contract U.P. cu R.A.H. România, nr.32/1997.
10. **Iliaș,N., Onica,I., Andraș,I. ș.a.** *Tehnologii moderne de exploatare a stratelor groase din Valea Jiului, prin utilizarea susținerilor mecanizate reversibile*, Contract UTP cu RAH România, nr. 3/95, tema A8.

În calitate autor sau de coautor am elaborat și publicat, ca autor și coautor, un număr de 7 cărți tehnice și 1 ghid de proiect de diplomă, la edituri recunoscute CNCSIS/CNCS:

1. **Onica,I.** *Exploatări miniere*, Ed.Universitas, Petroșani, 2016, ISBN 978-973-741-471-7.
2. **Onica,I., Marian, D.P.** *Aplicații ale metodei elementelor finite în analiza stabilității terenurilor și structurilor subterane*, Ed.Universitas, Petroșani, 2016, ISBN 978-973-741-473-1.
3. **Onica,I., Goldan,T., Mihăilescu,V.** *Exploatări miniere subterane - ghid pentru proiectul de diplomă*, Ed.Universitas, Petroșani, 2016, ISBN 978-973-741-472-4.
4. **Onica,I.** *Stabilitatea excavațiilor miniere subterane executate în medii stratificate*, Editura Universitas, Petroșani, 2006, ISBN (10) 973-8260-89-2; ISBN 978 – 973 – 8260 -898 - 4.
5. **Onica,I. Chiril,G.** *Exploatarea cu banc subminat în abataje frontale*, Editura AGIR, București, 2005, ISBN 973-720-022-5.
6. **Onica,I.** *Impactul exploatării zăcămintelor de substanțe minerale utile asupra mediului*, Editura Universitas, Petroșani, 2001, ISBN 973-8260-15-9.
7. **Onica,I.** *Introducere în metode numerice utilizate în analiza stabilității excavațiilor miniere*, Editura Universitas, Petroșani, 2001, ISBN 973-8260-16-7.
8. **Popa,A., Iliaș,N., Gruneanțu,I., Onica,I., Radu,S.** *Metode și tehnologii de exploatare a zăcămintelor de substanțe minerale utile*, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1996, ISBN 973-30-4898-4.

1.4. Activitatea didactică

Activitatea didactică desfășurată a fost în cadrul *specializărilor*: Inginerie minieră, Topografie minieră, Preparare, Inginerie economică în domeniul mecanic, Construcții miniere și Ingineria proiectării construcțiilor miniere – master.

Disciplinele predate (curs și lucrări): Exploatări miniere subterane I (Exploatarea subterană a zăcămintelor stratiforme/cărbuni); Exploatări miniere subterane II (Exploatarea subterană a zăcămintelor de minereuri); Exploatări miniere III (Proiectarea deschiderii, pregătirii și exploatării în subteran a zăcămintelor de substanțe minerale utile); Tehnologii miniere, Tehnici și tehnologii miniere; Proiectarea asistată pe calculator cu aplicații în construcții subterane; Monitorizarea fiabilității construcțiilor miniere.

În domeniul activității didactice de reacreditare / propunere spre acreditare a unor programe de studiu am contribuit la:

- Elaborarea integrală a documentației de reacreditare a programului de studii universitare de licență INGINERIE MINIERĂ – anul 2015;
- Elaborarea integrală a documentației pentru propunerea spre acreditare a unui nou program de studii de master intitulat INGINERIA ROCILOR ÎN MINERIT ȘI GENIU CIVIL – anul 2008, 2009 și 2010;
- Elaborarea integrală a documentației pentru propunerea spre acreditare a unui nou program de studii universitare de licență INGINERIE MINIERĂ, în limba engleză / franceză – anul 1996.

1.5. Vizibilitate și impact al cercetării

Un număr de 112 de publicații științifice (dintre care 13 lucrări publicate în volumele unor conferințe și în reviste de specialitate indexate ISI, plus una în curs de apariție) au apărut, diferențiat, în următoarele *baze de date internaționale*: Thomson Reuters - Journal Citation Reports, Thomson Reuters - Science Citation Index, ISI Web of Knowledge, SCOPUS, Engineering Village, CrossRef, ProQuest, GeoRef, Mendelej, CiteULike, Ulrich's Web, British library, Google Scholar, EBSCO, EBSCOHost, MK PERIODICA, SUWECO, Wanfang Data, WorldCat, ResearchGate, Chemical Abstracts ș.a.

De asemenea, un număr de 41 de articole au apărut în *publicații neclasificate*.

Publicații în lucrările științifice ale unor manifestări internaționale de prestigiu din străinătate:

- *International Multidisciplinary Scientific Geo-Conference & EXPO – SGEM*, Albena, Bulgaria (the 11th, June 19-25.06, 2011; the 13th, June 16-22, 2013; the 14th, 17 – 23 June, 2014; 15th, June 16-25 2015);
- *International (World) Mining Congress and Exhibition* (the 22nd, May 11-13, 2011, Ankara, Turkey; October 18-21, 2010, Tehran, Iran; 21nd, 2008, Krakow-Poland; Sofia, Bulgaria, 12-16 Sept. 1994; 25-29 May, 1992, Madrid, Spain);
- *International Symposium on Mine Planning and Equipment Selection* (the 20th, October 12-14, 2011, Almaty, Kazakhstan; November 16-19, 2009, Banff, Alberta, Canada);
- *Geotechnik-Kolloquium "Moderne Bodenmechanik in der Geotechnik"*, 17 Juni, 2011, Bergakademie Freiberg, Germany;
- *International Scientific Conference, microCAD*, University of Miskolci (20-21 March 2008; 3 March, 1994);
- *International Conference on New Technology for Surface and Underground Mining*, 2006, Kolkata, India;
- *The 9-th National Mine Surveying Conference, Analysis, Modeling and Monitoring of Geological Risk in Hazardous Areas*, June 17-21, 2002, Varna, Bulgaria;
- *The 14th International Conference on Automation in Mining*, 3-5 September, 2001, Tampere, Finland;
- *International Mining, Petroleum and Metallurgical Engineering Conference*, (February 21-24, 2005, Cairo University, Egypt; the 7-th, February 10-12, 2001, Assiut University, Egypt)
- *International Conference on Ground Control in Mining*, 3-5 August, 1999, Morgantown WV, USA.

Biografia autorului a fost inclusă în următoarele lucrări biografice:

- *Personalități Hunedorene*, la pag. 257, în lucrarea "Județul Hunedoara, monografie, vol.V," Casa de Editură EMIA, Deva, 2015;
- *Petrieni de vază*, la pag.230, Gălățan – Jieț Dumitru, Ed. Confluente, Petrița, 2012;

- *Who's Who în România*, la pag.472, Ediție princeps, Pegasus Press, București, 2002.

Au fost obținute următoarele premii pentru invenții:

- *Medalia de aur*, Inventica ROPET 2003, Salon Internațional de Invenții în Domeniul Georesurselor, Petroșani-România, 16-19 septembrie 2003 – *Metodă și secție de susținere a fronturilor de abataj* (Autori: Iliș, N., Gruneanțu, I., Gâf-Deac, I., Onica, I., Radu, S., Radu, O., Stănilă, S.);
- *Medalia de argint*, Inventica ROPET 2003, Salon Internațional de Invenții în Domeniul Georesurselor, Petroșani-România, 16-19 septembrie 2003 – *Procedeu de exploatare cu subminare a stratelor groase de cărbune și susținere mecanizată pentru aplicarea procedurii* (Autori: Iliș, N., Andraș, I., Onica, I., Chiril, G.);

Au fost publicate în ISI Web of Knowledge următoarele brevete de invenție:

- Iliș, N., Zamfir, V., Andraș, I., Șpurigan, A., Graur, L., Onica, I., Sarca, A., Herniak, V., Gruneanțu, I., Radu, S. *Lignit elongated seams mining – has hydraulically powered reversible vertical cylindrical drum moving along seam*, Patent details: RO105305-A/30 Oct 1992/E21C-027/00//199341, http://pcs.isiknowledge.com/uml/uml_view.cgi?product_sid=S21Hg36Nf4MIpIfmMIG&p...);
- Iliș, N., Andraș, I., Onica, I., Chiril, G. *Thick coal seams mechanical support with leveller – based on shallow steps cut below mine workings facilitating driving*, Patent details: RO105304 –A / 30 Oct 1992/E21C-041/02//199341, http://pcs.isiknowledge.com/uml/uml_view.cgi?product_sid=S21Hg36Nf4MIpIfmMIG&p...);
- Iliș, N., Zamfir, V., Gruneanțu, I., Andraș, I., Gâf-Deac, I., Onica, I., Radu, S., Radu, O., Mitrea, R., Costache, S. *Mine face support section with a main beam – gives variable support width via bolted traverse beams and scraper system*, Patent details: RO106440 B1 /30 Apr 1993/E21D-019/02//199432, http://pcs.isiknowledge.com/uml/uml_view.cgi?product_sid=S21Hg36Nf4MIpIfmMIG&p...).

Editor șef, membru în colectivul de redacție și recenzor pentru revistele:

- *Editor șef* - Annals of the University of Petroșani, Mining Engineering (B+, BDI);
- *Membru în Comitetul științific* - Revista minelor (B+, BDI);
- *Recenzor la revistele*: Annals of the University of Petroșani Mining Engineering (B+, BDI), Revista minelor (B+, BDI), Resources Policy (BDI), Advances in High Energy Physics (ISI, FI =2,2).

1.6. Apartenența la organizații profesionale naționale și internaționale:

- Societatea Internațională a Profesorilor de Exploatare Miniere / Society of Mining Professors (SOMP) - din anul 2010;
- Societatea Internațională de Mecanica Solului și Inginerie Geotehnică/International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE) – din anul 2007;
- Asociația Generală a Inginerilor din România (AGIR) - din anul 2002 și membru în Consiliul Național AGIR (2002-2004);
- Societatea Română de Geotehnică și Fundații (SRGF), din anul 2007;
- Comitetul Național Român al Consiliului Mondial al Energiei (CNR-CME) din anul 2010 și membru în Consiliul Științific al CNR-CME, „Grupa de lucru Cărbune și alte resurse fosile”;
- Asociația ALUMNI din Universitatea din Petroșani, din anul 2008.

1.7. Experiența managerială:

Management universitar:

- Membru în Consiliul Profesorat al Facultății de Mine: 1996-2008; 2012 – prezent;
- Membru în Senatul Universității din Petroșani: din 2016;
- Membru în Consiliul de cercetare științifică al Universității din Petroșani (Decizia nr.270/06.12.2012);
- Membru al Comisiei de avizare internă a Contractelor de cercetare științifică în Facultatea de Mine (Decizia nr. 93/24.04. 2012).

Managementul afacerilor:

- Administrator la S.C. Optic Grup Serv S.R.L. Petroșani;
- Membru în C.A. la S.C. Haber Internațional S.A. Hațeg;
- Președinte A.G.A. la S.C. CONSMIN S.A. Petroșani;
- Președinte A.G.A. la S.C. ICPMC S.A. Petroșani;
- Membru în A.G.A. la S.C. UMIROM S.A. Petroșani.

Am fost referent oficial în 15 comisii de susținere a tezei de doctorat în domeniile Mine, Petrol și Gaze și în domeniul Inginerie Industrială. De asemenea, am făcut parte din peste 80 de comisii de susținere a examenelor și referatelor de doctorat în domeniile Inginerie industrială și Mine, Petrol și Gaze și din două comisii de admitere la doctorat, în domeniul Geologie și în domeniul Inginerie industrială.

CAPITOLUL 2

MODELAREA STABILITĂȚII EXCAVAȚIILOR SUBTERANE IZOMETRICE CU AJUTORUL METODEI ELEMENTELOR FINITE

Excavațiile subterane izometrice sunt goluri subterane ale căror dimensiuni spațiale (lățime, înălțime și lungime) au valori apropiate.

În grupa excavațiilor subterane izometrice pot fi cuprinse: construcțiile hidrotehnice (turnuri de priză, evacuatori pâlnie, rezervoare de apă, decantoarele subterane, casele vanelor golirii de fund ș.a.) – Stematiu, 2008; construcțiile miniere subterane (casele mașinilor de extracție, bazinele de evacuare a apelor, nișele pentru punctele de distribuție a energiei electrice sau pentru alte instalații și echipamente miniere, remizele de locomotive ș.a.); excavațiile miniere subterane din cadrul salinelor (camerele clopot, camerele mari trapezoidale ș.a); alte excavații subterane specifice construcțiilor miniere și civile subterane.

În comparație cu construcțiile subterane miniere și civile obișnuite, excavațiile subterane speciale amintite au secțiuni foarte mari. De aceea, asigurarea stabilității acestor lucrări este foarte importantă, atât în timpul execuției (cu tehnologii de săpare și susținere speciale – de obicei, eșalonate pe faze) cât și pe perioada exploatării lor.

Analiza stabilității acestor lucrări speciale se poate realiza (funcție de calitatea rocilor, condițiile geo-miniere de situare a lucrării și tipul susținerii adoptate) cu ajutorul unor metode analitice și numerice.

2.1. MODELAREA STABILITĂȚII SUSȚINERII DECANTORULUI SUBTERAN LIVEZENI DIN CADRUL AMENAJĂRII HIDROENERGETICE A RÂULUI JIU

2.1.1. Decantorul subteran Livezeni

Amenajarea hidroenergetică a râului Jiu pe sectorul Livezeni și Valea Sadului cuprinde două centrale, pe derivație, amplasate în zona defileului C.H.E. Dumitra. Prima centrală a schemei de amenajare, cuprinde ca obiectiv principal galeria de aducțiune Livezeni – Dumitra, care asigură tranzitarea debitului instalat de $36 \text{ m}^3/\text{s}$, între priza și nodul de presiune Dumitra, având o lungime de 7 km. Derivația se compune din (Rusu, 2012):

- priza de apă, casa vanelor și tronsonul de racord cu decantorul subteran;
- decantorul subteran (de 130m lungime) care se racordează cu galeria de aducțiune sub presiune Livezeni – Dumitra;
- galeria cu secțiune circulară (cu diametrul interior de 3,80m și cu lungimea de cca. 7km).

Acoperirea cu rocă în zona decantorului este cuprinsă între 30m și 75m, iar în zona racordului între 5m și 30m.

Decantorul (fig.2.1) este o construcție subterană ale cărei dimensiuni sunt următoarele: lungimea de decantare propriu-zisă 130,00m, lățimea excavată 9,20m și înălțimea este cuprinsă între 12,49m și 13,41m. Panta radierului decantorului este de 0,7%. Dimensionarea decantorului s-a făcut pentru reținerea particulei cu dimensiuni de peste de 0,5 mm, în proporție de 95%.

Excavațiile efectuate la decantor evidențiază o rocă de tip III, pentru antemăsurătorile aferente decantorului propriu-zis în lungime de 130,00 m și pentru zona de racord cu fereastra Livezeni (cu lungimea de 9,39m).

Pentru fereastra de atac Livezeni – excavații etapa II (excavațiile pe o adâncime de 2,40 m în zona radierului), precum și excavațiile pentru galeria de racord priza-decantor sunt realizate în mai multe tipuri de rocă (de la tipul I, până la tipul IV).

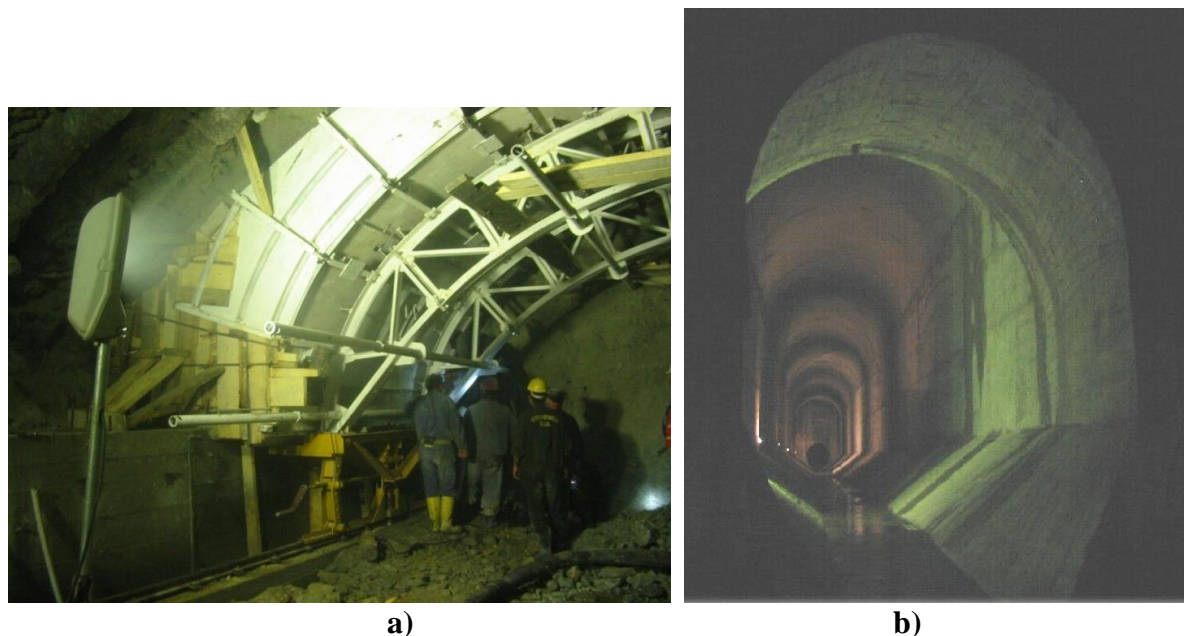


Fig.2.1. Decantorul subteran Livezeni (Rusu, 2012)

a) Car de betonare montat la prima lamelă; b) Imaginea de ansamblu a decantorului subteran Livezeni

2.1.2. Caracterizarea geologică și geomecanică a masivului de roci

Din punct de vedere geologic, în zona decantorului se întâlnesc formațiuni cristaline ce aparțin Domeniului Danubian, respectiv seriei de Drăgșan, de vârstă proterozoic superior-paleozoic. Aceste formațiuni cristaline se identifică pe cca. 150m, în lungul galeriei, și sunt formate din șisturi cuarțitice clorito-sericitoase, cu structură granoblastică și textură șistoasă.

Structural, întregul complex cristalin este intens tectonizat, prezentând multiple planuri de fisurație, însoțite cu zone intens alterate. Șistozitatea rocilor este orientată NE-SV, cu căderi de 20°-40° spre NV (amonte-versantul drept).

Având în vedere natura petrografică a rocilor, gradul lor de tectonizare și alterare, s-au evaluat, pentru întregul tronson de galerie (175,75m), categoriile de roci și repartiția lor procentuală, conform sistemelor de clasificare Barton - Q sistem și Bieniawski - RMR (Bieniawski, 1989).

Conform datelor geologice și geotehnice, aferente traseului decantorului, tipurile de rocă întâlnite la excavarea decantorului sunt următoarele (Alexescu ș.a., 2006; Rusu, 2012):

- *Roci de categoria a II-a (roci tip B):* sunt constituite din granite fisurate, slab alterate (frecvența fisurilor este de 3-5,5 fisuri/m), cu frecvente zone de alterare. Valorile parametrilor geotehnici apreciați pentru această categorie de roci sunt: $E=4000-5000\text{MPa}$; $K_0=400-500$; $\text{tg}\varphi(r/r) = 0,55$; $\text{tg}\varphi(b/r) = 0,50$; $\rho=2500\text{kg/m}^3$, $C=0,2-0,25\text{MPa}$; duritatea $TS =$ foarte tare.

- *Roci de categoria a III-a (roci tip C):* sunt constituite din granite foarte fisurate, cu frecvente zone de alterare, care se întâlnesc la suprafața terenului, în zonele de contact cu alte tipuri de roci, în zona faliiilor principale, însoțite de fisuri legate în planurile maximale S_1 . Valorile parametrilor geotehnici apreciați pentru această categorie de roci sunt: $E=2000-4000\text{MPa}$; $K_0=200-400$; $\text{tg}\varphi(r/r) = 0,45$; $\text{tg}\varphi(b/r)=0,40$; $\rho=2300\text{kg/m}^3$; $C=0,1-0,15\text{MPa}$; duritatea $TS = T - ST$ (tare – semi tare).

- *Roci de categoria a IV-a (roci tip D)*: sunt constituite din granite foarte fisurate și alterate, caolinizate, cu zone de breicii. Valorile parametrilor geotehnici apreciați pentru această categorie de roci sunt: $E=2000-1000\text{MPa}$; $K_0=200-100$; $\text{tg}\varphi(r/r)=0,45-0,40$; $\text{tg}\varphi(b/r)=0,40-0,30$; $\rho=2200\text{kg/m}^3$; $C=0,06-0,1\text{MPa}$; duritatea $TS = M$ (moale).

- *Roci de categoria a V-a (roci tip D_s)*. Valorile parametrilor geotehnici apreciați pentru această categorie de roci sunt: $E<1000\text{MPa}$; $K_0 < 100$; $\text{tg}\varphi(r/r)=0,30-0,35$; $\text{tg}\varphi(b/r)=0,30$; $\rho=2200\text{kg/m}^3$; $C=0,03-0,05\text{MPa}$; duritate $TS = FM - M$ (foarte moale – moale).

Semnificația simbolurilor utilizate mai sus este următoarea: E -modulul static de elasticitate; K_0 -rezistența elastică; $\text{tg}\varphi(r/r)$ -coeficientul de frecare „rocă pe rocă”; $\text{tg}\varphi(b/r)$ -coeficientul de frecare „beton pe rocă”; ρ -densitatea specifică aparentă a rocii; C - coeziunea rocii.

2.1.3. Analiza cu elemente finite a stării de tensiuni și deformații din jurul decantorului Livezeni cu ajutorul modelării cu elemente finite

Descrierea modelelor

Având în vedere geometria și condițiile de situare a decantorului Livezeni, în vederea modelării cu elemente finite a acestei lucrări miniere subterane s-a luat în considerare ipoteza deformației plane.

Pentru realizarea modelării cu elemente finite a lucrării hidrotehnice subterane „decantor Livezeni” a fost folosit programul CESAR-LCPC 2D.

În acest scop s-au realizat următoarele *supoziții simplificatoare*:

Pentru ca modelul să fie analizat în ipoteza deformației plane, deși lungimea reală a decantorului este de 130m, s-a considerat lungimea decantorului ca fiind infinită;

Masivul de roci, în care a fost executat decantorul Livezeni, s-a presupus a fi omogen și izotrop, cu un comportament elasto-plastic, fără ecrusaj, de tip Mohr-Coulomb, ceea ce permite o reprezentare simetrică a geometriei modelului după axa „Oy”;

Decantorul Livezeni este modelat în zona din aval, unde înălțimea decantorului excavației este cea mai mare, de 13,41m (între cotele +554,6 și +541,19);

Deși secțiunea cea mai mare a decantorului se află în apropierea peretelui frontal de rocă, care preia o parte din tensiunile dezvoltate pe susținere, s-a considerat această secțiune ca fiind în afara zonei de influență a acestuia;

În zona pereților și a vetrei, la grosimea susținerii portante propriu-zise (de 0,51m) s-a adăugat și grosimea torcretului (de 0,09m), rezultând o susținere cu grosimea totală de 0,6m;

Susținerea portantă a decantorului, deși este din beton armat și torcret, s-a considerat ca fiind elastică, omogenă și izotropă, cu caracteristici medii ponderate ale materialului, funcție de volumul materialelor componente;

Deși înălțimea coloanei de roci de deasupra decantorului Livezeni este variabilă, între aprox. 30m și 80m, s-a luat în calcul valoarea cea mai defavorabilă pentru stabilitatea susținerii decantorului și anume de $H=80\text{m}$;

Cu toate că execuția excavațiilor și susținerii decantorului s-a realizat pe faze succesive, în modelare s-a luat în considerare stabilitatea susținerii decantorului după finalizarea integrală a susținerii.

S-au luat în studiu două modele de baza și anume:

A) Modelul decantorului subteran Livezeni finalizat;

B) Modelul excavației decantorului Livezeni doar cu susținerea ancorată montată.

Modelul al doilea (B) a fost luat în analiză pentru a vizualiza, prin comparație cu rezultatele calculelor aferente modelului (A), aportul pe care îl are susținerea la echilibrarea rocilor înconjurătoare după realizarea excavației.

Stabilirea limitelor, a zonei de interes și discretizarea modelului

Având în vedere dimensiunile spațiului exploatat, pentru o precizie cât mai bună a calculelor s-au realizat modele cu dimensiunile de $X=40\text{m} / Y=148,33\text{m}$. De asemenea, s-a stabilit dimensiunile zonei de interes din jurul excavației subterane în așa fel încât să cuprindă suprafața modelului unde variația tensiunilor și deformațiilor este maximă.

Discretizarea modelului, respectiv a fiecărei regiuni, s-a realizat prin elemente finite triunghiulare cu interpolare pătratică (Onica, 2001a). Numărul total de noduri este de 6113 și elemente 3035, elemente de suprafață 2996 și elemente liniare 39.

Pentru simplificarea modelelor în 2D, s-au luat în studiu 2 regiuni cu caracteristici diferite (roci și beton armat), iar ancorele ca elemente liniare de oțel tip bară. Pentru roci s-a stabilit o lege de comportament elasto-plastic, fără ecruisaj, de tip Mohr-Coulomb, iar susținerea portantă, din beton armat, și ancorele comportament de tip elastic (Onica, 2001a; Onica ș.a., 2010a, 2010b, 2012c).

Caracteristicile geomecanice ale rocilor

Pentru caracteristicile rocilor (Hirian, 1981; Hirian ș.a., 2005; Todorescu, 1984)), în principal granite fisurate cu diverse grade de alterare, s-au luat în calcul o serie de caracteristici medii, considerate de noi, ca reprezentative pentru comportamentul acestora în situ: densitatea aparentă, $\rho_{ar} = 2200\text{kg/m}^3$; greutatea specifică aparentă, $\gamma_{ar} = 22\text{kN/m}^3$; modulul de elasticitate, $E_r = 1500000\text{kN/m}^2$; coeficientul lui Poisson, $\nu_r = 0,2$; rezistența la compresiune, $\sigma_{rc} = 10000\text{kN/m}^2$; rezistența la tracțiune, $\sigma_{rt} = 1250\text{kN/m}^2$; coeziunea, $C_r = 70\text{kN/m}^2$; unghiul de frecare interioară: $\varphi_r = 22^\circ$.

Caracteristicile betonului

În calcule s-a adoptat valoarea modulului de elasticitate pentru beton, de cca. $E_b = 26500000\text{kN/m}^2$, cu o rezervă de siguranță privind calitatea betonului armat de aproximativ 12%. Ceea ce conduce la o valoare ponderată a modulului de elasticitate pentru betonul armat de cca. 30000000kN/m^2 .

Coeficientul lui Poisson pentru marca betonului B 200 adoptat este $\nu_b = 0,2$ (fiind foarte aproape de valoarea betonului armat).

Pentru beton B 200 cu un grad de omogenitate III, se consideră rezistența la compresiune a betonului $R_{ac} = 16000\text{kN/m}^2$ și la tracțiune între $R_t = 1200\text{kN/m}^2$ (la încercarea prin despicare) și $R_t = 1800\text{kN/m}^2$ (la încercarea prin încovoiere) (Ștefănescu - Goangă, 1983; Teoreanu, 1982). De unde se poate deduce (pentru valorile minime) coeziunea $C = 2200\text{kN/m}^2$ și unghiul de frecare interioară $\varphi = 55^\circ$.

Grosimea susținerii din beton armat a excavației este variabilă, cu valori constante doar la pereți și vatră, de cca. 0,6m (din care 0,09m torcret), iar la cheia bolții de 0,75m, mărindu-se progresiv spre nașterea bolții.

Caracteristicile ancorelor

În ceea ce privește caracteristicile de elasticitate ale fierului beton, PC 52 cu diametrul $\varphi = 20\text{mm}$, utilizat pentru punerea în operă a ancorelor cimentate am adoptat: $E_a = 210\,000\,000\text{kN/m}^2$ și $\nu_a = 0,25$. În model, în contextul ipotezei simetriei de revoluției, ancorele au secțiunea transversală de $0,00032\text{m}^2/\text{m}$, iar lungimea lor este de minim 2,2m la pereți și de minim 3,0m, la vatră. În analiza de stabilitate a ancorelor vom adopta limita la curgere a oțelului $\sigma_{c\,min} = 340\text{N/mm}^2$.

Stabilirea condițiilor inițiale și de încărcare ale modelului

Condițiile inițiale de încărcare a modelului au fost considerate geostatice $[\sigma_o]$ (Herget 1988), corespunzătoare unor adâncimi maxime a decantorului (grosimea rocilor acoperitoare) de aprox. $H=80,0\text{m}$ (cota terenului de la suprafață fiind variabilă, iar cea a vetrei decantorului, de la +541,79m-perete amonte la +542,65m-perete aval): tensiunile geostatice verticale $\sigma_{oy} = \rho_s \cdot g \cdot H = 22 \cdot 9,8 \cdot 80 = 17248\text{kN/m}^2$, tensiunile geostatice orizontale

$\sigma_{ox} = k_o \cdot \sigma_{oy} = 4312 \text{ kN/m}^2$ (unde $k_o = 0,25$). Tensiunile induse de prezența excavației au fost $[\sigma_e]$, respectiv variația de tensiuni reprezentate de tensiunile orizontale $\sigma_{e_x} = -4,31 \text{ MPa}$ și verticale $\sigma_{e_y} = 17,25 \text{ MPa}$. Încărcarea regiunilor aferente susținerii din beton armat a fost realizată separat (automat), în mod gravitațional, sub forma $[\sigma_s]$, ca o funcție de ρ_b , g și G_b (unde $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$ -densitatea betonului; $g=9,8 \text{ m/s}^2$ -accelerația gravitațională; G_b -grosimea betonului, în m).

2.1.4. Analiza rezultatelor obținute din modelarea numerică

Pentru a ușura analiza de stabilitate vom introduce un criteriu de rupere, plecând de la curba intrinsecă a rocilor (betonului). Pentru un punct oarecare, caracterizat de o anumită stare de tensiuni, se determină cercul lui Mohr corespunzător și se raportează la curba intrinsecă a rocilor sau a materialului de susținere (betonului). În acest sens, vom lua în considerare dreapta lui Mohr-Coulomb (Onica ș.a., 2010a, 2010b; Onica ș.a., 2012c; Rusu ș.a., 2010) astfel încât, pentru valorile coeziunii $C=2200 \text{ kN/m}^2$ și unghiului de frecare interioară $\varphi = 55^\circ$, coeficientul de siguranță se calculează cu relația:

$$CS = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_2)} \cdot [2523.74 - 0.82 \cdot (\sigma_1 + \sigma_2)] \quad (2.1)$$

Funcție de valoarea lui CS (fig. 1.2) există trei cazuri de stabilitate: $CS=1$ - *stabilitate la limită*; $CS<1$ - *apariția fenomenelor de rupere*; $CS>1$ - un anumit *grad de stabilitate*, funcție de valoarea coeficientului de siguranță.

În urma analizei datelor privind starea de tensiuni și deformații dezvoltată în jurul excavației decantorului subteran Livezeni și în structura de susținere s-au desprins următoarele:

Deformațiile verticale în structura de susținere, pe conturul interior, sunt cuprinse între 13mm (la tavan) și sub 8-9mm (la pereți) și de 2-3mm, la. De asemenea, *deformațiile orizontale* în structura de susținere de la pereți sunt de max. $\pm 7 \text{ mm}$, scăzând treptat spre zero, în restul susținerii. Constatăm că atât deformațiile verticale cât și cele orizontale sunt în limitele deformațiilor elastice ale betonului.

Dacă analizăm dezvoltarea tensiunilor în masivul de roci înconjurătoare, observăm că datorită structurii rigide a structurii de susținere, cu comportament preponderent elastic, aceasta este eliberată de tensiuni, care sunt transferate în masivul de roci înconjurătoare cu un comportament preponderent elasto-plastic spre plastic, în special în zona din apropierea excavației.

În ceea ce privește dezvoltarea *tensiunilor de tracțiune* în structura de susținere (care sunt cele mai periculoase tensiuni, din punct de vedere al stabilității susținerii) constatăm lipsa acestor tensiuni pe conturul interior (fig.2.3), ceea ce conduce la eliminarea posibilității de rupere prin tracțiune a susținerii, începând de la suprafața interioară a susținerii decantorului. Concentratori de tensiuni există, însă, pe suprafețe limitate, în zona de naștere a bolții (sub și deasupra pintelului de sprijin) în limitele a 8300 kN/m^2 (de cca. 4-5 ori mai mari decât rezistența la tracțiune a betonului) și în zona de îmbinare dintre perete și vatră, de maxim 16700 kN/m^2 (de peste 9 ori rezistența betonului). Menționăm că, deși tensiunile de tracțiune în aceste zone sunt excesiv de mari, totuși ruperea structurii de susținere este împiedecată de structura de armături de oțel, care preiau foarte bine aceste tensiuni. Drept consecință, de aici se desprinde imediat ideea schimbării geometriei îmbinării dintre pintelul de susținere a bolții, de la configurația „în unghi drept”, la una în „unghi obtuz”, care ar reduce tensiunile de tracțiune în această zonă. De asemenea, în ceea ce privește dezvoltarea excesivă a tensiunilor de tracțiune în zona de joncțiune dintre pereți și vatră, pentru limitarea acestora se recomandă executarea unui racord cilindric, progresiv, între susținerea pereților și cea a vetrei.

În general, *tensiunile de compresiune* dezvoltate pe conturul interior al susținerii sunt între 800 și 13000kN/m² (față de 16000kN/m², cât este rezistența la compresiune a betonului). Zonele periculoase din punct de vedere al stabilității la compresiune a structurii de susținere, pe suprafața interioară, sunt situate în zona de racord dintre boltă și perete, unde raza curbei este mai restrânsă. Valorile tensiunilor, în nodurile 200 și 237, fiind de 20 000 – 26 000kN/m² (de cca. 1,7 ori mai mari decât rezistența betonului). De asemenea, valorile *tensiunilor maxime de forfecare* sunt cele mai mari, tot între aceste noduri (de 10 000-13 000kN/m²). Menționăm că am raportat aceste valori doar la beton, fără a ține seama de prezența armăturilor din oțel, care preiau o parte considerabilă de tensiuni.

Pentru a argumenta suplimentar constatările de mai sus, este necesară efectuarea unei analize pe baza unui criteriu de rupere. Analizând stabilitatea susținerii prin prisma curbei caracteristice betonului și a tensiunilor principale maxime și minime (criteriul de rupere Mohr-Coulomb) constatăm, în general, valori ale coeficienților de siguranță a susținerii de $CS=2-3$, cu maxime de peste $CS=9,6$ la tavan și $CS=6,25$ la vatră. Însă, între aceleași noduri, 200 și 237, menționate mai sus, coeficienții de siguranță sunt la limita de stabilitate a susținerii (de $CS=1,06$ și $CS=0,995$) – fig.2.2.

Având în vedere toate constatările de mai sus, putem trage *concluzia* că zona „critică” a susținerii este racordul de la nivelul nașterii bolții, unde se recomandă creșterea razei de curbura și modificarea configurației pintenului de sprijin, în așa fel încât să nu se mai creeze tensiuni excesive în această zonă. Mai mult decât atât, montarea armofermelor la boltă (care nu au fost luate în considerare în model, din cauza complicării excesive a acestuia) și a susținerilor ancorate cu fricțiune și chiar cimentate, în roca de la nivelul bolții, îmbunătățește substanțial stabilitatea susținerii decantorului subteran Livezeni (Onica ș.a., 2011b, 2012c).

În ceea ce privește rolul ancorelor în realizarea stabilității masivului de roci, acesta este evidențiat de modelul de calcul al stabilității excavației susținute doar cu ancore, în raport cu modelul decantorului subteran finalizat.

Din modelul excavației decantorului susținut doar cu ancore (modelul B) este evidentă redistribuirea tensiunilor în jurul ancorelor și, implicit, reducerea deformațiilor suprafeței interioare a excavației.

Fără susținerea portantă, ancorele, atât la pereți cât și la vatră, sunt solicitate doar la tracțiune, cu până la 1270kN, (ancorele de la pereți fiind solicitate mai mult spre capătul din masiv, iar cele de la vatră, spre capătul dinspre excavație). Direcția de solicitare fiind orientată aproximativ după axul ancorelor, ceea ce înseamnă că ancorele sunt solicitate mai puțin la forfecare și mai mult la smulgere.

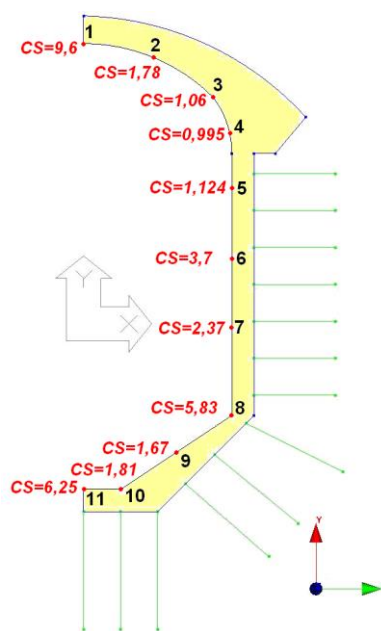


Fig.2.2. Valoarea coeficientului de siguranță calculat în diferite puncte de pe conturul interior al susținerii decantorului

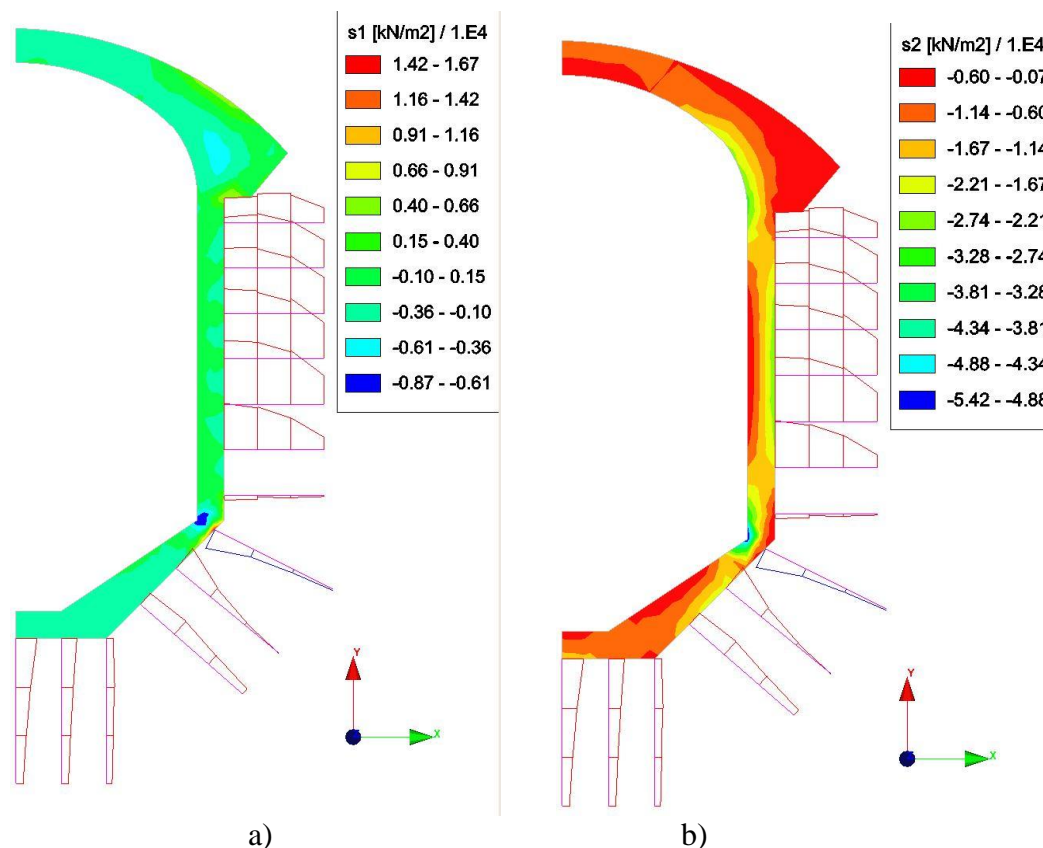


Fig.2.3. Tensiunile principale maxime σ_1 și minime σ_2 , în kN/m^2 , în susținerea portantă și a eforturile n , în kN, în ancorele de la pereți și vatră

După montarea susținerii portante din beton armat se constată o relaxare a solicitării la tracțiune a ancorelor, la maxim 438kN. De asemenea, se observă că ancorele de la vatră (fig.2.3) își reduc rolul în mod semnificativ, iar prima ancoră de la vatră trece de la o solicitare de tracțiune (de aprox. 1000kN), la una de compresiune (de max.-128kN). De asemenea, pentru ancorele de la pereți, direcția de solicitare se schimbă în mod semnificativ, spre o direcție perpendiculară pe axul ancorelor; ceea ce evidențiază, în acest caz, rolul ancorelor în preluarea unor solicitări de forfecare dezvoltate din masiv.

2.2. MODELAREA STABILITĂȚII SUSȚINERII CASEI VANELOR GOLIRII DE FUND - BARAJ RĂSTOLIȚA, PE FAZE DE EXECUȚIE

2.2.1. Casa vanelor golirii de fund – baraj Răstolița

Structurile axial-simetrice sunt corpuri tridimensionale de revoluție. În domeniul construcțiilor hidrotehnice ele sunt frecvent întâlnite: turnuri de priză, evacuatori pânne, rezervoare de apă etc.(Stematiu, 2008). În condițiile exploatărilor subterane avem exemplul puțurilor oarbe. În cazul în care și încărcările sunt axial simetrice, atunci componentele deplasărilor într-o secțiune ce trece prin axa de simetrie definesc complet starea de deformație și de efort din structură (Stematiu, 2008). Astfel, casa vanelor golirii de fund, baraj Răstolița, o putem caracteriza ca o construcție hidrotehnică subterană axial-simetrică.

Casa vanelor golirii de fund face parte din amenajarea hidroenergetică Răstolița și este o cavernă subterană (de formă cilindrică, cu diametrul de 10m, acoperită cu o calotă sferică, cu înălțimea totală de cca.22m). Susținerea excavației este realizată în timpul săpării cu ancore și torcret, la care se adaugă o susținere definitivă din beton armat cu grosimea medie

de 0,7m. Fazele complexe de execuție a excavației hidrotehnice subterane constau în principal din: realizarea galeriei de acces, execuția unui suitor central, excavarea și susținerea bolții, excavarea părții laterale (în felii orizontale de 2m) și realizarea susținerii pereților (Bălă ș.a., 1985; Bălă ș.a., 1981; Dima & Dima, 1984; Prișcu, 1982; Stematiu, 2008).

Amenajarea hidroenergetică Răstolița are ca obiectiv valorificarea potențialului hidraulic al unor afluenți de pe partea dreaptă a râului Mureș (pe sectorul Ilva –Răstolița – Bistra, respectiv zona defileului râului Mureș, între comunele Lunca Bradului și Deda). Asigură alimentarea cu apă a municipiului Tg.Mureș (la un debit de $6,6\text{m}^3/\text{s}$) și folosința energetică prin producerea în hidrocentrala Răstolița (cu debitul instalat $Q_i=17\text{m}^3/\text{s}$ și puterea instalată $P_i=35,3\text{MW}$) a cca.117,5GWh/an.

2.2.2. Caracterizarea geologică și geomecanică

Datele privind geologia și hidrogeologia zonei cercetate evidențiază faptul că rocile din zona amplasamentului barajului Răstolița sunt alcătuite din aglomerate vulcanice (piroclastite) și cenuși vulcanice (cinerite) în care, local, se intercalează andezite dure fisurate, alterate.

Probele din forajele din zona amprizei barajului Răstolița - versant stâng și drept- sunt alcătuite, în principal, din piroclastite cu aspect microconglomeratic (cca.87% din probe), cenuși vulcanice cimentate (cca.7%) și andezite (cca.6%). În forajele din ampriza baraj – albie procentele tipurilor de roci amintite mai sus sunt de 70% și 12% și respectiv 18%. De asemenea, se mai identifică zone de piroclastite mai alterate de culoare roșcat ruginiu, fisurate și deteriorate (Hancu ș.a., 1984).

Rocile analizate sunt reprezentate predominant de piroclastite de culoare cenușie, uneori roșcată și ruginie-negricioasă, în zonele alterate (între 2,00 și 20,00m); aspectul piroclastitelor este de microconglomerat bine cimentat în care, fragmentele de andezite colțuroase sunt prinse într-o masă de cenușă vulcanică (cinerit), care alcătuiește cimentul; în procente mai reduse, apar probele de cinerite (maxim 12% din totalul probelor încercate) și cu totul sporadic, probe alcătuite din andezite dure sau alterate, fisurate (Hancu ș.a., 1984).

Analizând, în ansamblu, valorile obținute pentru piroclastite și cinerite se observă că cca.80% din valorile obținute se grupează într-un domeniu mai restrâns (valori considerate reprezentative pentru aceste tipuri de roci și recomandate pentru a ține seama de ele în activitatea de proiectare) și anume (Hancu ș.a., 1984): densitatea aparentă, $\rho_{nat}=1900-2200\text{kg}/\text{m}^3$; porozitatea, $n=10-30\%$; absorbția de apă la presiuni și temperaturi normale, $a_1=3-10\%$; rezistența de rupere la compresiune în stare naturală (după saturarea rocii valoarea rezistenței scade în medie cu 15%), $\sigma_{rc}=5,0-15,0\text{MPa}$; parametrii de forfecare: unghiul de frecare interioară, $\varphi=30-43^\circ$; coeziunea, $C=1,5-4,0\text{MPa}$; viteza de propagare a undei sonice, $V_L=1500 - 2500\text{m}/\text{s}$; modulul static al lui Young, $E=3000-15000\text{MPa}$ (valoarea modulului de elasticitate din teren se recomandă a fi redusă de cca.10 ori).

2.2.3. Analiza cu elemente finite a stării de tensiuni și deformații

Descrierea modelului

Codul de calcul cu elemente finite CESAR-LCPC 2D a fost folosit în această lucrare pentru realizarea modelului în simetrie de revoluție (axial-simetric) a lucrării hidrotehnice subterane „casa vanelor golirii de fund – baraj Răstolița”. Modelarea a fost realizată pe faze de execuție după cum urmează: 1) faza de execuție a galeriei de acces; 2) faza de execuție a suitorului central; 3) faza de excavare a cupolei; 4) faza de susținere a cupolei; 5) faza de excavare a casei vanelor și susținere cu ancore; 6) faza de susținere definitivă a pereților casei vanelor.

Am sintetizat procesul tehnologic de execuție a casei vanelor golirii de fund baraj-Răstolița în doar 6 faze de execuție (de modelare), deși în realitate sunt mai multe faze,

pentru a concentra calculele la cele mai importante stări de tensiune-deformare dezvoltate în masiv și în structura de susținere. În acest sens am făcut următoarele *supoziții simplificatoare*:

Galeria de acces este prezentă în model sub forma unui cilindru cu diametrul interior de 10m și înălțimea de 4m, situat la baza casei vanelor (de aceea rezultatele calculelor corespunzătoare acestei porțiuni vor fi mai atent analizate, nefiind în totalitate conforme cu realitatea);

Suitorul central este considerat executat integral (și nu pe câmpuri) până la limita în săpare de la cheia cupolei);

Execuția susținerii provizorii ancorate la nivelul bolții, a cuzinetului și a susținerii definitive din beton armat a cupolei se presupune a fi realizate într-o singură etapă;

Susținerea provizorie în torcret și cea definitivă se presupune a fi realizată compact, cu o grosime medie totală de 0,8m (0,1m torcret + 0,7m susținere portantă);

Excavarea miezului de rocă din jurul suitorului central este considerată în faza finală (și nu în felii cu grosimea de 2m).

Profilul unui corp axial-simetric de revoluție poate fi discretizat prin elemente finite axial-simetrice, toroidale (un inel circular de secțiune constantă).

Secțiunea transversală a unui astfel de element poate fi în formă de patrulater sau de triunghi (ca în modelele studiului nostru). În fiecare nod există câte două deplasări u și w , astfel încât elementul finit patrulater simplu are opt grade de libertate, proprietățile materialului (în cazul nostru rocile, betonul și oțelul) cât și deplasările nodale putând fi exprimate în funcție de două coordonate independente, r și w . În mod obișnuit corpul și elementul finit este raportat la un sistem de coordonate cilindrice „ r, z, θ ”, dar nici proprietățile materialelor și nici alți parametri nu depind de unghiul θ (Onica, 2001a).

Remarcăm un aspect tipic al elementelor finite bidimensionale care le diferențiază substanțial de stările plane de deformații. Acest aspect constă în faptul că deplasările radiale u cauzează deformații specifice circumferențiale $\varepsilon_{\theta} = u/r$, respectiv tensiuni circumferențiale σ_{θ} . Facem precizarea că, în cazul modelelor ce constituie obiectul prezentei lucrări, parametrii prezentați mai sus sunt transformați, la nivelul rezultatelor, din coordonatele polare „ r, z, θ ” în coordonatele carteziene „ x, y, z ” și în mod corespunzător, în deplasările u, v și tensiunile $\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{xy}$ (Onica, 2001a).

Realizarea modelării în 2D, în ipoteza simetriei de revoluție (axial-simetrică) și comportament elastic liniar al rocilor, susținerii din beton armat și al ancorelor din oțel a necesitat parcurgerea unor etape de modelare, ca și în celelalte cazuri prezentate în această lucrare.

Având în vedere dimensiunile spațiului excavat, pentru o precizie cât mai bună a calculelor s-a realizat modele cu dimensiunile de $X=50m / Y=138,6m$. Discretizarea modelului, respectiv a fiecărei regiuni, s-a realizat prin elemente finite triunghiulare cu interpolare pătratică. Numărul total de noduri este de 7 521 și elemente 3 730, elemente de suprafață 3700 și elemente liniare 30 (pentru toate cazurile luate în studiu).

Pentru simplificarea modelelor în 2D, s-au luat în considerare 2 regiuni cu caracteristici diferite (roci și beton armat), iar ancorele ca elemente liniare de oțel tip bară.

a) Caracteristicile geomecanice ale rocilor

Caracteristicile rocilor (în principal piroclastite, cinerite și andezite) sunt considerate în modele în ipoteza comportamentului elastic, liniar și izotrop. Astfel că s-au luat în calcul o serie de caracteristici medii, considerate de noi ca reprezentative pentru comportamentul acestora in situ: densitatea aparentă $\rho_{ar} = 2200 \text{ kg/m}^3$; modulul de elasticitate $E_r = 15000 \text{ MPa}$; coeficientul lui Poisson $\nu_r = 0,18$; rezistența la compresiune $\sigma_{rc} = 15 \text{ MPa}$; rezistența la tracțiune $\sigma_{rt} = 2,0 \text{ MPa}$; rezistența la forfecare $\sigma_{rf} = 4,5 \text{ MPa}$; coeziunea $C_r = 1,5 \text{ MPa}$; unghiul de frecare interioară $\varphi_r = 30^\circ$.

b)Caracteristicile susținerii din beton

În literatura de specialitate se dau formule și tabele pentru caracteristicile elastice și mecanice ale betonului în raport cu marca lui (Ștefănescu-Goangă, 1983). În calcule s-a adoptat valoarea modului de elasticitate pentru beton, de cca. $E_b=26500\text{MPa}$, cu o rezervă de siguranță privind calitatea betonului armat de aproximativ 12%. Coeficientul lui Poisson pentru marca betonului B 200 adoptat este $\nu_b=0,2$ (fiind foarte aproape de valoarea betonului armat).

În ceea ce privește caracteristicile mecanice, pentru beton marca B 200 cu un grad de omogenitate III, se consideră rezistența la compresiune a betonului $R_{ac}=16\text{MPa}$ și la tracțiune între $R_t=1,2\text{MPa}$ (la încercarea prin despicare) și $R_t=1,8\text{MPa}$ (la încercarea prin încovoiere) (Ștefănescu-Goangă, 1983; Teoreanu ș.a., 1982). De unde se poate deduce (pentru valorile minime ale rezistenței betonului) coeziunea $C=2,2\text{MPa}$ și unghiul de frecare interioară $\varphi=55^\circ$.

c)Caracteristicile ancorelor

În ceea ce privește caracteristicile de elasticitate ale fierului beton, PC 52 cu diametrul $\varphi=25\text{mm}$, utilizat pentru punerea în operă a ancorelor cimentate am adoptat: $E_a=210000\text{MPa}$ și $\nu_a=0,25$. În model, în contextul ipotezei simetriei de revoluției, ancorele au secțiunea transversală de $0,0005\text{m}^2/\text{m}$, iar lungimea lor este de $2,5\text{m}$ la boltă și $1,5\text{m}$ la pereți. Limita la curgere a oțelului beton PC 52 este $\sigma_{c\min}=340\text{N/mm}^2$ (Nicula & Oneț, 1982).

Condițiile inițiale de încărcare a modelului au fost considerate geostatice $[\sigma_o]$, corespunzătoare unor adâncimi de aprox. $H=58,6\text{m}$: tensiunile geostatice verticale $\sigma_{oy}=\rho_s \cdot g \cdot H=12,63\text{MPa}$, tensiunile geostatice orizontale $\sigma_{ox}=\frac{\nu}{1-\nu} \cdot \sigma_{oy}=k_o \cdot \sigma_{oy}=3,16\text{MPa}$ (unde $k_o=\frac{\nu}{1-\nu}=0,25$).

Tensiunile induse de prezența excavației au fost $[\sigma_e]$, respectiv variația de tensiuni reprezentate de tensiunile orizontale $\sigma_{ex}=-3,16\text{MPa}$ și verticale $\sigma_{ey}=-12,63\text{MPa}$. Astfel că, încărcarea modelului a fost realizată în tensiuni totale sub forma: $[\sigma_T]=[\sigma_o]-[\sigma_e]$. Încărcarea regiunilor aferente susținerii din beton armat a fost realizată separat, în mod gravitațional, sub forma $[\sigma_s]$, ca o funcție de ρ_b , g și G_b (unde: $\rho_b=0,025\text{MN/m}^3$ -densitatea betonului; $g=9,8\text{m/s}^2$ -accelerația gravitațională; G_b - grosimea betonului, în m).

2.2.4. Analiza rezultatelor obținute din modelarea numerică

În sensul soluționării problemelor prezentate, rapoartele de concentrare a tensiunilor principale σ_1/σ_2 pot descrie dezechilibrarea tensiunilor și implicit posibilitatea de apariție a fenomenelor de rupere (fig.2.5). De asemenea, tot din punct de vedere al stabilității, foarte semnificativ este și studiul tensiunilor de tracțiune și de forfecare, știut fiind faptul că rocile și betonul au rezistențele la tracțiune și forfecare mai reduse) și cel mai adesea ruperea apare datorită depășirii acestor limite. Analiza valorilor deplasărilor verticale și orizontale și a orientării vectorilor corespunzători acestora ne poate sugera amplitudinea și sensul de dezvoltare a fenomenelor de deformare (Onica, 2001a; Stematiu, 1988).

Pentru a analiza stabilitatea rocilor de pe conturul susținerii și a susținerii din beton a casei vanelor, plecând de la starea de tensiuni, vom calcula niște coeficienți de siguranță (fig.2.6) care ne cuantifică gradul de stabilitate a rocilor (fig.2.6.b) și a structurii de susținere (fig.2.6.a).

Vom introduce un criteriu de rupere, plecând de la curba intrinsecă a rocilor sau betonului. Pentru un punct oarecare, caracterizat de o anumită stare de tensiuni, se determină

cercul lui Mohr corespunzător și se raportează la curba intrinsecă a rocilor sau betonului. În acest sens, vom lua în considerare dreapta lui Mohr-Coulomb (definită de relația: $\tau = C - \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi$) și se vor stabili următoarele condiții:

a) Dacă $\sigma_1 < R_t$, rezultă $CS = R_t / R$.

$R_t = 1299,04 - 0,5 \cdot S_c$ - pentru rocile de pe conturul excavației (când $C = 1500 \text{ kN/m}^2$ și $\varphi = 30^\circ$); $R_t = 444,46 - 0,156 \cdot S_c$ - pentru rocile de pe conturul excavației (când se ține seama de coeficientul de slăbire structurală după V.V.Raiski (Arad, 1995), $C_{ss} = 0,3$, rezultă $C = 450 \text{ kN/m}^2$ și $\varphi = 9^\circ$); $R_t = 1261,87 - 0,82 \cdot S_c$ pentru susținerea din beton B 200 (când $C = 2200 \text{ kN/m}^2$ și $\varphi = 55^\circ$).

b) Dacă $\sigma_1 \geq R_t$, atunci $CS = 0$.

În relațiile de mai sus: $S_c = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$ reprezintă abscisa cercului lui Mohr; $R = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$ - raza cercului lui Mohr; σ_1, σ_2 - tensiunile principale maxime, respectiv minime (vezi fig.5); R_t - raza cercului lui Mohr tangent la dreapta Mohr-Coulomb; CS - coeficientul de siguranță; R_t - rezistența la tracțiune a rocilor; C - coeziunea rocilor; φ - unghiul de frecare interioară a rocilor.

În ceea ce privește valoarea calculată a coeficientului de siguranță CS există trei cazuri de stabilitate: $CS = 1$ - stabilitate la limită; $CS < 1$ - condiții pentru apariția fenomenelor de rupere; $CS > 1$ - un anumit grad de stabilitate, funcție de valoarea coeficientului de siguranță.

Ținând seama de relațiile de mai sus, în figura 2.6 sunt reprezentate sintetic valorile coeficienților de siguranță pentru susținere și rocile de pe contur. Se poate constata că valoarea acestora este cu mult peste limita de stabilitate ($CS > 1,6-2$). Chiar în condițiile reducerii cu 70% caracteristicilor rocilor, coeficientul de siguranță se apropie de limita de stabilitate. Având în vedere prezența susținerii se poate considera că stabilitatea excavației este asigurată.

În toate fazele, deplasările orizontale u , de la nivelul pereților, sunt sub 1mm. Deplasarea verticală (umflarea) v a vetrei galeriei de acces are cea mai mare amplitudine, de 10mm, în faza de execuție și susținere a cupolei, care se reduce substanțial la 2mm după finalizarea casei vanelor. Menționăm că efectul de umflare a vetrei este accentuat și de înălțimea mare a casei vanelor (22 m). După excavarea calotei (bolții) casei vanelor, la cheia bolții deplasarea verticală a acesteia este de cca.3mm; aceasta reducându-se cu 50% după montarea susținerii definitive.

Cele mai mari valori ale tensiunilor de forfecare maximă $\tau_{f \max}$ se constată la nivelul zonei de contact dintre susținerea calotei și cuzinet, după construcția acestora, de aprox. 4560 kN/m^2 (fig.2.4.a), tensiuni care se relaxează la cca. 1500 kN/m^2 , după excavarea totală a casei vanelor, iar apoi se stabilizează la cca. 2300 kN/m^2 , după finalizarea construcției.

Tensiunile de tracțiune σ_t , cele mai importante sunt dezvoltate tot la nivelul cuzinetului, de aprox. 1760 kN/m^2 (fig.2.4.b). După care, are loc o reducere la 430 kN/m^2 , în fazele de excavare a casei vanelor și construcția susținerii definitive a acesteia.

Tensiunile de compresiune σ_c cu cele mai mari valori sunt la nivelul cuzinetului și nașterea susținerii calotei, de cca. -9780 kN/m^2 (fig.2.4.c), în faza de montare a acesteia; apoi, reducându-se la jumătate după fazele de săpare și susținere definitivă a casei vanelor.

De asemenea, după finalizarea construcției, dacă se compară valoarea tensiunilor de forfecare ($250 \div 850 \text{ kN/m}^2$ - pe conturul exterior al susținerii; $200 \div 2000 \text{ kN/m}^2$ - pe conturul interior), de tracțiune ($0 \div 300 \text{ kN/m}^2$ - pe exterior; $0 \div 650 \text{ kN/m}^2$ - pe interior) sau de compresiune ($-2200 \div -700 \text{ kN/m}^2$ - pe exterior; $-4500 \div 0 \text{ kN/m}^2$ - pe interior) din structura de susținere, constatăm că aceste valori sunt cu mult sub limitele valorilor de rezistență ale susținerii din beton armat. Cu mențiunea că valorile cele mai mari corespund zonei

cuzinetului datorită geometriei unghiulare a acestuia, cu toate că și acesta se află într-o stare bună de stabilitate (Onica ș.a., 2010a, 2010b, 2011b; Rusu & Onica ș.a., 2010).

Așadar, în urma analizei tensiunilor din susținere și din rocile înconjurătoare putem trage concluzia că în timpul fazelor de execuție a casei vanelor valorile acestora nu depășesc caracteristicile de rezistență ale acestora.

În ceea ce privește deplasările orizontale și verticale ale conturului interior al susținerii se constată că valoarea acestora nu depășește 1mm, ceea ce este cu mult sub limitele capacității de preluare ale susținerii din beton armat (fig.2.7).

Este interesant de analizat dinamica solicitărilor din ancore, pe parcursul fazelor de execuție a casei vanelor. Astfel că, se constată cea mai mare solicitare la tracțiune a ancorelor de la nivelul calotei, de 86,1kN, și de compresiune, de -26,3kN (în șirurile 5 și 6 din proximitatea cuzinetului), în faza de susținere a calotei (fig.2.8.a). Acestea, în totalitate, trec în starea de solicitare la tracțiune, în faza de după excavarea casei vanelor, de maxim 43,5kN (fig.2.7.b). După montarea susținerii definitive din beton la pereți, ancorele din șirurile 5 și 6 ies aproape total din funcțiune, iar solicitarea celor de la pereți se reduce cu peste 60% (fig.2.8.c).

În ceea ce privește situația după realizarea casei vanelor (fig.2.8.c) constatăm că majoritatea ancorelor sunt solicitate la tracțiune cu valorile cele mai mari în primele trei rânduri de la nivelul cupolei, de max. 43,1kN, următoarele două rânduri fiind solicitate parțial la compresiune, cu max. - 6kN, iar ancorele de la pereți sunt solicitate la tracțiune cu max.10kN. Ceea ce determină niște deplasări totale în ancore de max. 3,2mm, la nivelul cheii cupolei și conduce la concluzia că aceste valori sunt sub caracteristicile de rezistență ale ancorelor. De asemenea, se constată că nu există diferențe semnificative între deplasările nodurilor învecinate din masiv și ancore, ceea ce conduce la concluzia că datorită raportului foarte mare între lungimea ancorelor și deschiderea excavației, aceste ancore au doar un rol de susținere provizorie, împreună cu susținerea în torcret armat cu plasă metalică.

În final, se poate trage *concluzia* că susținerea excavației casei vanelor golirii de fund baraj Răstolița este stabilă și în conformitate cu destinația acestei lucrări hidrotehnice.

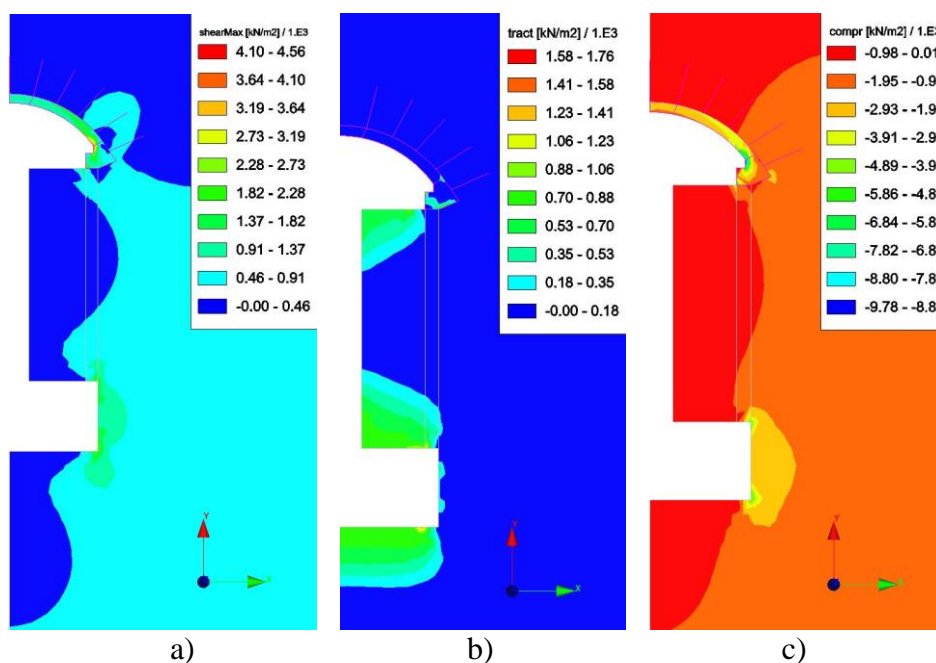


Fig.2.4. Tensiunile $\tau_{f \max}$, σ_t și σ_c , în kN/m²

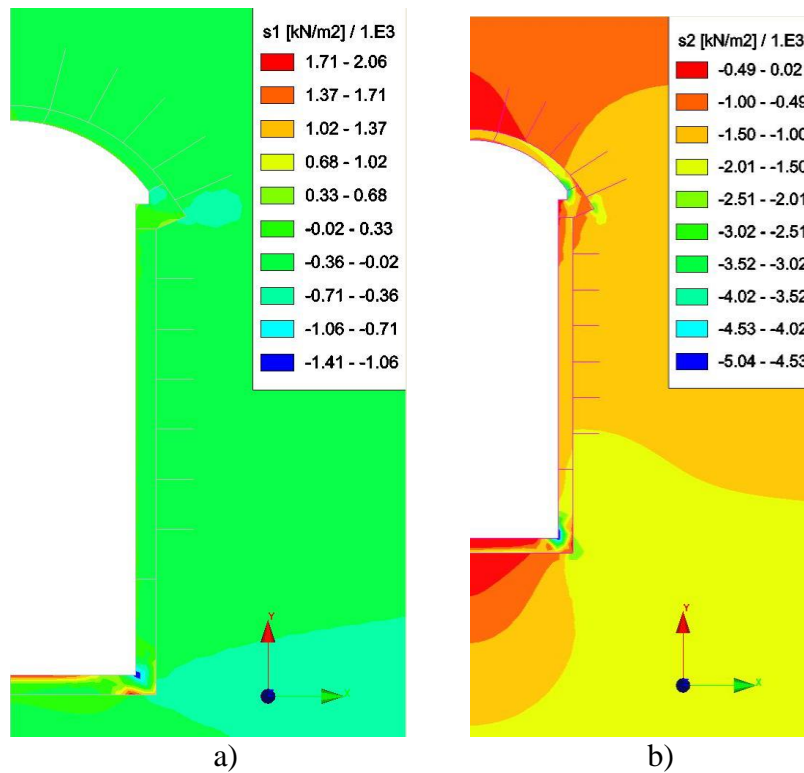


Fig.2.5. Tensiunile principale maxime σ_1 și minime σ_2 , în kN/m²

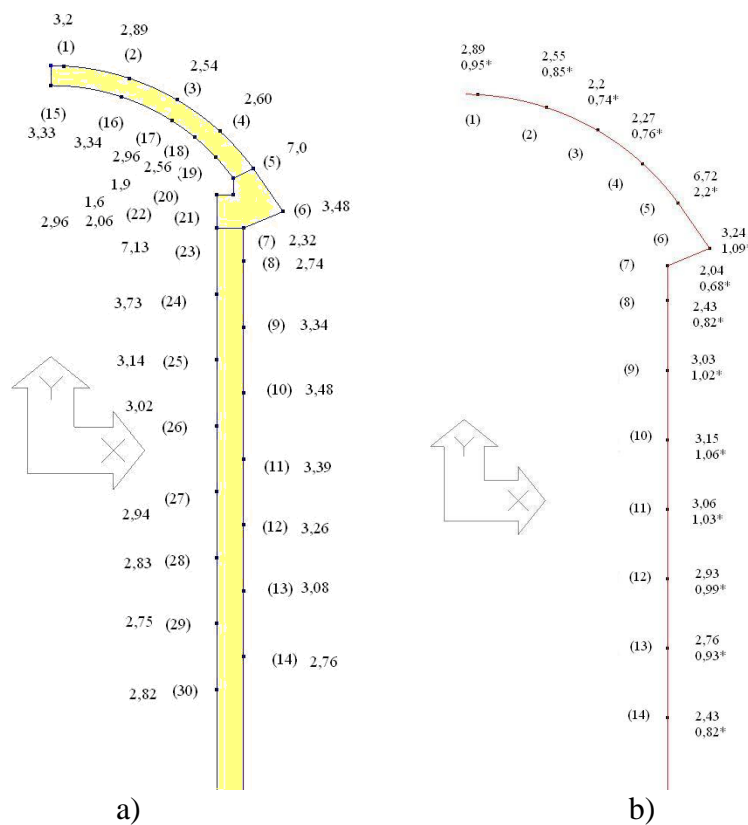
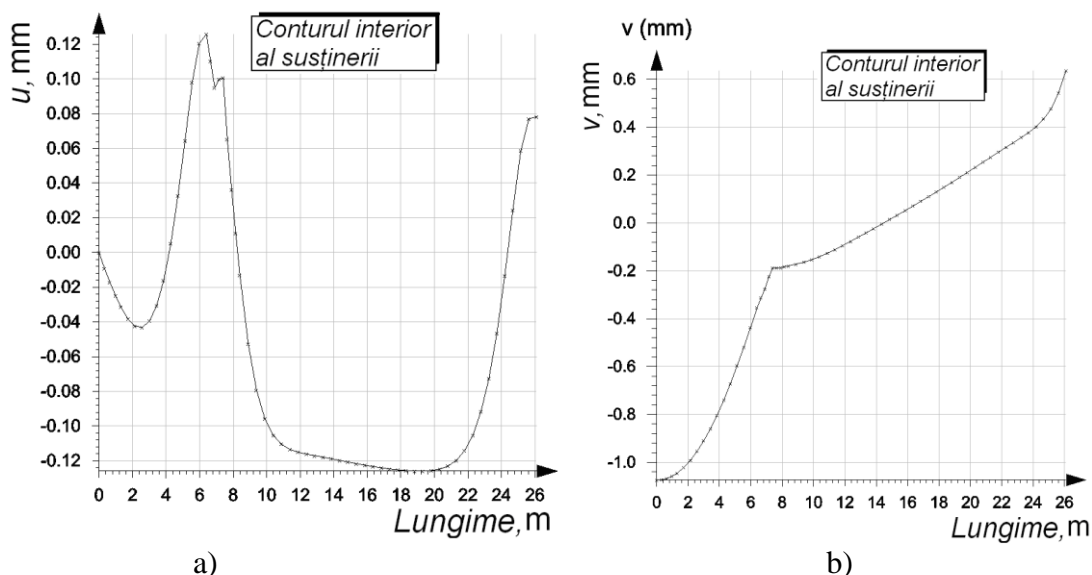


Fig.2.6. Coeficienții de siguranță în diferite puncte de pe conturul interior și exterior al susținerii (a) și de pe conturul excavației rocilor înconjurătoare (b) (*- funcție de coeficientul de slăbire structurală C_{ss})



a) b)
Fig.2.7. Variația deplasărilor (a) orizontale u și (b) verticale v , în mm, pe conturul interior al structurii de susținere

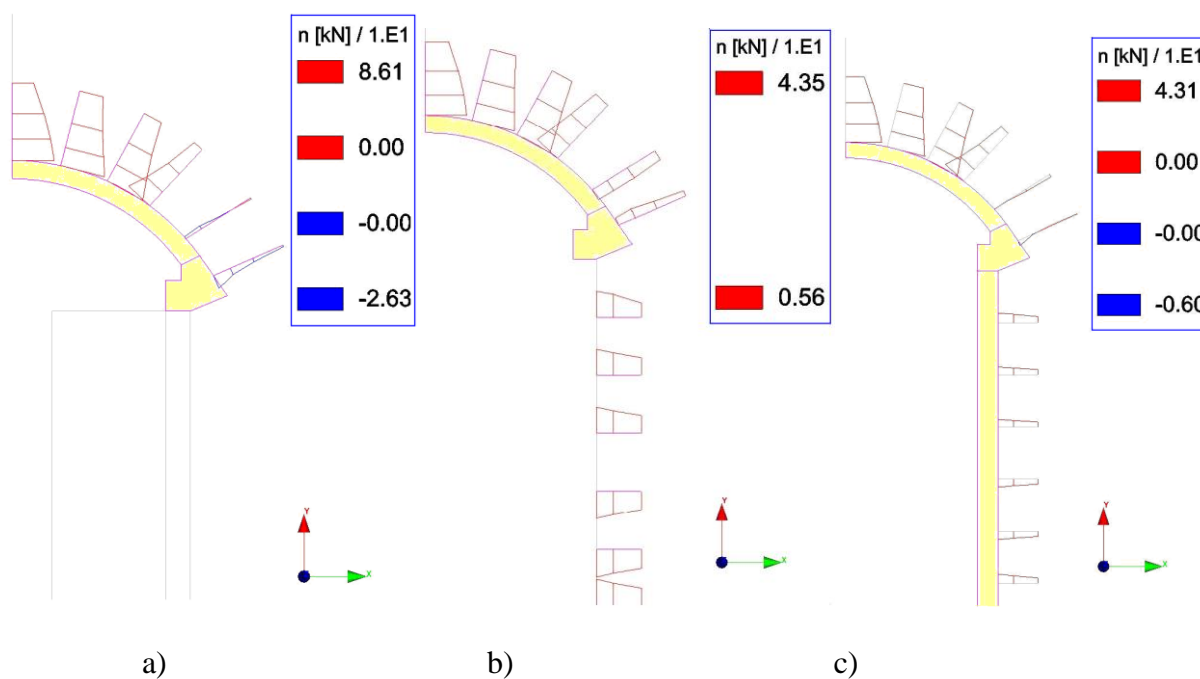


Fig.2.8. Solicitarea ancorelor (n , în kN) pe faze de execuție: a) săpare și susținere calotă; b) excavare casa vanelor; c) susținere casa vanelor

2.3. ANALIZA STABILITĂȚII EXCAVAȚIILOR DIN AMENAJAREA TURISTICĂ SUBTERANĂ - SALINA TURDA

2.3.1. Lucrări de amenajare a Salinei Turda în scop turistic

Dovezi arheologice sigure ale exploatării sării la Durgău-Turda există din perioada preromană (50 î.C.-106 d.C.). Romanii (106-274 d.C.) au exploatat sarea la Durgău în camere piramidale de 17-34 m adâncime și 10-12 m lățime (Mera, 2007).

Începând cu anul 2008, toată salina Turda (fig.2.9) a fost cuprinsă unui amplu program de reamenajare, în vederea lărgirii bazei turistice și balneoclimaterice.

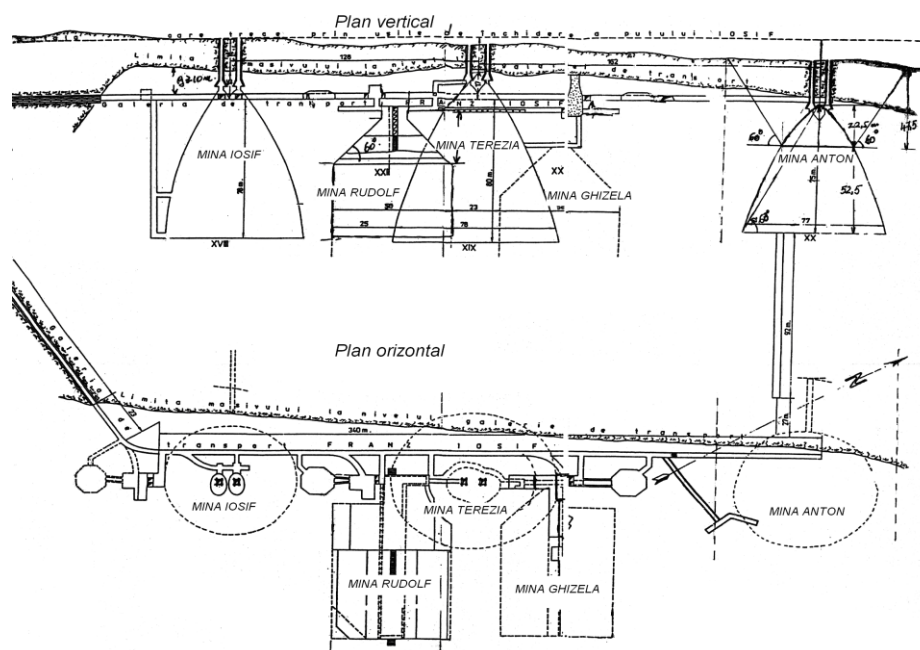


Fig.2.9. Planul de situație al salinei Turda

Cu sprijinul financiar al Uniunii Europene, în anul 2009 s-au desfășurat lucrări ample de amenajare a Salinei Turda, în scop turistic și curativ (Fig.2.10). Inaugurarea a avut loc în ianuarie 2010, după 2 ani de lucrări și 6 milioane de euro investiți. Salina Turda deține în prezent săli de tratament, un amfiteatru, săli de sport, dar și o „roată panoramică”, de unde se pot admira stalactitele din sare. Între 2012 - 2014 a fost executat un tunel de legătură între mina Terezia și mina Iosif, în lungime de 50 m, în scopul includerii în circuitul turistic și a minei Iosif, nedeschisă până acum accesului public (Cozma & Onica & Goldan, 2006a, 2006b).

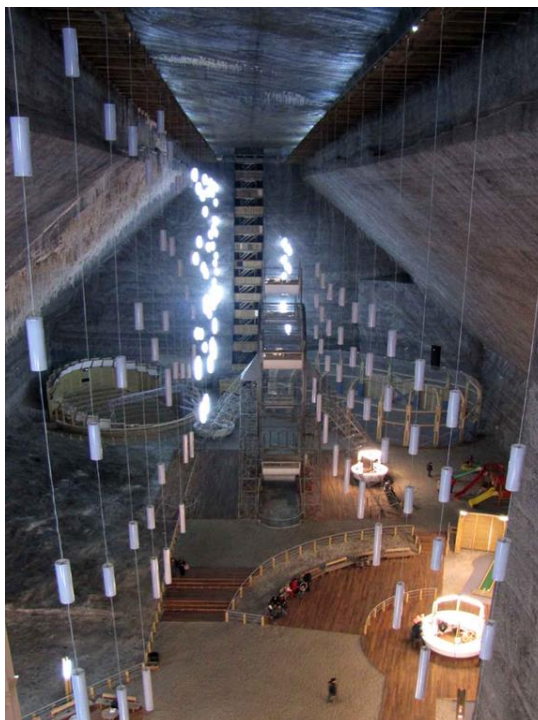


Fig.2.10.Reamenajarea salinei Turda în scop turistic

Pentru accesarea fondurilor europene, în anul 2005 colectivul Catedrei de Exploatare miniere subterane, din cadrul Universității din Petroșani, a fost solicitat de către Consiliul Local Turda pentru a participa la o lucrare de cercetare-proiectare (Georgescu & Onica ș.a., 2005) care a stat la baza obținerii unor fonduri de la Uniunea Europeană necesare pentru reamenajarea turistică a salinei Turda. Obiectivele lucrării au constat din:

a) Verificarea stabilității excavațiilor subterane din cadrul complexului de lucrări miniere subterane de la Salina Turda;

b) Proiectarea tehnologiilor de excavare în vederea adaptării salinei la planul de reamenajare a salinei (planarea-betonarea vetrei galeriei Franz Iosif în zona executată în steril; nivelarea vetrei galeriei Franz Iosif pe zona executată în sare; nivelarea vetrei lucrărilor de acces la minele Iosif, Terezia, Rudolf și Ghizela; netezirea pereților și tavanului minei Ghizela; executarea de diguri de izolare a minei Anton) - Georgescu & Onica ș.a., 2005.

În cadrul proiectului au fost utilizate cele mai adecvate metode analitice de verificare a stabilității structurilor de susținere. Din studiul efectuat asupra celor patru camere individuale – Iosif, Terezia, Rudolf și Ghizela – a rezultat că acestea sunt stabile. De asemenea, prezintă stabilitate și pilierul dintre camerele Rudolf și Ghizela, iar pentru toate cele patru camere planșeul de tavan prezintă stabilitate (Georgescu & Onica ș.a., 2005).

2.3.2. Reabilitarea puțurilor de deschidere a Minei Terezia

Pe lângă proiectul de reamenajare a salinei Turda (Georgescu & Onica ș.a., 2005), colectivul Catedrei de EMS a proiectat tehnologia de consolidare a puțurilor de deschidere a Minei Terezia - fig.2.9 (Onica ș.a., 2008b).

Mina Terezia de la salina Turda, este o mină sub formă de clopot cu înălțimea de 90 m (112m de la gura puțurilor de deschidere până la baza minei) și cu diametrul de 70/87 m. Este deschisă prin două puțuri verticale (vezi fig.2.9) de secțiune mică ($2 \times 2\text{m} = 4 \text{m}^2$), situate la aproximativ 4 m unul față de celălalt. Puțurile sunt susținute în lemn ecarisat de stejar (fig.2.11.b și c).

Unul din puțuri a fost deschis, prin el făcându-se aerajul minei, iar celălalt puț a fost rambleiat pe toată lungimea dar podul de susținere de la partea inferioară a început să cedeze, iar rambleul din puț a început să cadă pe insula formată la vatra minei Terezia.

Urmărind proiectul, în primă fază s-a executat rearmarea puțului deschis. La rearmare s-a utilizat o instalație specială (*proiectată de către Dl. Conf.univ.dr.ing. Iosif Dumitrescu*), dotată cu platformă mobilă, pentru tehnologia de execuție a reabilitării puțurilor – fig.2.11.a. Aceasta se amplasează pe gura puțului și permite deplasarea, poziționarea și ancorarea în interiorul puțului a unei platforme de lucru și transportul materialului derocat și a materialelor de armare cu o chiblă.

Au fost proiectate două tehnologii de lucru, specifice fiecărui puț în parte (estic și vestic). Fazele tehnologice de rearmare a puțului vestic, deschis, au fost următoarele: montarea troliilor și ancorarea platformei de lucru; lansarea platformei până la adâncimea de 2,5m, în puț, și fixarea ei cu cele patru bolțuri de ancorare; realizarea, la partea superioară, a susținerii puțului cu plăci din beton armat; rearmarea puțului fără a răpi armăturile vechi, în conformitate cu monografia de armare; la 2m de gura puțului, tăierea capetelor armăturilor vechi, executarea pilugilor și montarea cadrului purtător de susținere; montarea noii susțineri, în mod ascendent, pe cadrul de susținere purtător; coborârea platformei de lucru pe următorul tronson de 2m și fixarea ei în pereți. Operațiunile se repetă ciclic, până la înlocuirea tuturor armăturilor vechi.

În cazul rearmării puțului estic, rambleiat, fazele tehnologice au fost adaptate la necesitatea evacuării rambleului din puț, astfel: montarea troliilor și ancorarea podului mobil (podul mobil a fost prevăzut cu balamale pentru a se deschide la trecerea chiblei, cu volumul de $0,1\text{m}^3$); montarea, la gura puțului, a primei armături din plăci de beton armat; evacuarea rambleului de la gura puțului, pe adâncimea de 3,5m; lansarea platformei de protecție și lucru,

până la 2,5m adâncime; la 2 m de gura puțului, tăierea capetelor armăturilor vechi, după ce acestea au fost consolidate cu scoabe, în conformitate cu monografia de susținere (nefiind necesară menținerea secțiunii puțului, armăturile vechi nu se răpesc); executarea pilugilor și montarea cadrului purtător; montarea susținerii noi, peste cea veche, până la armătura din beton armat, montată la suprafață; ridicarea platformei cu 1m, pentru a permite accesul muncitorilor sub aceasta și fixarea ei în pereții puțului; evacuarea rambleului, pe încă un tronson de 2m; coborârea platformei cu 2,5m; montarea instalației de aeraj; asigurarea armăturii vechi cu scoabe din oțel și rețezarea capetelor acesteia; montarea armăturii de susținere purtătoare și, apoi, a restului elementelor de susținere. Operația se repetă ciclic, până la susținerea integrală a puțului.

După finalizarea lucrărilor de rearmare a celor două puțuri, acestea au fost amenajate cu poduri și scări pentru circulația personalului, în vederea verificării periodice a stării puțurilor.

Pe lângă stabilirea tehnologiilor de execuție, proiectul (Onica ș.a., 2008) mai conține: calculele de dimensionare a susținerii în funcție de presiunea dezvoltată pe pereții puțurilor; proiectarea elementelor componente ale instalației mobile; proiectarea aerajului; proiectarea organizării procesului de producție în cazul celor două tehnologii și calculul economic specific celor două puțuri.

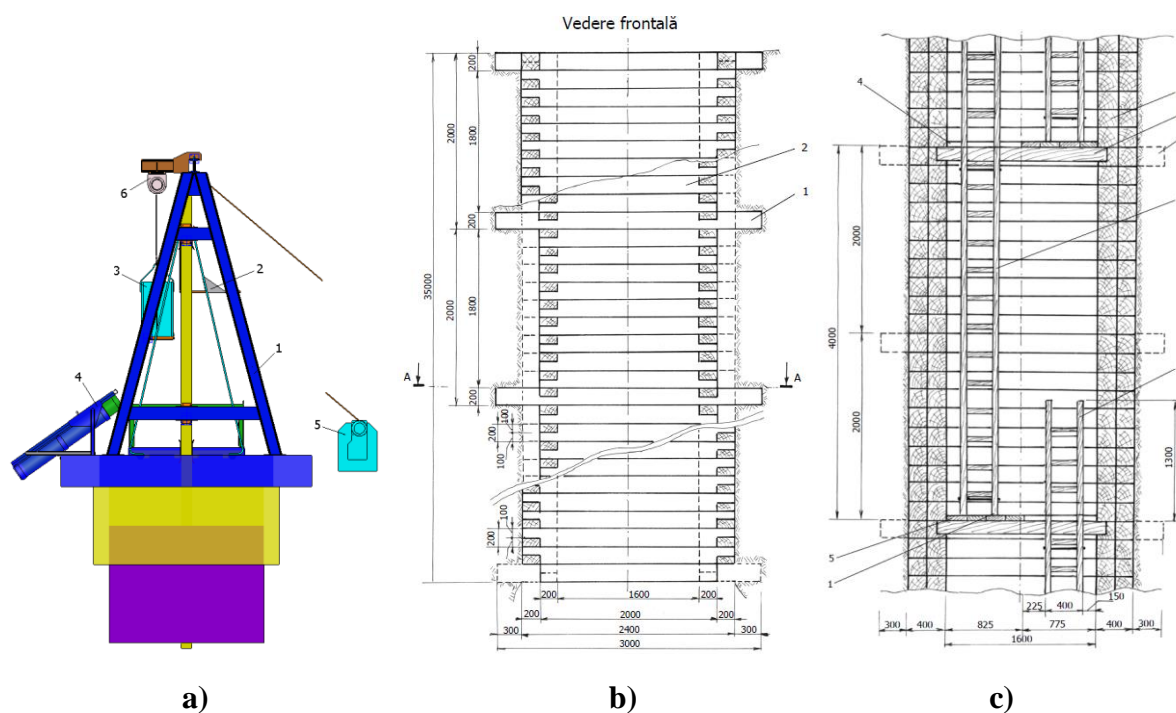


Fig.2.11. Reabilitarea susținerii puțurilor:

a) Instalația de reabilitare a puțurilor minei Terezia (proiect realizat de către Conf.univ.dr.ing.Dumitrescu Iosif) (1 – cadru de susținere; 2 – platforma de lucru; 3 – chiblă; 4 – jgheab de evacuare a materialului derocat; 5 – trolie pentru platformă; 6 – trolie pentru chiblă); b) Susținerea reabilitată a puțurilor; c) Detaliu cu amenajarea puțurilor după reabilitare

Această mină a fost exploatată între anii 1690 – 1880. Pe peretele nordic al minei Terezia s-au depus în decursul timpului concrețiuni de sare care, prin ruperea lor periodică, pun în pericol securitatea turiștilor. În cadrul aceluiași proiect (Onica ș.a., 2008) s-a propus ca protejarea turiștilor împotriva căderii bucăților de sare să se facă cu ajutorul unor plase susținute cu ancore. Ancorele pot fi – pentru condițiile minelor de sare – din metal (așa numitele ancore cu cap expandabil) sau din lemn. În cazul ancorelor metalice, montate la intervale de 2m, acestea pot avea $\phi \cong 2\text{cm}$, cu adâncimea activă până la 200mm și care au o portanță stabilită în laborator și în subteran de 1000–1300daN. Plasa de protecție – formată din fire de oțel, mase plastice sau ață pescărească, trebuie să aibă ochiurile mai mici de $L=4\text{cm}$, împiedicând astfel căderea unor bucăți de sare cu greutate mai mare de 100g. Plasele

formate din fire de oțel cu $\phi=2-2,5\text{mm}$, prezintă o portanță de 300-600daN, până la 100-150 kN (pentru plasele speciale). Pentru determinarea capacității portante a ancorelor au fost realizate încercări la smulgere, atât în laborator cât și in situ.

2.3.3. Analiza stării de tensiuni și deformații din jurul camerei clopot Anton

Camera sau mina Anton, este o cameră de tip clopot (fig.2.12) cu înălțimea de 75 m și diametrul de aproximativ 77 m. A fost închisă în anul 1862, datorită faptului că sarea extrasă conținea multă argilă.

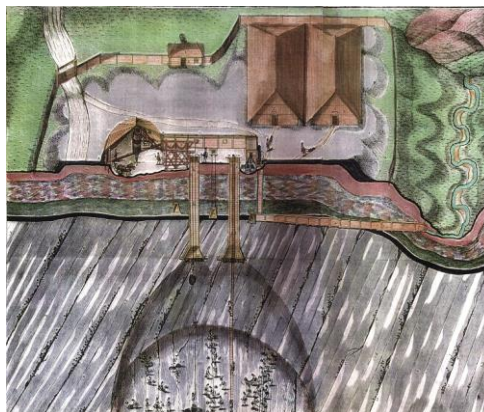


Fig.2.12. Secțiune schematică printr-o ocnă veche de sare din Transilvania și Maramureș (după Johann Fichtel – anul 1780)

În timpul celui de-al doilea război mondial și după terminarea războiului, camera Anton a fost utilizată ca depozit de deșuri, în special de origine animală. Pentru diminuarea mirosului neplăcut emanat de aceste deșuri, accesul la această cameră a fost izolat prin realizarea unui dig de cărămidă și argilă în galeria Franz Iosif (Atudorei ș.a., 1971).

Deoarece mina Anton face parte din Salina Turda – fără a intra în circuitul turistic – iar stabilitatea ei ar putea influența stabilitatea și securitatea suprafeței terenului și a altor camere și lucrări miniere, se pune problema verificării riscului de prăbușire a camerei Anton.

Analiza stabilității camerei Anton a fost realizată prin metode analitice (Cozma&Onica&Hirian, 2009) și numerice.

Modelarea în 3D a stabilității camerei Anton cu ajutorul programului de calcul cu elemente finite CESAR-LCPC 3D a necesitat parcurgerea unor etape succesive specifice modelării în 3D.

Ținând seama de faptul că excavația Anton este situată în apropierea suprafeței, la cca.30m, a fost luat în considerare un model de calcul simetric (după axa y), extins până la suprafață, cu dimensiunile $X=600\text{m} / Y=250\text{m} / Z = 405\text{m}$. Discretizarea 3D a modelului, respectiv a fiecărei regiuni (de tip hexaedru, pentaedru și tetraedru) a fost realizată cu elemente finite cu interpolare pătratică.

Pentru a realiza o descriere calitativă a modelelor, au fost luate în considerare două regiuni cu diferite caracteristici geomecanice, în condițiile unui model de comportament elasto-plastic, fără ecrusaj, de tip Mohr-Coulomb, definit de: 1)rocile acoperitoare, reprezentate de densitatea specifică aparentă $\rho_r=2100\text{kg/m}^3$, modulul de elasticitate liniară $E_r=3.10^6 \text{ kN/m}^2$, coeficientul lui Poisson $\mu_r=0,2$, coeziunea $C_r=1\ 000\text{kN/m}^2$ și unghiul de frecare interioară $\varphi_r=24^\circ$; 2)masivul de sare cu modulul de elasticitate $E_s=3\ 800\ 000\text{kN/m}^2$ (Arad, 2008).

Studiul tensiunilor are în vedere evaluarea comportamentului masei de roci și de sare din jurul camerei Anton. Din punct de vedere al stabilității, tensiunile de tracțiune și de forfecare ($\sigma_t=0 \div +794 \text{ kN/m}^2$; $\tau_{\max}=0 \div 1350 \text{ kN/m}^2$) sunt foarte semnificative deoarece

masivul de sare are limitele de rezistență la tracțiune și forfecare foarte reduse, și în mod frecvent ruperea sării apare unde aceste limite sunt depășite .

După o analiză simplă a tensiunilor ($\sigma_{xx}=+20 \div -3860$ kN/m²; $\sigma_{yy}=+10 \div -3860$ kN/m²; $\sigma_{zz}=+60 \div -7720$ kN/m²) se poate concluziona că tensiunile dezvoltate în masiv sunt cu mult sub valorile rezistențelor admisibile, care arată o foarte bună stabilitate a masivului de sare și a rocilor înconjurătoare de la nivelul excavației „clopot” Anton, inclusiv suprafața de la zi, existând un risc minor de apariție a unor desprinderi de sare la nivelul colțului de intersecție dintre vatra și peretele excavației (fig.2.13).

Studiul deplasărilor verticale și orizontale arată că deplasările maxime sunt după direcția verticală, fiind mai mici de +15,5mm, în mijlocul vetrei - o umflare ne semnificativă a vetrei - (fig.2.13.d), iar deplasările în plan orizontal, după direcția x și y , sunt mai mici de 4mm.

Ținând seama de modelele cu elemente finite în 3D, de analiza tensiunilor și deplasărilor dezvoltate în jurul excavației, se poate trage concluzia că în ceea ce privește camera „clopot” Anton, aceasta rămâne stabilă pe o perioadă foarte lungă de timp. De aceea, în afara influenței altor factori perturbatori și al altor informații, în mod teoretic, se poate confirma că nu există un risc de apariție a colapsului minei Anton.

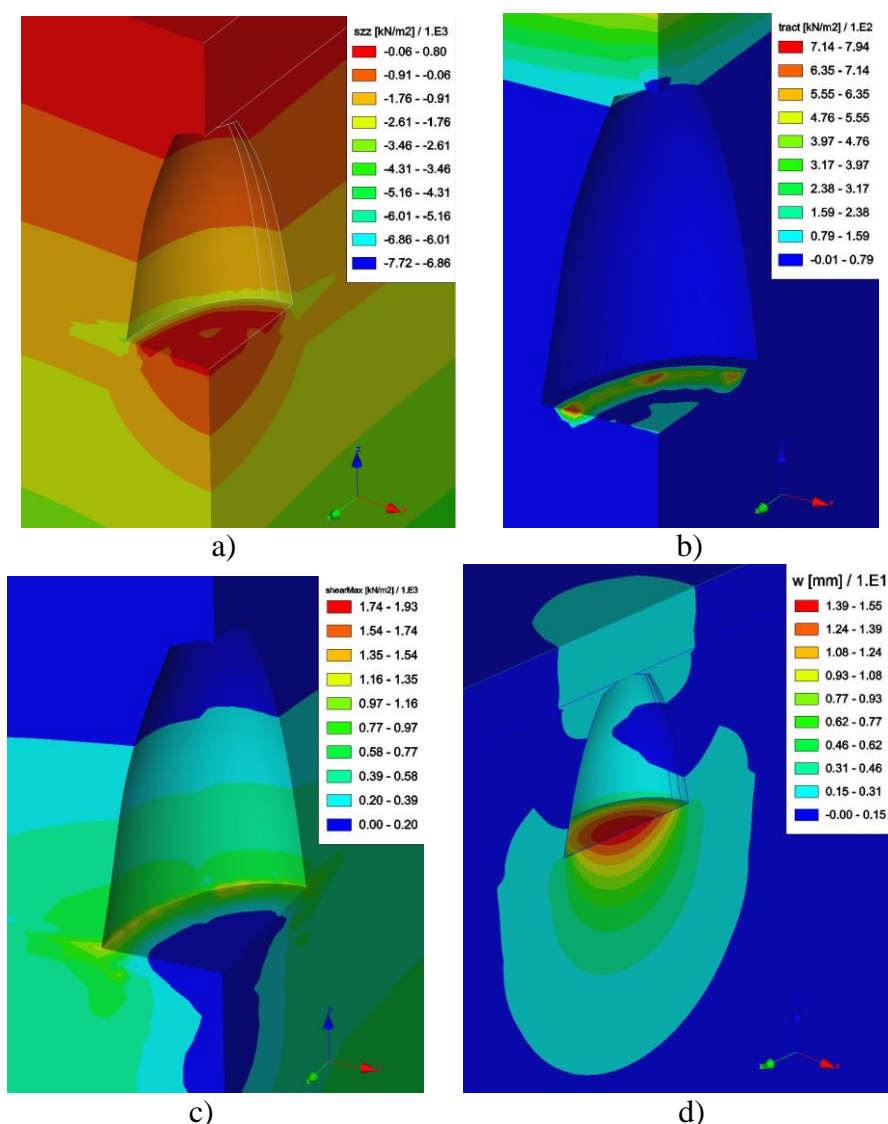


Fig.2.13. Reprezentarea rezultatelor modelării cu elemente finite în 3D: a) tensiunile verticale σ_{zz} ; b) tensiunile de întindere σ_t ; c) tensiunile de forfecare maxime τ_{max} ; d) deplasările verticale w

2.4. MODELAREA STABILITĂȚII EXCAVAȚIEI IZOMETRICE DE LA SLĂNIC PRAHOVA – PROIECTUL LAGUNA

2.4.1. Proiectul LAGUNA

Este în pregătire proiectarea unei mari infrastructuri pentru măsurarea unor evenimente rare, cum ar fi dezintegrarea protonului sau astrofizica neutrino și are o puternică susținere din partea Uniunii Europene prin proiectul FP7 LAGUNA - Design of a pan-European Infrastructure for Large Apparatus Studying Grand Unification and Neutrino Astrophysics (Arad & Onica ș.a., 2010a; Arad & Arad & Onica ș.a., 2010b).

Principalul scop al proiectului este de a stabili cea mai bună locație pentru un mare detector subteran. Locația va fi selectată dintre șapte mari laboratoare subterane din Marea Britanie, Franța, Spania, Italia, România, Polonia și Finlanda (tabelul nr. 2.1).

Locația LAGUNA va fi aleasă funcție de o serie de criterii cum ar fi: adâncimea laboratorului; capacitatea de a absorbi și de a se proteja împotriva energiei înalte a muonilor; capacitatea spațiului subteran de a permite instalarea unui detector cu anumite dimensiuni și cu un volum mai mare de 70 000m³; nivelul radiației naturale. Locația propusă de România este în Salina Slănic Prahova (vezi subcapitolul 3.1).

Tabelul nr.2.1.Competitorii europeni în cadrul proiectului LAGUNA

<i>Țara</i>	<i>Locația</i>	<i>Adâncimea, în m</i>
Marea Britanie	Mina Boulby	1100
Franța	Tunelul Frejus	1500
Spania	Tunelul Canfranc	900
Italia	Caso	700
România	Mina de sare Unirea	200
Polonia	Mina Sieroszowice	1000
Finlanda	Mina Pyhasalmi	1400

Sunt studiate trei tipuri diferite de detectoare, bazate pe diferite medii de detecție active: MEMPHYS-apă; LENA – scintilator lichid; GLACIER-argon lichid.

LAGUNA este un proiect de cercetare pan-European, susținut financiar de către UE pentru a construi infrastructura unui mare laborator subteran, care are ca primă etapă sarcina să caute localizarea adecvată pentru a observa evenimente foarte rare, cum ar fi dezintegrarea protonului, pentru a putea investiga Teoria Marii Unificări sau pentru a studia energia joasă a neutrino și a originii astrofizice.

Un criteriu important în selecția locației acestui proiect, este posibilitatea de realiza o foarte mare excavație care să fie stabilă pe termen lung, pentru a permite montarea în interiorul ei a unor detectoare foarte mari (GLACIER - 77000m³; LENA – 71 000m³; MEMPHYS – 60 000m³) - Arad & Arad & Onica ș.a., 2010a.

Locația propusă de România, de la Slănic Prahova, este într-un zăcământ cu grosimea de 500m și extinderea pe orizontală de câțiva kilometri pătrați. În baza măsurătorile asupra fluxului muonilor s-a considerat ca eficientă montarea unui detector GLACIER în mina Unirea (singurul detector utilizabil la „1000m.w.e.” – 1000m adâncime, echivalent coloană de apă), de la Salina Slănic Prahova, fiind studiate și alte locații posibile de amplasare a detectorului.

În cazul acestui studiu s-a luat în considerare amplasarea cavității la aproximativ 100m sub mina Unirea (Mitrică, 2011; Bektasoglu ș.a., 2012) – fig.2.14 și 2.15.

parte inferioară cilindrică, cu diametrul $d=71\text{m}$ și înălțimea de $h=25\text{m}$ și o parte superioară sferică cu înălțime $h_1=20\text{m}$ și raza de aproximativ $R=44\text{m}$.

Etapile de realizare a modelării sunt similare cu cele prezentate la subcapitolele 2.1.,2.2. și 2.3. Pentru simplificarea modelului, datorită simetriei după două axe, în plan orizontal, geometria 3D a modelului a fost redusă la un sfert (fig.2.16). Dată fiind scara excavației, pentru cea mai bună precizie a rezultatelor, geometria a fost extinsă până la suprafața terenului de la zi, rezultând un model cu dimensiunile: $X=300\text{m}$; $Y=300\text{m}$ și $Z=320\text{m}$. Discretizarea modelului a fost realizată în 43 760 elemente finite volumice cu forme de hexaedru, pentaedru și tetraedru.

În vederea simplificării calculelor, modelul a fost împărțit în două regiuni geometrice cu caracteristici diferite, cu comportament elasto - plastic Mohr - Coulomb fără ecruisaj, cu caracteristici geomecanice medii, prezentate în tabelul nr.2.3.

Tabelul nr.2.3.Caracteristicile geomecanice luate în considerare în criteriul elasto-plastic Mohr-Coulomb fără ecruisaj

Caracteristici geomecanice	U.M.	Sarea gemă	Rocile înconjurătoare
Greutatea specifică aparentă, γ_a	N/m ³	22 000	25 000
Modulul lui Young, E	kN/m ²	3 000 000	1 800 000
Coeficientul lui Poisson, ν	Adim.	0,25	0,25
Coeziunea, C	kN/m ²	4 500	1 000
Unghiul de frecare interioară, ϕ	°	35	30
Unghiul de dilatanță, ψ	°	35	30

La limitele spațiale, modelul a fost blocat la bază și în plan orizontal, iar încărcarea modelului a fost realizată cu condițiile inițiale geostatice, corespunzătoare unei adâncimi de 320m, și cu tensiunile induse de prezența excavației (Herget, 1988).

Analiza tensiunilor are în vedere evaluarea stabilității masivului de sare în care a fost executată excavația și care este subiectul acestei analize. În acest caz se compară valoarea tensiunilor dezvoltate în masiv și pe conturul excavației (fig.2.18) cu valorile mărimilor corespunzătoare de rezistență ai masivului de sare (vezi tabelul nr.2.3).

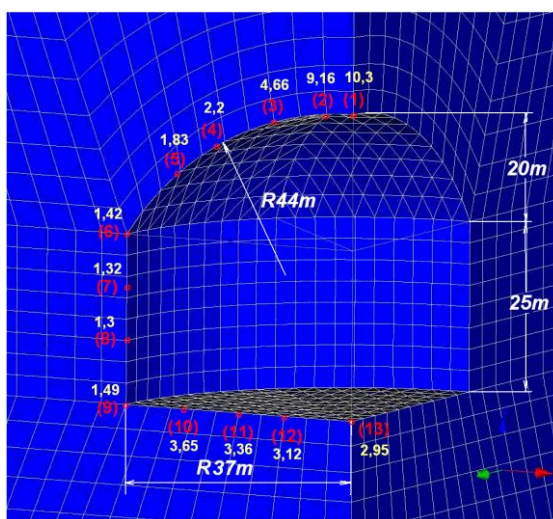


Fig.2.16. Detaliu cu geometria excavației și cu punctele în care au fost calculați coeficienții de siguranță

Mai precis, comparăm valorile rezistențelor la tracțiune și compresiune din tabelul 2.2 cu cele ale tensiunilor din figura 2.18, constatăm că acestea nu sunt depășite ($\sigma_t = +2290\text{ kN/m}^2 < R_t = +2689\text{ kN/m}^2$; $\sigma_c = -19500\text{ kN/m}^2 < R_c = -2887\text{ kN/m}^2$), dar sunt foarte apropiate

($R_t = 1,17 \cdot \sigma_t$; $R_c = 1,48 \cdot \sigma_c$). De aceea, există riscul ca, local, în anumite zone ale excavației, unde sarea este mai puțin rezistentă sau fisurată, să apară ruperi prin tracțiune sau forfecare.

Pentru a evalua stabilitatea excavației în complexitatea stării de tensiuni și deformații, a fost introdus în analiză criteriul de rupere Mohr-Coulomb. Valorile coeficienților de siguranță în anumite puncte mai semnificative de pe conturul excavației, sunt marcate pe figura 2.16.

Coeficientul de siguranță $F=R_1/R$, unde: dacă $\sigma_1 < R_t$, atunci $R_1 = \left(C \cdot ctg\varphi - \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \cdot \sin \varphi$ și $R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$. Dacă $\sigma_1 \geq R_t$, atunci există pericolul de

apariție a fenomenelor de rupere. În acest caz, înlocuind în relația lui R_1 valorile coeziunii $C=4500\text{kN/m}^2$ și unghiului de frecare interioară $\varphi=35^\circ$, se va ajunge la relația:

$$R_1 = \left(4500 \cdot ctg35^\circ - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) \cdot \sin 35^\circ = 3686 - 0,574 \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}.$$

Astfel că, vor exista 3 cazuri de stabilitate, pentru: 1) $F=1$, stabilitatea este la limită; 2) $F<1$, se produc fenomene de rupere; 3) $F>1$, există mai multe grade de stabilitate (vezi fig.2.16).

Deplasarea verticală maximă (fig.2.17.a) se manifestă la nivelul vetrei excavației (+115mm) care produce o umflare a vetrei către boltă (-78mm), sub formă de convergență, și deplasările orizontale ale pereților sunt de maxim 5mm, care sunt nesemnificative. Deformațiile specifice orizontale sunt cuprinse între 0,0000343% și 0,000254%, iar cele verticale între 0,0021% și 0,000254%.

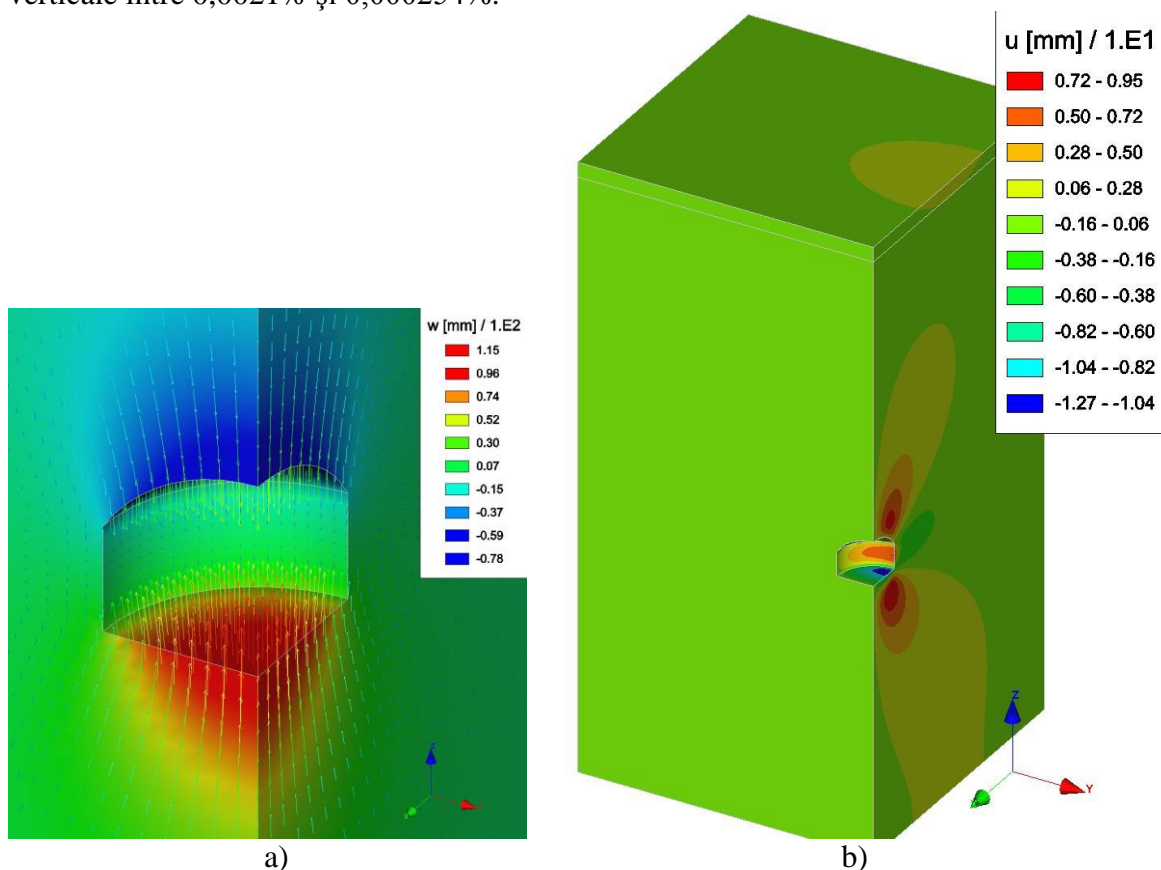


Fig.2.17. Deplasarea: a) verticală w , în mm și vectorul deplasărilor totale; b) orizontală u , în mm

Fenomenul de umflare a vetrei apare sub efectul tensiunilor de tracțiune care pot atinge un maxim de 2285, 392kN/m² (fig.2.18.a), în raport cu rezistența la tracțiune a sării de 1689kN/m², care este de 1,17 ori mai mare.

Pereții excavației sunt supuși la tensiuni de compresiune (fig.2.18.c), care cresc progresiv de la nivelul bolții (-14 819kN/m²) spre nivelul vetrei (-19 308kN/m²). Rezistența la compresiune a sării de 28876kN/m² determină un coeficient de siguranță la compresiune variind de la 1,95, la boltă, la 1,5 la vatră. La nivelul pereților se manifestă tensiunile maxime de forfecare (fig.2.18.b), cu cele mai importante valori în apropierea colțurilor de la boltă și vatră, variind de la 7 130 la 7 930kN/m², în timp ce rezistența la forfecare a sării este de 10 500kN/m².

De remarcat faptul că tensiunile maxime de compresiune (fig.2.18.c), de -19 308kN/m², sunt mai reduse decât limita de rezistență a sării pe termen lung, care este de 19 800kN/m². De asemenea, tensiunile de tracțiune maxime sunt de 7 930kN/m², mai reduse decât limita de rezistență la tracțiune a sării pe termen lung, care este de 11 460kN/m².

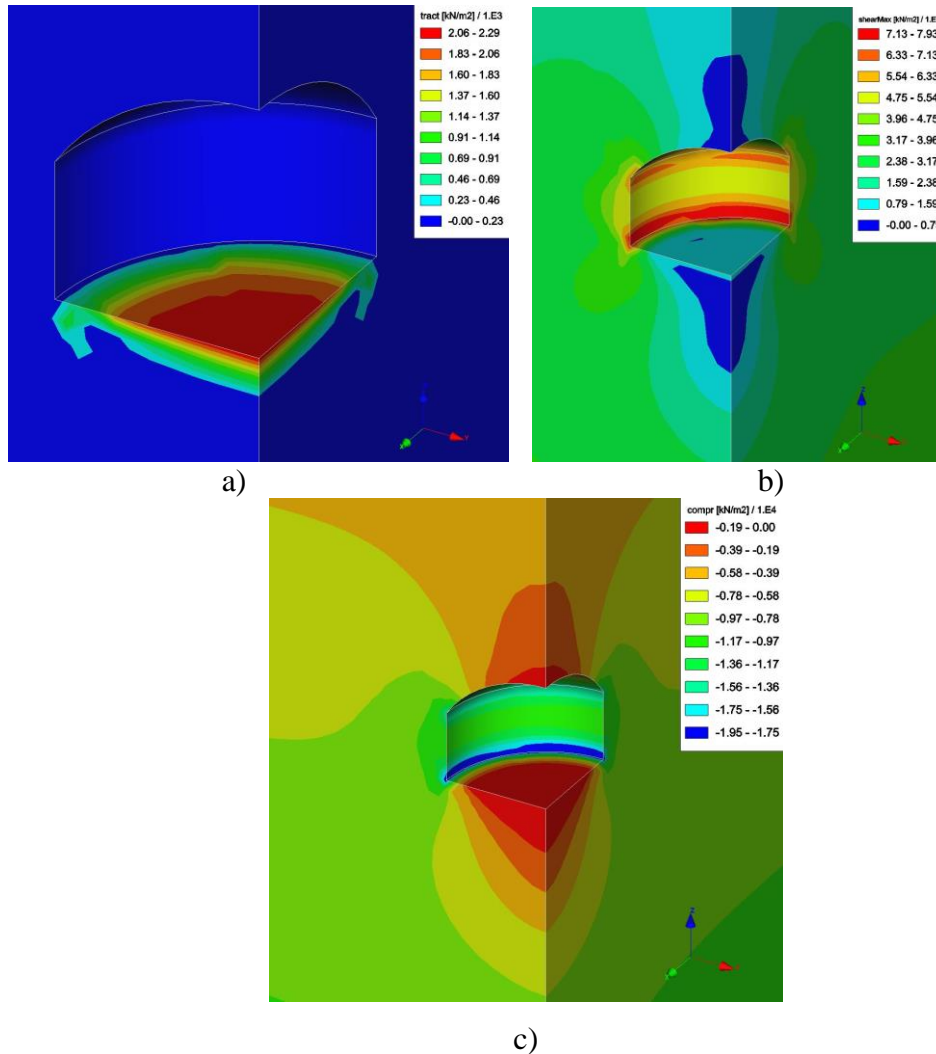


Fig.2.18. Variația tensiunilor de: a) tracțiune σ_t , în kN/m²; b) maxime de forfecare τ_{max} , în kN/m²; c) compresiune σ_c , în kN/m²

Analizând distribuția coeficienților de siguranță, corespunzător nodurilor semnificative de pe conturul excavației (vezi fig.2.16), se poate constata că cele mai mari valori sunt de la sfertul nivelului bolții către centrul vetrei, ceea ce explică deplasările verticale de-a lungul axei excavației și relaxarea tensiunilor datorită geometriei bolții; vatra este afectată de tensiunile de tracțiune. În această zonă, coeficientul de siguranță se reduce de trei ori. De menționat că în termenii coeficientului de siguranță, aceștia au valori de sub 1,5 doar la nivelul pereților.

2.5. STUDIUL STABILITĂȚII DRUMURILOR DIN PERIMETRUL MINEI COZLA SUB INFLUENȚA GALERIILOR DE COASTĂ SFÂNTA VARVARA ȘI IDA

2.5.1. Caracteristicile geomecanice ale rocilor din haldă

Pe lângă alte lucrări miniere din perimetrul minei Cozla, ce necesită a fi închise și rambleiate, lucrările de rambleiere a galeriilor de coastă Sfânta Varvara și Ida au o importanță deosebită pentru a asigura stabilitatea și funcționarea drumurilor care trec pe deasupra acestora.

Pentru rambleierea lucrărilor nu pot fi folosite materiale toxice, chimic-active, infestate biologic sau radioactiv. De aceea, rambleul nu trebuie să constituie un pericol suplimentar pentru lucrările situate în vecinătatea zonelor rambleiate. De asemenea, se interzice folosirea ca material de rambleu a deșeurilor menajere sau a deșeurilor metalice (Onica ș.a. 2007a).

Pentru descrierea completă a rocilor din halda minei Cozla, care vor fi folosite pentru rambleierea puțului și a celor două galerii de coastă, Sfânta Varvara și Ida, pe lângă analizele mineralogo-petrografice, au fost realizate o serie de determinări geomecanice privind caracteristicile fizice, mecanice, elastice și granulometrice ale acestor roci (Arad, 2008; Hirian, 1981; Todorescu, 1984; Onica ș.a., 2007a, 2007b).

Probele recoltate din halda minei Cozla au fost selectate astfel încât cele patru probe calculate să fie reprezentative. Probele din halda de steril, incinta - E.M.Cozla, au fost analizate macroscopic, având structura geologică corespunzătoareolistolitului Cozla (Jurasic inferior - Hettangian + Sinemurian + Pliensbachian), iar faciesul de Gresten.

Elasticitatea rocilor poate fi pusă în evidență prin curba caracteristică, modulul de elasticitate și coeficientul lui Poisson (determinate prin solicitări statice și dinamice). Pentru rocile din halda minei Cozla, caracteristicile elastice au fost determinate prin metoda încărcărilor și descărcărilor succesive (fig.2.19).

Având în vedere rolul important pe care îl are mărimea fragmentelor minerale asupra proprietăților fizice și mecanice ale pământurilor și asupra aprecierilor calitative ale produselor de sfărâmare, este necesară stabilirea repartizării procentuale pe dimensiuni a particulelor componente ale acestora, operație care se realizează printr-o analiză granulometrică. Pe baza acestor rezultate au fost trasate atât curba granulometrică cât și histograma, în coordonate semi-logaritmice și în ordine descrescătoare a fracțiunilor granulometrice

În cazul nostru, din histogramă, rezultă că cea mai mare cantitate procentuală (peste 13%) din cantitatea totală a materialului este cuprinsă între (1–4)mm. Când histograma prezintă mai multe ordonate maxime (cum este cazul nostru concret) materialul analizat este format din mai multe faze – lucru normal, dacă acceptăm că halda este un rezultat al produselor de sfărâmare rezultate din procesul de perforare-împușcare. De pe curba granulometrică se poate constata că, aproximativ 50 % din cantitatea totală are dimensiuni mai mari de 40 mm, iar cealaltă parte de 50% are dimensiuni mai mici de 40 mm. De fapt roca depusă în haldă este foarte neuniformă din punct de vedere al granulometriei, concluzie confirmată de coeficientul de uniformitate sau coeficientul lui Hansen exprimat prin relația: $C = d_{60} / d_{10}$; în care: d_{60} % reprezintă diametrul lui Hansen, definit ca fiind valoarea pe abscisa curbei granulometrice, corespunzătoare ordonatei care reprezintă procentul de 60 % din greutatea totală a probei analizate - în cazul nostru, $d_{60} = 95$ mm; d_{10} - diametrul corespunzător procentajului de 10 % din greutatea inițială, fiind denumită granulă eficace și caracterizează permeabilitatea rocilor (în cazul nostru $d_{10} \cong 1,2$ mm).

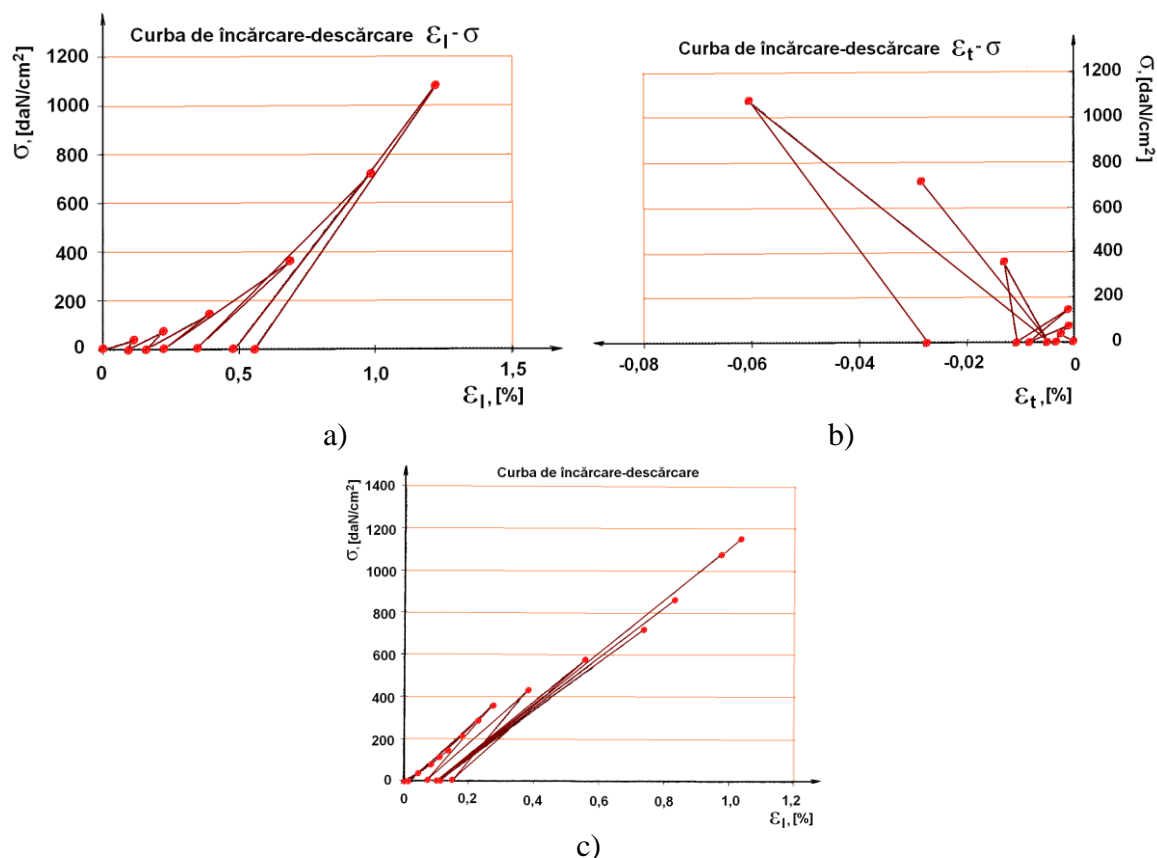


Fig.2.19. Graficele de încărcare-descărcare pentru rocile din halda minei Cozla (Onica ș.a., 2007a)

Comparând aceste date cu cele prescrise de norme și cu cele prezente în halda minei Cozla, rezultă că întreaga cantitate de material de haldare – cu excepția granulometriei mai mari de 250mm (care reprezintă 20%) poate fi utilizată pentru umplerea puțului până la adâncimea de 50m și pentru ultima porțiune, doar fracția de granulometrie mai mică de 100mm (care reprezintă 40% din total) poate fi utilizată. De asemenea, materialul de rambleiere din halda analizată poate fi utilizat pentru rambleierea integrală a galeriilor de coastă.

2.5.2. Analiza stării de tensiuni și deformații

Programul cu elemente finite CESAR-LCPC versiunea 4, care se compune din procesorul Cleo2D, completat de Opțiunea C0 (Mecanică statică liniară și neliniară & Difuziune), a fost folosit în această lucrare pentru realizarea următoarelor modele privind: 1) stabilitatea drumului sub influența galeriei de coastă Ida; 2) stabilitatea drumului național sub influența galeriei de coastă Sfânta Varvara (Onica & Cozma, 2008a; Cozma & Onica, 2008; Onica ș.a., 2008a).

Deși galeriile de coastă susmenționate sunt executate în roci foarte rezistente (reprezentate de: gresie dolomitică slab cărbunoasă, gresie fină cuarțo-micacee, argilă neagră silitică, silitit cuarțos sericito-cărbunos etc.), care se regăsesc și în halda din incinta minei Cozla, cu rezistențe la compresiune cuprinse între 50,8MPa și 114,8MPa, din cauza fenomenelor de alterare, ce se pot produce pe termen lung, și a vibrațiilor induse de trecerea autovehiculelor grele, proiectantul lucrărilor de închidere a rețelei de lucrări miniere aferente minei Cozla, S.C. ICPMC S.A. Petroșani, a decis rambleierea integrală a acestor lucrări, în conformitate cu normele în vigoare, și executarea unui dop din beton cu marca B50, pe o lungime de cca. 15m, în zona drumurilor care intersectează galeriile de coastă Ida și Sf.Varvara, la suprafață. Între cheia bolții galeriei Ida și drum existând un planșeu de rocă de aproximativ 5m, iar în cazul galeriei Sf.Varvara de cca. 2m (Onica ș.a., 2007a).

În acest sens, în modelele dezvoltate de noi în această lucrare am ținut seama de aceste considerente și de situația nefavorabilă în care umplerea secțiunii transversale a galeriilor cu

beton, cu marca B50, nu se poate realiza tehnic până la cheia bolții, având în vedere și contracția betonului după apariția fenomenului de întărire.

Realizarea modelării în 2D, în ipoteza deformației plane, pentru fiecare model definit mai sus, a necesitat parcurgerea următoarelor etape (Onica, 2001):

I) Având în vedere apropierea galeriilor, ce constituie obiectul studiului, de suprafața terenului de la zi, pentru o precizie cât mai bună a calculelor s-a realizat modelul până la suprafață, rezultând modele cu dimensiunile de $Y = 27,4 \text{ m} / X = 25 \text{ m}$, pentru galeria Ida, respectiv $Y = 25 \text{ m} / X = 25 \text{ m}$, pentru galeria Sfânta Varvara. Discretizarea modelului, respectiv a fiecărei regiuni, s-a realizat prin elemente finite triunghiulare cu interpolare pătratică.

II) Pentru descrierea calitativă a modelelor, s-au luat în considerare 4 regiuni cu caracteristici geomecanice diferite care au fost definite astfel: 1) masivul de roci a fost reprezentat de roca cea mai puțin rezistentă și anume de argila neagră silitică, considerată ca fiind cea mai acoperitoare din punct de vedere al calculelor, în condițiile unui model de comportament de tip Mohr-Coulomb fără ecrisaj, caracterizat de densitatea specifică aparentă $\rho_r = 0,26 \text{ MN/m}^3$, modulul de elasticitate liniară $E_r = 7200 \text{ MPa}$, coeficientul lui Poisson $\nu_r = 0,19$, coeziunea $C_r = 11,5 \text{ MPa}$ și unghiul de frecare interioară $\varphi_r = 44^\circ$; 2) susținerea tipizată a galeriilor GDB-9,7 este din beton monolit cu marca B300, care în ipoteza unui comportament elastic liniar și izotrop are caracteristicile: $\rho_s = 0,025 \text{ MN/m}^3$, $E_s = 3150 \text{ MPa}$, $\nu_s = 0,15$; 3) umplutura de roci dezagregate de pe radierul de vatră (în conformitate cu monografia de susținere), în ipoteza unui model de comportament de tip Mohr-Coulomb fără ecrisaj este caracterizată de: $\rho_u = 0,019 \text{ MN/m}^3$, $E_u = 100 \text{ MPa}$, $\nu_u = 0,25$, $C_u = 0$, $\varphi = 36^\circ$; 4) dopul de rambleu din interiorul galeriei este format dintr-un beton slab, cu marca B50, care în ipoteza comportamentului elastic liniar și izotrop, este caracterizat de: $\rho_d = 0,025 \text{ MN/m}^3$, $E_d = 1100 \text{ MPa}$ și $\nu_d = 0,2$.

III) S-a considerat latura superioară a modelului liberă, iar părțile inferioară și laterale blocate (pentru latura inferioară deplasările verticale $v = 0$ și cele orizontale $u \neq 0$ și pentru părțile laterale $v \neq 0$ și $u = 0$).

IV) Condițiile inițiale de încărcare a modelului au fost considerate geostatice $[\sigma_o]$, respectiv $\sigma_{oy} = \rho \cdot g \cdot H$, $\sigma_{ox} = \sigma_{oz} = \frac{\mu}{1-\mu} \cdot \sigma_{oy}$ (în care: H este adâncimea de situare a excavației; ρ -densitatea specifică aparentă medie a rocilor acoperitoare; g -acelerația gravitațională; ν -coeficientul lui Poisson). Tensiunile induse de prezența excavației au fost $[\sigma_e]$, reprezentate de tensiunile orizontale σ_{ex} și verticale σ_{ey} , considerate ca tracțiuni pe suprafețele interioare ale excavației. Prezența susținerii și a dopului de rambleu a fost realizată prin capacitatea lor portantă $[\sigma_s]$, introduse fizic în model prin facilitățile oferite de codul de calcul. Astfel că, încărcarea modelului a fost efectuată în tensiuni totale sub forma: $[\sigma_T] = [\sigma_o] + ([\sigma_e] - [\sigma_s])$.

Ținând seama de faptul că drumurile care trec pe deasupra galeriilor de coastă sunt circulat de autovehicule de diferite capacități și dimensiuni, am încărcat modelul, la nivelul drumurilor, pe axa galeriilor, cu o sarcină uniform repartizată de $0,04 \text{ MN/m}^2$, pe o lungime de 6m, corespunzătoare a două autovehicule de tipul V-80 (4osii x 20tf / osie=80tf; lungime/lățime autovehicul = 6m/4m)- din clasa E de încărcare, în conformitate cu standardele utilizate în proiectarea drumurilor.

a) Studiul tensiunilor are în vedere analiza stabilității masivului de roci înconjurătoare, a susținerii galeriei și dopului de rambleu, cu scopul final de evaluare a stabilității suprafeței terenului de la zi și implicit a drumurilor ce străbat suprafața terenului. La o primă analiză a valorilor tensiunilor, constatăm că tensiunile dezvoltate în masivul de roci și în structura de susținere (fig. 2.20) sunt mult sub valorile rezistențelor admisibile, ceea ce demonstrează o

stabilitate foarte mare a structurii de susținere și a masivului de roci înconjurătoare, inclusiv a suprafeței de la zi și a drumurilor aferente.

b) *Studiul deplasărilor* verticale și orizontale arată că în ambele modele deplasările nu depășesc 3mm (fig. 2.21 și 2.22), iar la nivelul drumurilor, pe axa galeriilor deplasările verticale maxime (cele mai importante pentru stabilitatea drumurilor) sunt de 0,24mm pentru galeria de coastă Ida (fig.2.22.a) și de 1,6mm pentru galeria de coastă Sfânta Varvara (fig.2.22.b) și sunt cu mult sub limitele valorilor admisibile pentru asigurarea unei stabilități maxime a drumurilor realizate deasupra galeriilor de coastă.

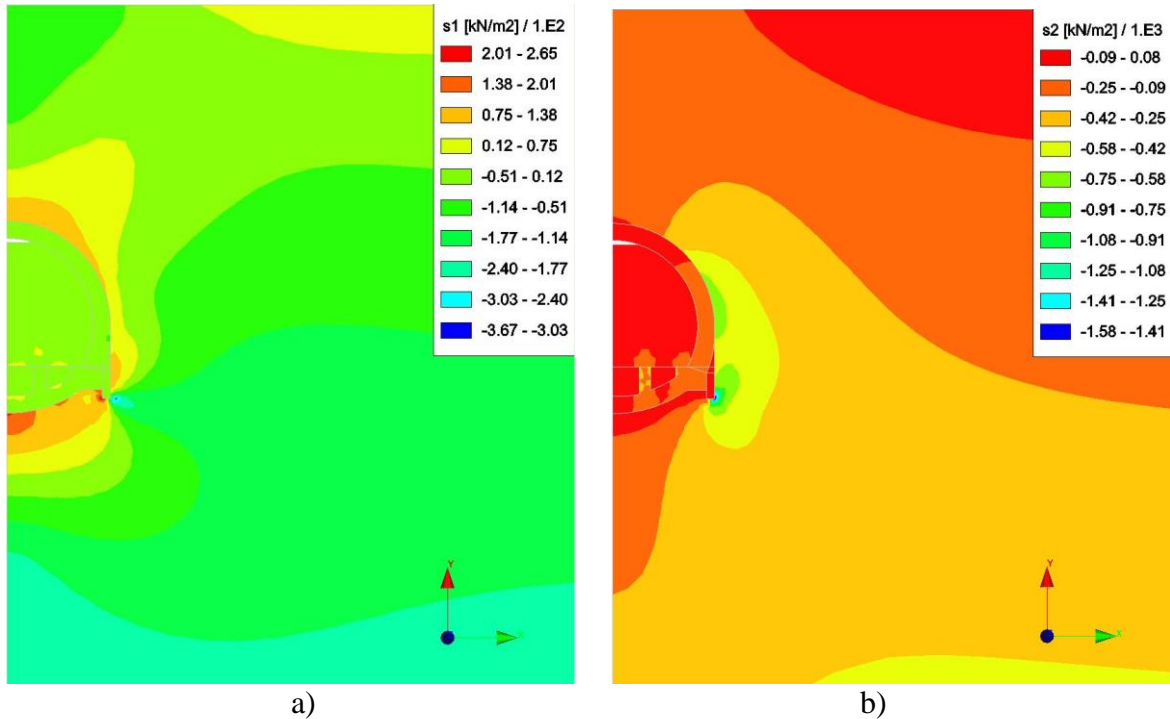


Fig.2.20. Tensiunile principale, pentru galeria Ida: a) maxime σ_1 ; b) minime σ_2

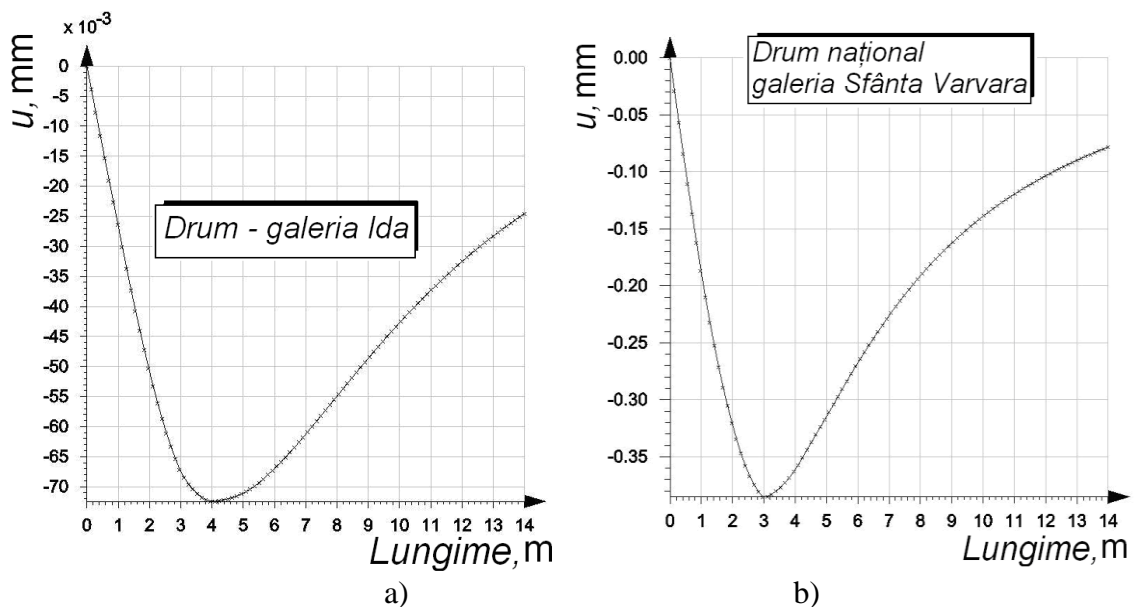


Fig.2.21. Variația deplasărilor orizontale u pentru: a) galeria Ida; b) galeria Sfânta Varvara

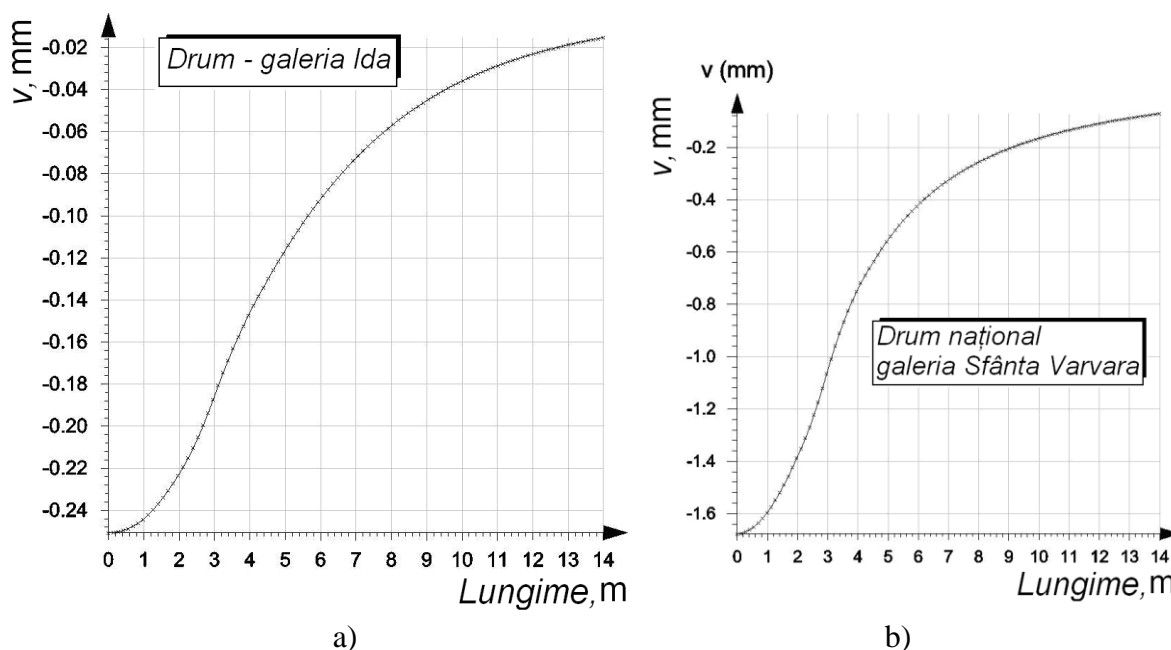


Fig. 2.22. Deplasarea verticală v pentru: a) galeria Ida ; b) galeria Sfânta Varvara

Perspective privind analiza stabilității excavațiilor subterane izometrice

După cum a fost prezentat în introducerea la acest capitol, excavațiile subterane izometrice sunt destul de frecvente în domeniul construcțiilor subterane miniere și civile, de unde rezultă ca implicită necesitatea de a fi monitorizate și analizate permanent din punct de vedere al stabilității.

Din categoria construcțiilor civile, lucrărilor subterane hidrotehnice li se impune o monitorizare și verificare continuă, din punct de vedere al stabilității, atât a celor în exploatare cât și a celor proiectate și pe cale de a fi executate. La fel putem vorbi despre camerele mari trapezoidale și cele în formă de clopot, de la salinile din România, care sunt valorificate în scop turistic și balneoclimateric. Datorită complexității zăcămintelor de sare și a topografiei excavațiilor subterane din cadrul salinelor vechi din România (vezi capitolul 3), este necesară o analiză de stabilitate prin metode numerice în 3D, cu programe de calcul (de exemplu FLAC 3D) care să permită generarea de modele cu dimensiuni de ordinul kilometrilor și legi de comportament în timp care să aproximeze cât mai fidel caracteristicile geomecanice ale sării geme.

În categoria excavațiilor izometrice de dimensiuni mari, de la salina Slănic Prahova, se poate menționa și excavația prevăzută pentru montarea detectorului GLACIER din cadrul proiectului LAGUNA. Datorită caracteristicilor excepționale ale acestui zăcămint de sare de a fi un scut foarte eficient împotriva penetrării radiațiilor naturale în subteran (dovedită prin experimentele efectuate de IFIN București în laboratorul actual, din salina Slănic Prahova), localizarea acestui obiectiv în subteranul salinei Slănic Prahova are șanse foarte mari să fie realizabilă. După cum a fost prezentat în acest capitol, la punctul 2.4, în cadrul proiectului de colaborare al Universității din Petroșani cu IFIN București, colectivul de la UP a schițat doar o analiză de stabilitate preliminară, urmând ca în viitor aceste studii să fie aprofundate, atât din punct de vedere al amplasării excavației cât și din punct de vedere al tehnologiei de execuție și asigurării stabilității pe termen lung.

CAPITOLUL 3

ANALIZA STABILITĂȚII STRUCTURILOR DE SUSȚINERE - CAMERE, PILIERI ȘI PLANȘEE - DE LA UNELE SALINE DIN ROMÂNIA, ÎN CONDIȚIILE UTILIZĂRII TEHNOLOGIEI DE TĂIERE A SĂRII CU COMBINE DE ÎNAINȚARE

Susținerea spațiului exploatat cu pilieri naturali este o metodă simplă, aplicată de la începuturile mineritului. Această metodă este aplicabilă numai în cazul exploatării zăcămintelor cu substanță minerală utilă (sare gemă, în cazul nostru) și rocilor înconjurătoare cu o rezistență și stabilitate ridicate, pentru ca aceste structuri să fie capabile de a prelua sarcinile dezvoltate în jurul abatajului (Onica, 2001b, 2016).

După funcția îndeplinită în cadrul unității de exploatare, acești pilieri pot fi: pilieri de abataj, pentru susținerea spațiului exploatat din spatele abatajului; pilieri de etaj, pentru protecția lucrărilor de pregătire de etaj; pilieri de bloc sau câmp de abataj, ce protejează lucrările situate la limitele pe direcție ale câmpurilor de abataj învecinate etc (Onica, 2001b, 2016).

Forma pilierilor de siguranță este diferită, de la forme neregulate, impuse de conturul intercalațiilor de steril, la forme cu o geometrie regulată, cum ar fi cea circulară, pătrată, dreptunghiulară, eliptică și de benzi continue.

Factorii care determină forma și dimensiunile pilierilor sunt: particularitățile tehnologiei de exploatare, caracteristicile geomecanice ale pilierilor și rocilor înconjurătoare, adâncimea de situare a zăcămintului și starea inițială de tensiuni, dimensiunile spațiilor exploatate (înălțimea și lățimea camerelor) etc.

În esență, metodele de dimensionare a pilierilor sunt, de altfel, cele utilizate în cazul lucrărilor miniere subterane și au la bază modele: analitice (elastice, elasto-plastice etc), numerice (elemente finite, elemente de frontieră, elemente distincte etc.- Onica, 2001a), din materiale echivalente etc.

Modelele analitice sunt clasificate de către Ghoreychi (1983) în următoarele trei categorii: modele ce asimilează camerele cu niște cavități circulare (Tijani, 1982; Wilson, 1980); modele ce asimilează acoperișul cu o placă elastică (Timoshenko, 1961; Onica, 2006) și modele globale (Weber, 1981).

În cazul analizei stabilității pilierilor pe baza ariei tributare se calculează un coeficient de exploatare, corespunzător unei secțiuni orizontale a pilierilor care să reziste la solicitările de compresiune generate de masiv (Brady & Brown, 1985). Șeviakov (Stamatiu, 1962; Hirian, 1981; Hirian & Georgescu, 2009, 2012) aplică aceeași metodă pentru estimarea dimensiunilor pilierilor în planul stratului. Se face ipoteza simplificatoare că sarcina verticală care solicită pilierul este suma greutateii pilierului și a coloanei de roci aferentă pilierului, până la suprafață. În ceea ce privește stabilitatea structurilor de susținere la salinile din România, profesorii Hirian și Georgescu au dezvoltat o serie de metode analitice în lucrarea (Hirian & Georgescu, 2012).

În cazul în care exploatarea cu camere și pilieri se realizează pe mai multe subetaje, delimitate cu planșee între ele, analiza stabilității planșeelelor poate fi realizată apelând la teoria plăcilor și grinzilor (Onica, 2006), dezvoltată în detaliu în capitolul 5.

Ca alte metode de dimensionare a pilierilor de exploatare se pot menționa: metoda lui Stamatiu (Stamatiu, 1959), ce are la bază analiza datelor obținute în urma încercărilor în laborator a epruvetelor la compresiune; metoda lui Ruppeneit (Ruppeneit, 1968; Covaci, 1975; Popescu & Todorescu, 1982), fundamentată pe teoria elasticității etc.

În studiile de caz prezentate de noi în subcapitolele 3.1,...,3.4, pentru analiza stabilității pilierilor și structurilor de susținere am utilizat modelarea cu ajutorul metodei elementelor finite. Mai mult de cât atât, pentru a îmbunătăți stabilitatea structurilor de susținere (camere, pilieri, planșee) în aceste studii (Onica ș.a., 2011h, 2012a, 2012d) s-au dezvoltat metodele și tehnologiile de exploatare cu combine de înaintare (în locul tăierii sării prin perforare-împușcare).

3.1. ANALIZA STĂRII DE TENSIUNI ȘI DEFORMAȚII DIN STRUCTURILE DE SUSȚINERE DE LA SALINA SLĂNIC PRAHOVA

3.1.1. Caracterizarea geologică și geomecanică a zăcământului

Zăcământul de sare gemă de la Slănic Prahova are formă lenticulară, cu lungime de cca. 2,7 km pe direcția nord - sud, lățimea lentilei este cuprinsă între 800 și 2300m iar grosimea maximă este de 499m (Bordeanu, 2006).

La Slănic și respectiv zona traversată de Valea Slănicului, apar depozite aparținând intervalului stratigrafic paleogen - cuaternar.

Paleogenul este reprezentat de Eocen, care apare în facies fliș argilo-grezos și marnos cu globigerine (strate de Plopu) și de fliș sisto-grezos (strate cu hieroglife).

Miocenul este reprezentat de burdigalian și badenian, în care se disting câteva complexe litologice importante.

Din punct de vedere tectonic, depozitele din cuprinsul perimetrului sunt cantonate într-un mare sinclinal miocen (sinclinalul Slănic), fiind situate în partea nordică peste formațiunile paleogene ale pintenului de Homorâciu.

Sarea gemă din zăcământul de la Slănic Prahova se caracterizează din punct de vedere calitativ prin puritatea foarte bună în zona centrală. În partea estică și centrală sarea este impură (Arad, 2008; Arad & Arad & Onica ș.a., 2010a).

Din punct de vedere mineralogic și petrografic, sarea de Slănic este formată din halit 90 % și subordonat anhidrit, gips, kieserit și impurități argiloase. Sarea este în general albă, cu intercalații de sare alb-cenușie și sare negricioasă. Textura sării este masivă compactă. Din analizele chimice rezultă că sarea de la Slănic Prahova conține între 74,46 - 99,94% NaCl și 0,01 - 24,07% material insolubil.

În anul 2012, în vederea modificării tehnologiei de extragere a sării geme prin tăierea cu combina, un colectiv de la Universitatea din Petroșani a realizat o serie de determinări ale caracteristicilor geomecanice pe probe de sare recoltate din mina Cantacuzino de la Slănic Prahova—oriz. XI și din Planul înclinat oriz.XII-XIII. Aceste caracteristici geomecanice au stat la baza alegerii combinei de înaintare (Onica & Cozma & Marian, 2012b) cât și la analiza stabilității structurilor de susținere, în condițiile dezvoltării salinei în profunzime, în conformitate cu proiectul tehnic elaborat de colectivul de la Exploatarea miniere subterane (Onica ș.a., 2011h, 2012a, 2012d).

3.1.2. Verificarea prin metode analitice a stabilității camerelor, pilierilor și planșelor, de la Mina Cantacuzino-Slănic Prahova

În acest sens, în lucrarea elaborată de Onica ș.a. (2012a) s-au realizat o serie de calcule analitice complexe, necesare pentru verificare stabilității structurilor de susținere, pentru mina Cantacuzino- unde urmează să fie exploatat zăcământul de sare cu combina.

În ceea ce privește adâncimea de exploatare, în urma calculelor analitice s-a concluzionat faptul că în situația finală a exploatării oriz.III sau oriz.V, sub planșeu, adâncimea de exploatare nu va depăși adâncimea limită corespunzătoare zonei deformațiilor elastice.

a)În urma *verificării stabilității camerelor*, din punct de vedere al deschiderii la tavan a acestora, după procedeul W. Ritter și al lui M.M. Protodiakonov (Hirian & Georgescu, 2009, 2012), camerele de exploatare de formă dreptunghiulară rezultă că vor fi stabile, cele două metodologii dând rezultate sensibil apropiate. Iar din punct de vedere al lungimii camerelor, pentru un coeficient de siguranță $n = 5$, putem spune că acestea sunt stabile chiar pentru lungimi infinite. Deoarece camerele de la Salina Slănic Prahova - mina Cantacuzino au lungimi finite rezultă că, din acest punct de vedere, camerele vor fi stabile. În ceea ce privește înălțimea camerelor, indiferent de ipoteza aplicată, camerele de la mina Cantacuzino cu înălțimea $h = 8\text{m}$ vor fi, de asemenea, stabile.

b)*Verificarea stabilității pilierilor* a fost realizată după următoarele procedee:

-după procedeul de calcul propus de către L.D. Șeviaikov (Hirian & Georgescu, 2009, 2012), rezultă următoarele: pentru oriz.XI, $H = 220\text{m}$, coeficient de siguranță $n = 1,4$ (lățimea pilierului: 16m); oriz. III, $H = 300\text{m}$, coeficient de siguranță $n = 1,1$ (lățimea pilierului: 17,5m). Deoarece, în realitate, lățimea pilierilor este de 18m, aceștia vor fi stabili;

-după procedeul de calcul propus de M. Stamatiu (1959): conform acestui procedeu de calcul lățimea necesară a pilierilor este mult mai mică decât cea reală și, în consecință, pilierii vor fi stabili, prezentând un coeficient de siguranță $n > 3,3$;

-după procedeul de calcul V.V. Sokolovski – K.V. Ruppeneit (Hirian & Georgescu, 2009, 2012): stabilitatea este pe deplin asigurată, iar rezerva recuperată prin micșorarea lățimii pilierilor este considerabilă; iar după procedeul de calcul K.V. Ruppeneit: pilierii vor fi stabili, cu o suficientă rezervă de rezistență.

c)*Verificarea stabilității planșelor* s-a realizat după o serie de procedee elaborate de Ennour și Coates (Ennour, 1990; Onica, 2006), G.N. Kuznețov etc., rezultând coeficienți de siguranță importanți și implicit o stabilitate ridicată a planșelor dintre subetaje; pentru planșeul de egalizare de la minele Cantacuzino, Unirea și Victoria, verificat cu procedeul lui G.N. Kuznețov, a rezultat că grosimea de 35m a pilierului de tavan este suficient de acoperitoare.

În urma analizei datelor obținute din calculele efectuate prin diferite metode analitice s-au desprins următoarele *concluzii sintetice*:

Actualele dimensiuni ale structurii de rezistență de la Salina Slănic Prahova, mina Cantacuzino – oriz.XI și oriz.III (sub pilier), sunt: camerele ($L_c=12\text{m}$, $I_c=8\text{m}$), pilierii ($L_p=18\text{m}$, $I_p=8\text{m}$) și planșeele ($h_p=8\text{m}$). Din studiul elaborat rezultă că această structură, în ansamblul ei, este stabilă. Această afirmație se bazează pe următoarele rezultate: deschiderea (lățimea) camerelor prezintă un coeficient de siguranță $n=5-30$; înălțimea camerelor prezintă un coeficient de siguranță $n=13$.

În cazul pilierilor, făcând abstracție de procedeul de calcul al lui L.D. Șeviaikov (Hirian & Georgescu, 2009, 2012), care reclamă introducerea în calcule a unor rezistențe de rupere la compresiune obținute pe cuburi cu latura mai mare de 5cm, celelalte metode de verificare aplicate au condus la coeficienți de siguranță de $n = 2,25-3,7$. Mai mult decât atât, din calcule rezultă că, pentru cazul oriz.XI, se poate accepta o lățime a pilierilor de 16m, iar pentru oriz. III, sub planșeul de egalizare, o lățime de 17m. În prezent, la o lățime a pilierilor de 18m, rezultă o mare cantitate de sare inclusă în aceștia, din cauza supradimensionării lor.

Planșeele de etaj, cu grosimea de 8m, sunt stabile, prezentând coeficienți de siguranță de $n = 4-11$; planșeul de egalizare, cu grosimea de aproximativ 40m, este stabil, coeficientul de siguranță fiind $n > 11$.

În *concluzie*, stabilitatea structurilor de rezistență este asigurată, iar această stabilitate va rămâne în echilibru atâta timp cât nu se modifică dimensiunile structurilor sau nu intervin factori externi care pot modifica echilibrul acestora.

3.1.3. Descrierea modelelor

Modelele de calcul cu elemente finite au fost realizate în deformație plană și în ipoteza comportamentului elasto-plastic, în 3 secțiuni transversale prin zăcământ, după direcția EST-VEST, și anume: secțiunea „5-5” – Mina Victoria; secțiunea „9-9” – Mina Unirea și secțiunea „13-13” – Mina Cantacuzino, în conformitatea cu planurile de situație ale minei și ținând seama de proiectul de introducere a tehnologiei de tăiere cu combina (Onica ș.a., 2012a) – fig.3.1.

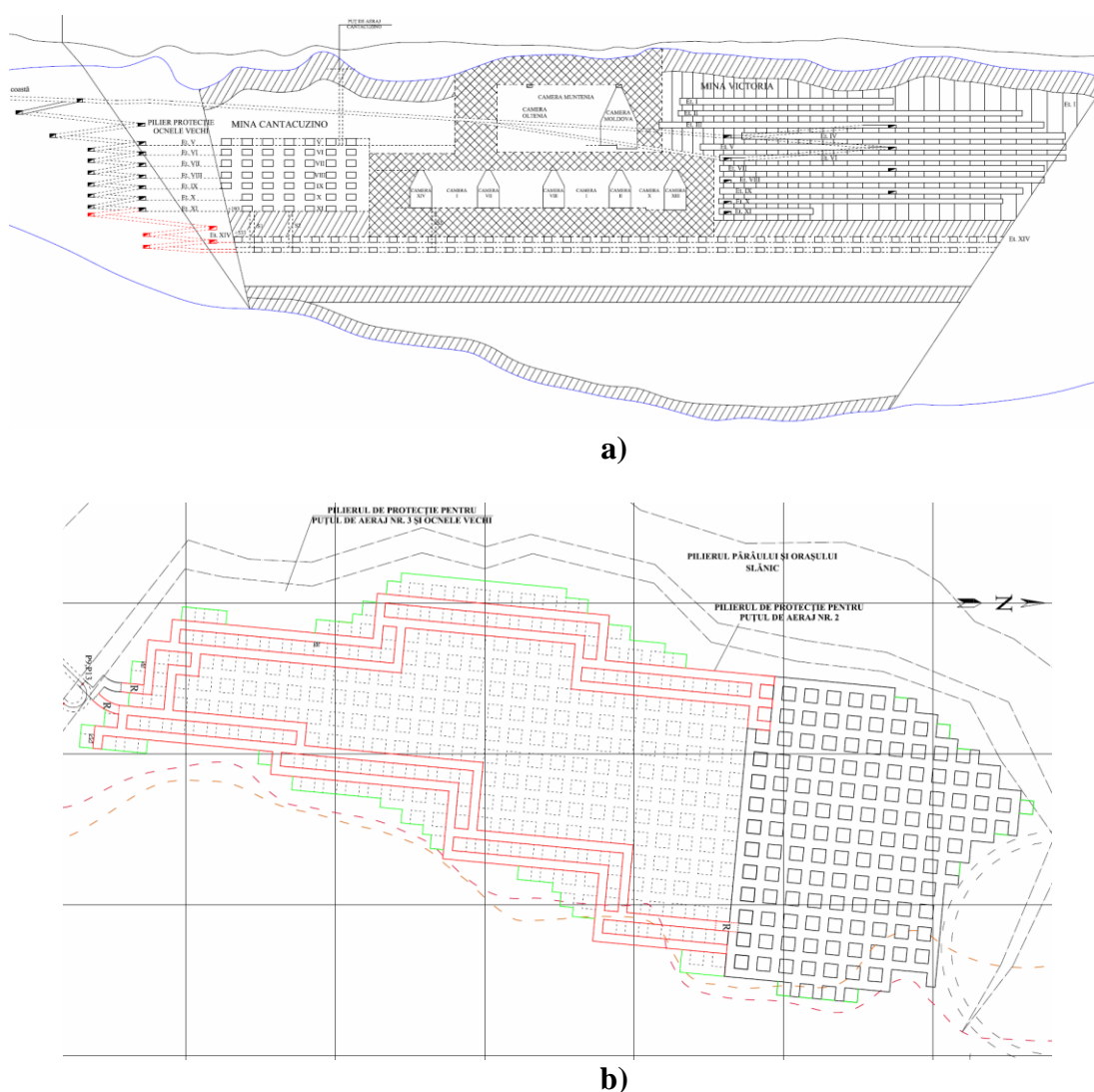


Fig.3.1. Planele de situație ale Salinei Slanic Prahova– pentru extragerea sării cu combina (Onica ș.a., 2012a): a) Secțiune longitudinală B-B; b) proiecție în plan, exploatarea feliiei II, oriz. 129m

De asemenea, pentru elaborarea modelelor în 2D, în ipoteza deformației plane și comportament elasto – plastic fără întărire de tip Mohr-Coulomb, s-au făcut următoarele *supoziții simplificatoare*:

Modelele cu elemente finite realizate sunt în conformitate cu secțiunile verticale (longitudinală și transversale) din proiectul de exploatare, la nivelul extinderii maxime a

exploatării, corespunzătoare orizontului +129m (considerată ca fiind situația critică din punct de vedere al stabilității excavațiilor subterane), și care pot fi generate în ipoteza deformației plane;

Dimensiunile camerelor, pilierilor și planșeelor sunt presupuse a fi egale pe întreg subetajul;

La nivelul tuturor subetajelor în exploatare se consideră pilierii perfect coaxiali, pe verticală;

Atât rocile înconjurătoare cât și masivul de sare sunt presupuse a fi continue, omogene și izotrope, iar caracteristicile geomecanice utilizate în calcule sunt unele medii, reprezentative pentru întreg masivul de roci, respectiv de sare;

Comportamentul in situ al rocilor înconjurătoare și al masivului de sare se consideră a fi de tip elasto-plastic;

Starea naturală de tensiuni este una geostatică.

Având în vedere dimensiunile spațiului exploatat, s-au realizat următoarele modele: Mina Victoria (secțiunea „5-5”), cu dimensiunile $X=1\,152,1\text{m}$ / $Y=543,1\text{m}$; Mina Unirea (secțiunea „9-9”), cu dimensiunile $X=1\,160,1\text{m}$ / $Y=576,2\text{m}$; Mina Cantacuzino (secțiunea „13-13”), cu dimensiunile $X=955\text{m}$ / $Y=545,2\text{m}$. Discretizarea modelului, respectiv a fiecărei regiuni, s-a realiza prin elemente finite de suprafață triunghiulare cu interpolare pătratică (fig.3.2).

Numărul total de noduri și elemente de suprafață (pentru cazurile luate în studiu) sunt prezentate în tabelul nr.3.1.

Tabelul nr. 3.1. Statistica elementelor de discretizare ale modelelor cu elemente finite – secțiuni EST-VEST

Număr total de:	Modele cu elemente finite		
	A) Mina Victoria (secțiunea „5-5”)	B) Mina Unirea (secțiunea „9-9”)	C) Mina Cantacuzino (secțiunea „13-13”)
Noduri	38 549	25 485	15 898
Elemente de suprafață triunghiulare	19 232	12 700	7 913

De asemenea, pentru cazul exploatării zăcămintului cu camere și pilieri mici pătrați a fost realizat și un model în 3D.

Deși încercările de laborator ale eșantioanelor de sare au fost foarte complexe (Onica ș.a., 2012b), în calculele de modelare că fost adoptate o serie de caracteristici medii, considerate de noi, ca reprezentative pentru comportamentul in situ al masivului de sare gemă și roci înconjurătoare (tab. nr.3.2).

Tabelul nr.3.2. Principalele caracteristici geo-mecanice medii ale masivului de sare și roci înconjurătoare luate în considerare în modelarea cu elemente finite

Caracteristica	UM	Valoarea	
		Sare	Roci înconjurătoare
Densitatea aparentă, ρ_a	kg/m ³	2 100	2 200
Greutatea specifică aparentă, γ_a	kN/m ³	21	22,0
Modulul de elasticitate, E	kN/m ²	4 000 000	3 500 000
Coeficientul lui Poisson, ν	adim.	0,28	0,21
Rezistența la compresiune, σ_c	kN/m ²	20 000	-
Rezistența la tracțiune, σ_t	kN/m ²	1 400	-
Rezistența la forfecare, τ_f	kN/m ²	2 300	-
Coeziunea, C	kN/m ²	4 000	5 300
Unghiul de frecare interioară, φ	,°	30	24

Condițiile inițiale de încărcare a modelului au fost considerate geostatice $[\sigma_o]$, corespunzătoare unor grosimi variabile a formațiunilor acoperitoare între aprox. 260m și 355m, măsurate de la tavanul subetajului +145m.

Menționăm că încărcarea modelelor în ipoteza deformației plane simulează existența pilierilor continui (de exemplu, cazul Salinei Praid), cu o lungime infinită după direcția axei „Oz”, perpendiculară pe suprafața modelului. Pentru a modela existența pilierilor pătrați (cum este cazul de la Salina Slănic Prahova), respectiv întreruperile datorate camerelor existente după direcția perpendiculară pe suprafața modelelor, modelele au fost încărcate suplimentar prin concentrarea tensiunilor geostatice inițiale cu raportul dintre lățimea camerelor și pilierilor și cea a pilierilor $((12+18)/18=1,67)$ – în cazul nostru rezultând o creștere a tensiunilor naturale cu 67%.

De aceea, se impune ca, în final, rezultatele obținute după rularea calculului trebuie interpretate astfel:

-valorile stării de tensiuni și deformații specifice pilierilor se pot considera ca fiind reale;

-datorită detensionării planșelor dintre etaje, prin detașarea acestora de continuitatea masivului, valorile parametrilor specifici planșelor (tensiuni și deplasări) pot fi considerate aproximativ corecte și luate ca atare în analiza de stabilitate;

-datorită creșterii încărcărilor cu 67%, pentru a obține o imagine aproape de realitate a stabilității pilierilor, starea de tensiuni și deformații din jurul zonei exploatare (deasupra tavanului camerelor de la oriz.+145m și vetrei oriz.+129m și dincolo de limitele de exploatare, de la nord la sud și de la est la vest) este și ea încărcată suplimentar cu un coeficient egal 1,67, iar în analiza de stabilitate atât tensiunile și deplasările se corectează în mod corespunzător, în aceste zone, cu acest coeficient.

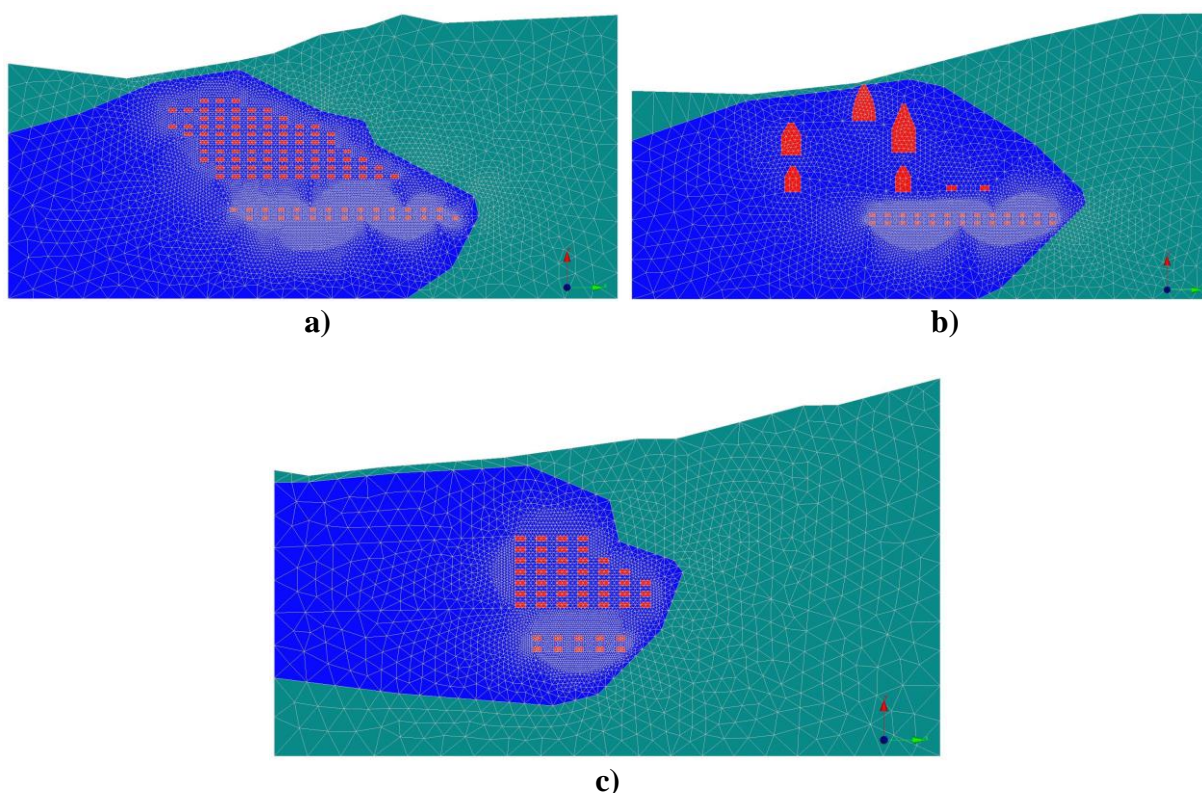


Fig.3.2. Discretizarea cu elemente finite a modelelor specifice zăcământului de sare de la Salina Slănic Prahova

a) Modelul cu elemente finite – Secțiunea „5-5” (Mina Victoria); b) Modelul cu elemente finite – Secțiunea „9-9” (Mina Unirea); c) Modelul cu elemente finite – Secțiunea „13-13” (Mina Cantacuzino)

3.1.4. Analiza rezultatelor obținute din modelarea numerică

În vederea evaluării stabilității camerelor, pilierilor și planșeului aferente orizonturilor +145m și +129m am luat în analiză stabilitatea planșeului dintre orizonturi și a camerei centrale de la oriz.+129m în cele 3 secțiuni V-E, corespunzătoare minelor Victoria, Unirea și Cantacuzino, considerate de noi ca fiind în situația cea mai critică din punct de vedere al stabilității. În acest sens s-au realizat secțiuni orizontale la nivelul planșeului (vatra oriz. +145m și tavan oriz. +129m), verticale (la nivelul peretelui estic al camerei centrale de la oriz. +129m) și orizontale, în mijlocul pilierului central de la oriz.+129m.

A fost introdus un criteriu de rupere, plecând de la curba intrinsecă a rocilor. Pentru un punct oarecare, caracterizat de o anumită stare de tensiuni, se determină cercul lui Mohr corespunzător și se raportează la curba intrinsecă a sării geme. În acest sens, vom lua în considerare dreapta lui Mohr-Coulomb (definită de relația: $\tau = C - \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi$) și se vor stabili următoarele condiții: a) Dacă $\sigma_1 < R_t$, pentru $R_1 = (C \cdot \operatorname{ctg} \varphi - S_c) \cdot \sin \varphi$ rezultă $CS = R_1 / R$;

b) Dacă $\sigma_1 \geq R_t$, atunci $CS=0$; unde: $S_c = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$ reprezintă abscisa cercului lui Mohr;

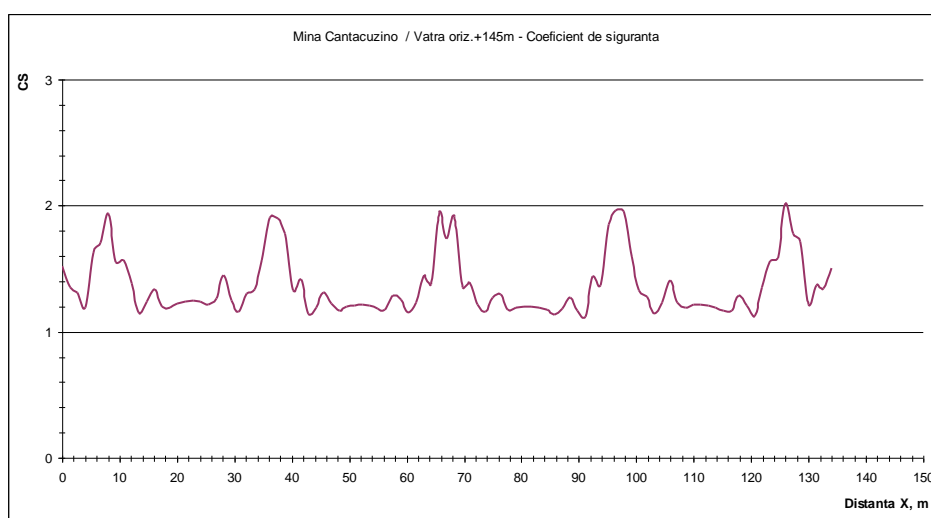
$R = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$ - raza cercului lui Mohr; R_1 - raza cercului lui Mohr tangent la dreapta Mohr-Coulomb; CS - coeficientul de siguranță; R_t - rezistența la tracțiune a sării geme; C -coeziunea rocilor; φ - unghiul de frecare interioară a sării geme.

În cazul nostru, pentru a aprecia stabilitatea camerei după conturul interior al acesteia și implicit pentru calculul coeficientului de siguranță CS (când: $C=4000\text{kN/m}^2$ și $\varphi = 30^\circ$) vom avea relația:

$$R_1 = 3464,102 - 0,5 \cdot S_c \quad (3.1)$$

În ceea ce privește valoarea calculată a coeficientului de siguranță CS există trei cazuri de stabilitate: 1) $CS=1$ - stabilitate la limită; 2) $CS<1$ - apariția fenomenelor de rupere; 3) $CS>1$ - rezultă un anumit grad de stabilitate, funcție de valoarea coeficientului de siguranță.

Valorile coeficienților de siguranță calculați, pentru minele Victoria, Unirea și Cantacuzino, în diferite secțiuni orizontale (în planșeul dintre orizonturile +145m-vatră și +129m-tavan), în secțiuni verticale (la nivelul peretelui estic camerelor, între oriz.+145m-tavan și +129m-vatră) și în secțiuni orizontale prin pilierul central (la 4m de vatra camerelor de la oriz.+129m) sunt reprezentate grafic în figurile 3.3, 3.4, 3.5 și 3.6.



c)

Fig.3.3. Graficele de variație ale coeficienților de siguranță în vatra camerelor de la oriz. +145m, Mina Cantacuzino (pentru minele Unirea și Victoria sunt similare)

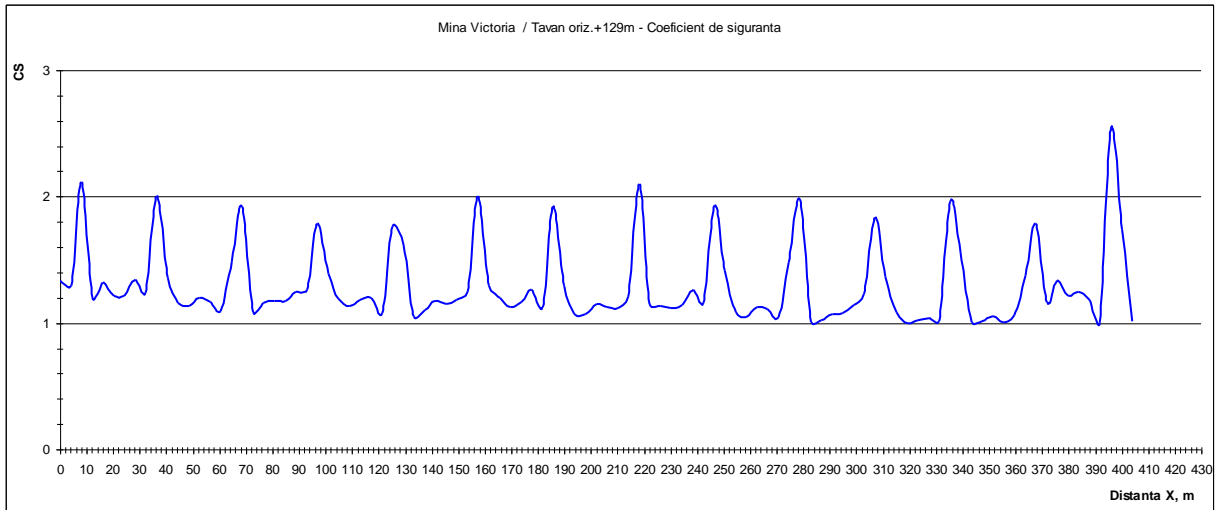


Fig.3.4. Graficele de variație ale coeficienților de siguranță în tavanul camerelor de la oriz. +129m, Mina Victoria (pentru minele Unirea și Cantacuzino sunt similare)

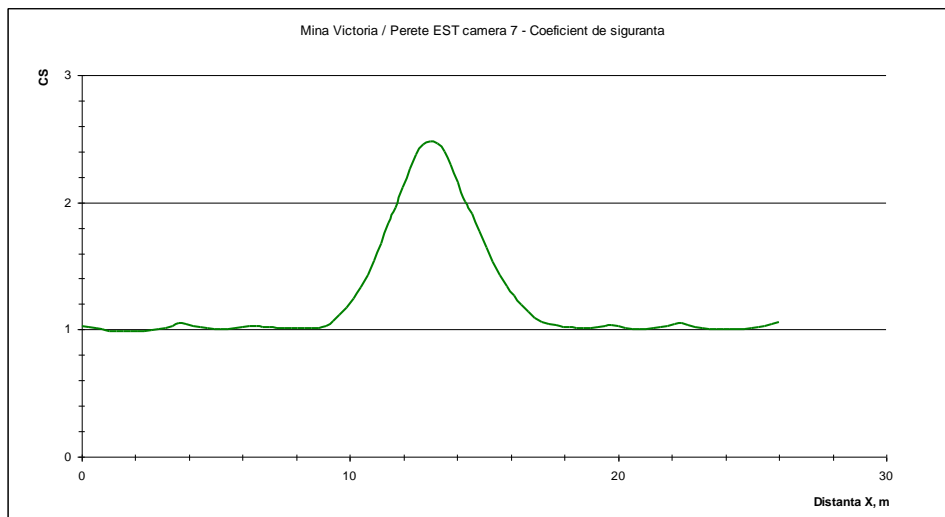


Fig.3.5. Graficele de variație ale coeficienților de siguranță în peretele estic al camerei centrale, de la oriz.+129m și +145m, într-o secțiune verticală - între cotele +149m și +175m, pentru Mina Victoria (pentru minele Unirea și Cantacuzino sunt similare) (Distanța X, m: *pilier oriz.+129:1m-9m / planșeu: 9m-17m / pilier oriz. +145: 17m-25m*)

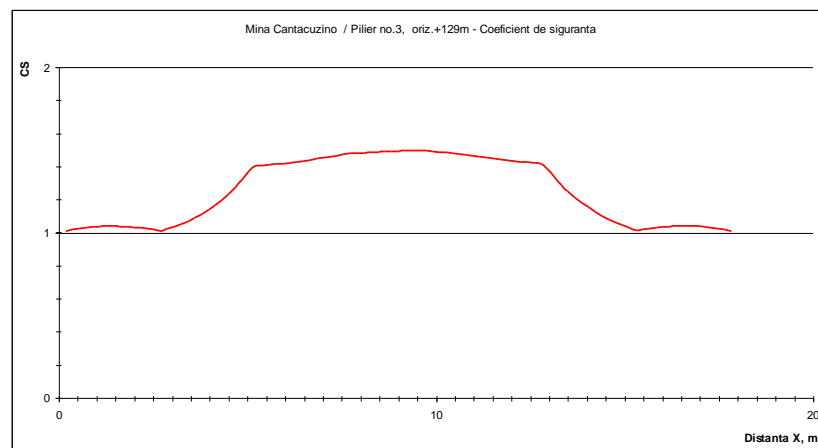


Fig.3.6. Graficele de variație ale coeficienților de siguranță în pilierul camerei centrale de la oriz.+129m, într-o secțiune orizontală situată la 4m de la vatra camerei (cota +133m), pentru Mina Cantacuzino (pentru minele Victoria și Unirea sunt similare)

Analizând variația coeficienților de siguranță în planșeul dintre oriz. +145m și +129m, se constată faptul că planșeele sunt într-o stare relativ bună de stabilitate spre centrul acestora - coeficientul de siguranță apropiindu-se de 3 (la vatra oriz. +145m) - și spre 2, (la tavanul oriz. +129m) – vezi graficele din fig.3.3 și 3.4; apoi, valorile scad brusc în apropierea pereților camerelor, spre limita de stabilitate, existând condiții locale de desprindere de bucăți de sare din tavanul camerelor, la o distanță de până la 1m de pereți. Însă, după cum se poate constata și din secțiunile verticale, coeficienții de siguranță la acest nivel cresc spre 2,5 înspre centrul planșeului (spre fibra medie deformată) – fig.3.5, neexistând practic un pericol real de prăbușire (prin rupere la forfecare sau tracțiune), doar în condițiile existenței unor fisuri majore în structura masivului de sare.

În ceea ce privește variația coeficienților de siguranță la nivelul pereților camerelor menționăm că aceștia sunt la limita de siguranță (fig.3.5), crescând spre centrul pilierilor spre valoarea de 1,5 (fig.3.6). Ceea ce ar putea explica apariția exfolierii sării după suprafața exterioară a pilierilor și rotunjirea colțurilor acestora (datorită concentrării tensiunilor în aceste zone).

Ca o *concluzie* imediată menționăm faptul că tehnologia de „perforare-împușcare” contribuie în mod substanțial la fisurarea superficială a pilierilor, pe o adâncime măsurată de la suprafață de peste 0,5-0,6m, iar în condițiile de stabilitate la limită a structurilor de susținere (planșee și pilieri), tăierea masivului de sare cu „combina” ar contribui substanțial la îmbunătățirea stabilității structurilor de susținere.

În continuare, utilizând baza de date (rezultatele de calcul) obținute în urma generării modelelor cu elemente finite și calculelor în elasto - plasticitate, în ipoteza deformației plane, vom face niște analize succinte privind stabilitatea structurilor de susținere (pilieri și planșee) și camerelor de exploatare corespunzătoare orizontului +145m și +129m, ce fac obiectul acestui proiect de exploatare. De asemenea, la orizontul +129m se va studia, în mod particular, stabilitatea camerelor din modelele corespunzătoare secțiunilor considerate ca fiind situate în cele mai dificile condiții.

Deplasările orizontale în planșeul dintre oriz. +145m și +129m și în pilieri sunt de maxim $\pm 25 \div 65\text{mm}$ (fig. 3.7).

În ceea ce privește *deplasările verticale* (fig.3.8), acestea sunt toate pozitive sub vatra oriz.+129m (umflare de vatră) și negative deasupra tavanului acestui orizont (subsidență). Ceea ce înseamnă că, datorită faptului că zăcământul este exploatat pe mai multe subetaje, pe o adâncime relativ importantă, s-a produs o ridicare a vetrelor și pilierilor de susținere de la orizontul +129m (tavanul camerelor suferind o convergență verticală maximă de cca. 30-80mm). La nivelul vetrei camerelor de la oriz.+129m există o deplasare verticală ascendentă (umflare) de cca.50-60mm (considerate ca fiind cu 67% mai reduse decât valorile rezultate din calcule (ceea ce semnifică o convergență verticală relativă a camerelor de 80-140mm).

Din analiza tensiunilor este evidentă concentrarea tensiunilor la limita dintre planșee și pilieri.

Analizând *tensiunile de forfecare* (fig.3.9), se observă că acestea depășesc cu cel puțin 4-5 ori valoarea rezistenței la forfecare a sării (care este de aprox. $2\ 300\text{kN/m}^2$) în colțurile și pereții camerelor, unde pot apărea fenomene de forfecare a sării (respectiv, de desprindere a sării din pereți, fenomen mai pregnant spre colțurile camerelor). Menționăm că, deși planșeele au o stabilitate relativ bună, desprinderea sării din pereții camerelor, datorită fenomenelor de rupere prin forfecare a sării, sunt cele mai frecvente fenomene de degradare a structurilor de susținere.

Tensiunile de tracțiune (fig.3.10) sunt în mod evident depășite cu de peste 1,5 ori rezistența la tracțiune a sării în vatra camerelor de la oriz.+129m, unde apar și cele mai accentuate fenomene de umflare.

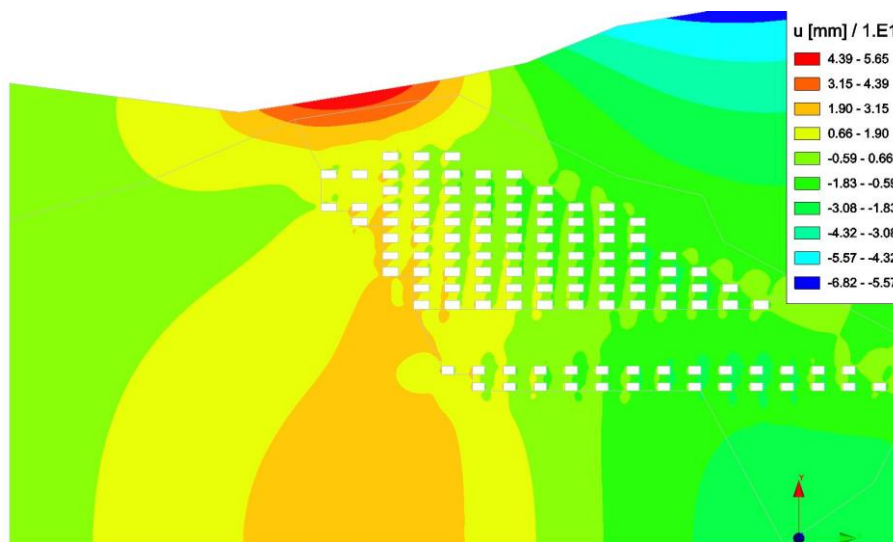
După cum era de așteptat, *tensiunile de compresiune* (fig.3.11) sunt mai importante în pilierii intercamerali, cu o concentrare semnificativă spre pereții camerelor de la

oriz.+129m, de la cca. 22 000 - 24 000kN/m² spre centrul pilierilor, depășind limita de rezistență la compresiune a sării, în zonele de contact cu vatra și planșeul cu cca.10-20%.

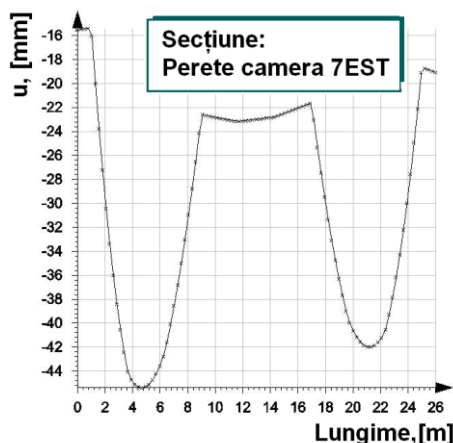
Din analizele de mai sus se pot desprinde, imediat, următoarele *concluzii* mai semnificative:

a)La orizontul +145m, care este prevăzut să intre în exploatare în viitorul apropiat, se poate aprecia că planșeul și vatra camerelor va avea o stabilitate bună, însă pot apărea fenomene de desprindere a sării din pereții camerelor (în special datorită solicitărilor de forfecare) - mai pregnant la limita dintre pilieri și planșeu;

b)Având în vedere stabilitatea la limită a structurilor de susținere de la oriz.+145m, utilizarea combinelor în procesul tehnologic de extragere a sării, în comparație cu tăierea cu explozivi, conferă structurilor de susținere condiții de creștere a stabilității;



a)

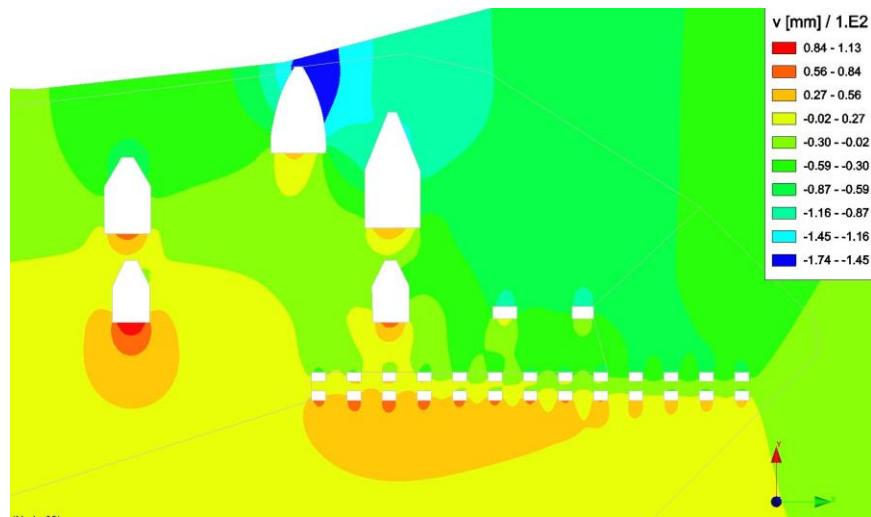


b)

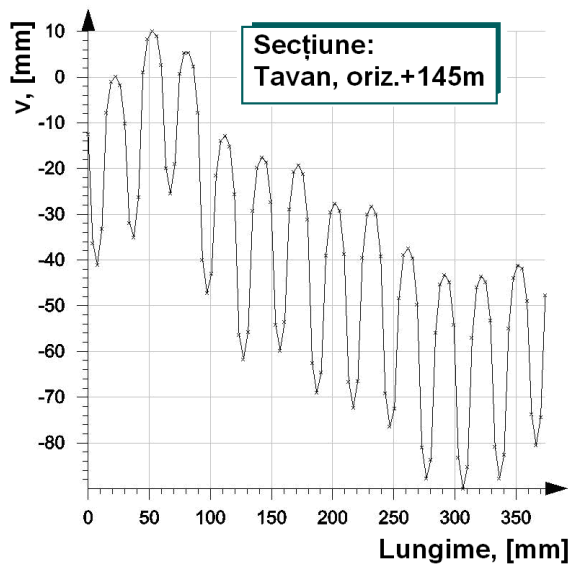
Fig.3.7. Deplasările orizontale u , în mm - Secțiunea 5-5 (E-V) Mina Victoria:

a) reprezentare scalară; b) perete camera 7 EST

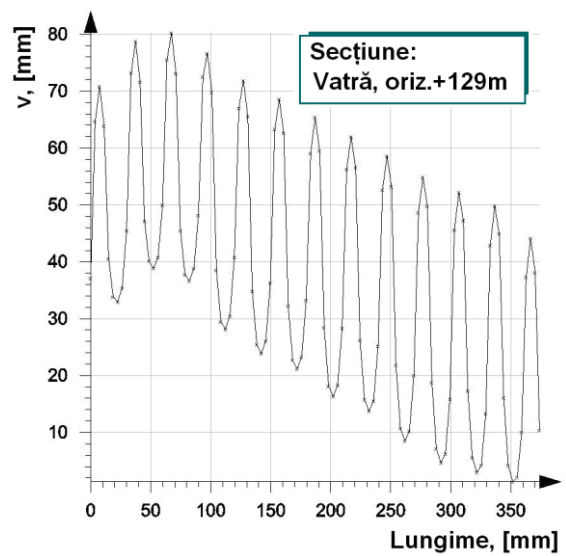
c)În ceea ce privește exploatarea în adâncime a zăcământului de sare de la Salina Slănic Prahova, la nivelul oriz.+129m, considerăm că stabilitatea structurilor de susținere nu suferă o schimbare esențială. Apreciem că, exploatarea în continuare, sub oriz.+129m, conservând dimensiunile actuale ale structurilor de susținere, va conduce implicit la scăderea corespunzătoare a coeficientului de siguranță, cel puțin la nivelul suprafeței exterioare a pilierilor - înrăutățindu-se, astfel, condițiile de stabilitate a structurilor de susținere. În acest sens, dacă se decide exploatarea în profunzime a zăcământului, sub oriz.+129m, cu cel puțin un subetaj, sunt necesare noi studii aprofundate, în primul rând de cercetare geologică și apoi de stabilitate a structurilor de susținere.



a)



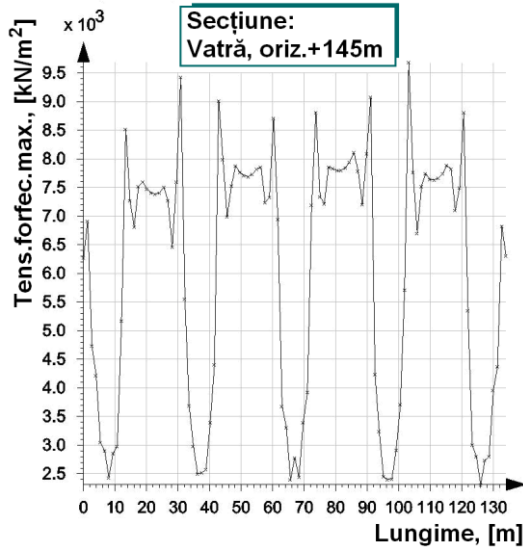
b)



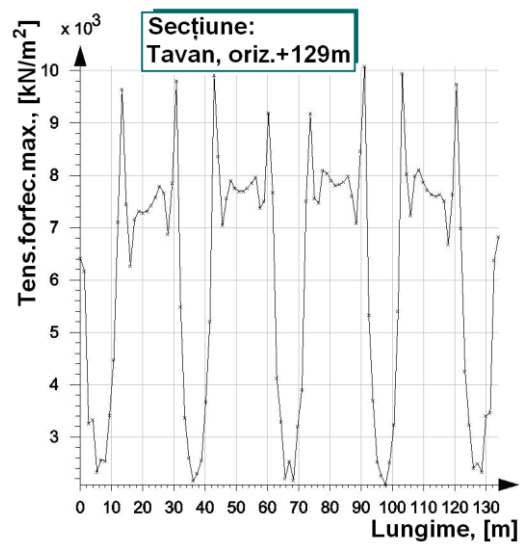
c)

Fig.3.8.Deplasările v , în mm - Secțiunea 9-9 (E-V) Mina Unirea:

a) Reprezentare scalară; b) Secțiune tavan oriz.+145m; c) Secțiune vatră oriz.+129m



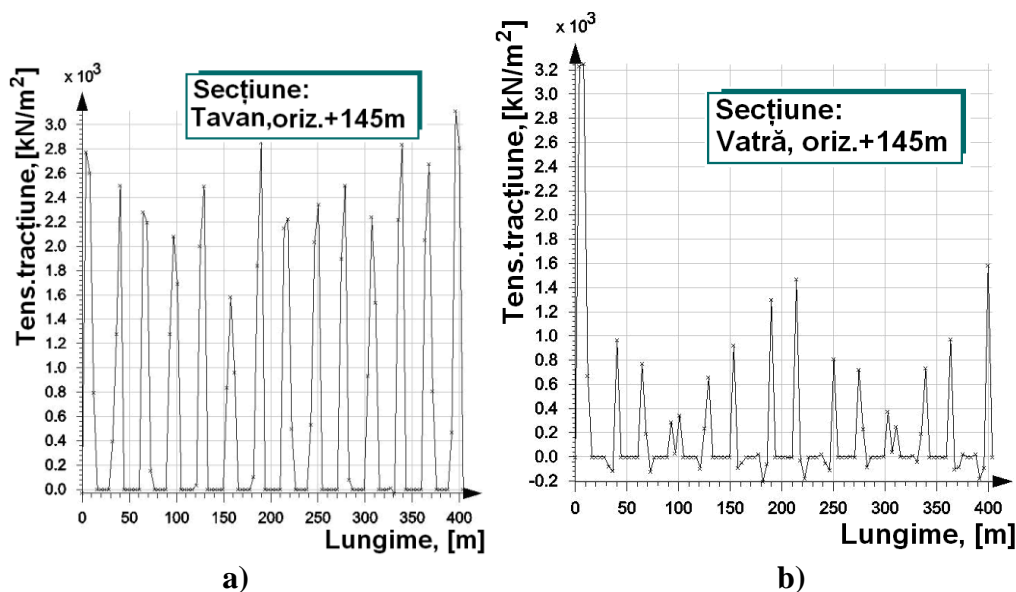
a)



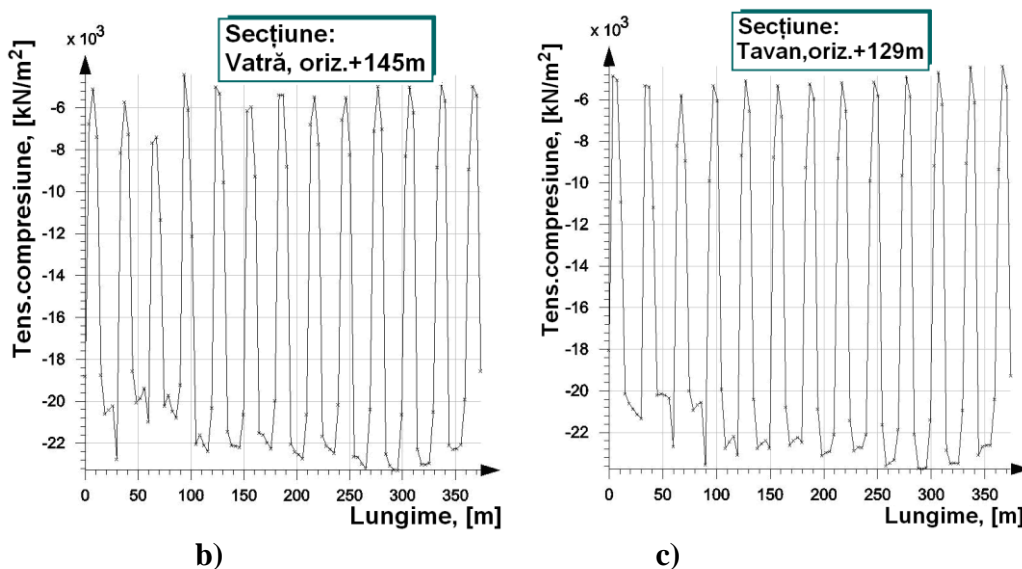
b)

Fig.3.9.Tensiunile de forfecare maxime $\tau_{f \max}$, în kN/m^2 - Secțiunea 9-9 (E-V) Mina Cantacuzino:

a) Secțiune vatră oriz.+145m; b) Secțiune tavan oriz.+129m

Fig.3.10. Tensiunile de tracțiune σ_t , în kN/m^2 - Secțiunea 5-5 (E-V) Mina Victoria:

a) Secțiune tavan oriz.+145m; b) Secțiune vatră oriz.+145m;

Fig.3.11. Tensiunile de compresiune σ_c , în kN/m^2 - Secțiunea 9-9 (E-V) Mina Unirea:

a) Reprezentare scalară; c) Secțiune vatră oriz.+145m; d) Secțiune tavan oriz.+129m

3.2. ANALIZA STĂRII DE TENSIUNI ȘI DEFORMĂȚII DIN STRUCTURILE DE SUSȚINERE DE LA SALINA OCNA DEJ, ORIZONTUL +157M

3.2.1. Caracterizarea geologică și geomecanică a zăcământului de sare Ocna Dej

În zona perimetrului minier există exploatări foarte vechi care datează din timpul romanilor și au continuat a fi active până în zilele noastre (Almășan, 1984; Moldovan, 2010).

Zăcământul de sare gemă Ocna Dej aparține aliniamentului de diapir de vest al depresiunii Transilvaniei și are forma unei lentile cvasiorizontale (fig. 3.12), dezvoltându-se pe o lungime de cca. 5 km, pe direcția Nord - Sud și o lățime de 3,7 km pe direcția Est - Vest. Grosimea maximă a lentilei este în zona centrală, de 156 m, care scade spre extremitățile

acesteia, la o grosime de câțiva metri. Lentila de sare are o ușoară boltire anticlinală pe direcția Nord - Sud. Înclinarea generală a lentilei este spre Sud (Onica ș.a., 2012d).

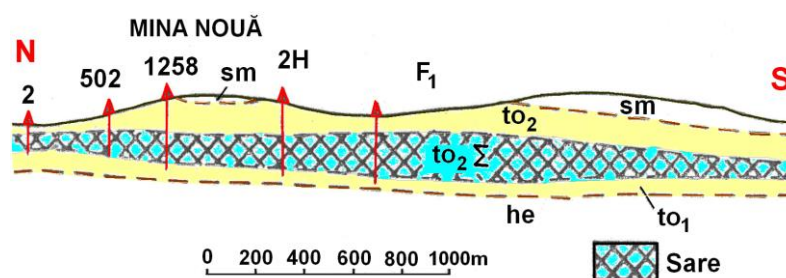


Fig.3.12. Secțiune prin masivul de sare Ocna Dej
 he – helvețian; to₁ – tortonian inferior; to₂ Σ – sare tortoniană;
 to₂ – tortonian superior; sm - sarmațian

Formațiunea geologică tortoniană are extinderea cea mai mare din zonă și este reprezentată prin trei orizonturi: tufuri de Dej, orizontul de sare și orizontul marnos cu intercalații de tufuri dacice (Almășan, 1984; Moldovan, 2010).

Orizontul tufului de Dej are o grosime de cca. 35m și o culoare verde datorită cloritului. Caracteristica acestui orizont constă în aceea că el conține apă sub presiune, fapt ce a determinat părăsirea prematură a minelor vechi, care au fost inundate.

Orizontul de sare are o grosime pe verticală cuprinsă între 40 și 130m. Masivul de sare prezintă stratificații orizontale, ceea ce crează dificultăți la exploatarea cu camere mari.

Masivul de sare de la Ocna Dej apare ca o lentilă alungită pe direcția nord-sud cu axa mare de cca.3,5km, iar axa mică de 0,5km, având grosimi cuprinse între 40m (la margine) și 130m la partea centrală. Lentila de sare nu este afectată de tectonizări.

În culcușul zăcământului apare tuful de Dej, de unde rezultă că sarea de Dej este de vârstă Tortonian-superior.

Condițiile hidrogeologice ale zăcământului au influențat negativ activitatea productivă. Pe măsura coborârii nivelului de exploatare există pericolul de inundare a minei. De aceea, s-a ivit necesitatea păstrării unui planșeu de siguranță din masivul de sare în vatra camerelor de exploatare, de cca.20-25m grosime.

În anul 2012 colectivul de cercetători de la Universitatea din Petroșani (Onica ș.a., 2012d) care a proiectat introducerea combinei la extragerea sării geme de la Ocna Dej, a realizat o serie de determinări ale caracteristicilor geomecanice pentru sarea de la Ocna Dej – oriz.173m.

Încercările au fost efectuate pe eșantioane cilindrice cu $d=h=42\text{mm}$, respectiv pe eșantioane prismatice cu secțiunea transversală de $5 \times 5\text{cm}^2$, eșantioane care au fost extrase din 3 blocuri aproximativ cubice, cu latura de 300mm, provenite din camerele de exploatare R14-S14, J14-J15, AS28-AS29.

Metoda de exploatare aplicată la salina Ocna Dej este metoda cu camere mici și pilieri pătrați cu dimensiunile: camere cu lățimea de 15m și înălțimea de 8m; pilieri cu latura de 15m și înălțimea de 8m; planșeu cu grosimea de 7,5m.

În prezent exploatarea se desfășoară la oriz. +173m, care se găsește la o adâncime de aproximativ 188,5m față de suprafață. Deasupra acestui orizont au fost exploatare deja două orizonturi și anume, orizonturile +204m și +188,5m. Deasupra oriz.+204m a fost lăsat un pilier de acoperiș de 35m grosime, iar deasupra acestui pilier se găsesc rocile sterile constituite din marne, argile și gresii cu grosimea de aproximativ 115m. Sub oriz.+173m, urmează a se exploata încă două orizonturi și anume oriz.+157,5m (fig.3.13), aflat la o adâncime față de suprafață de 212m și ultimul orizont +142m aflat la o adâncime de 219,5m față de suprafață.

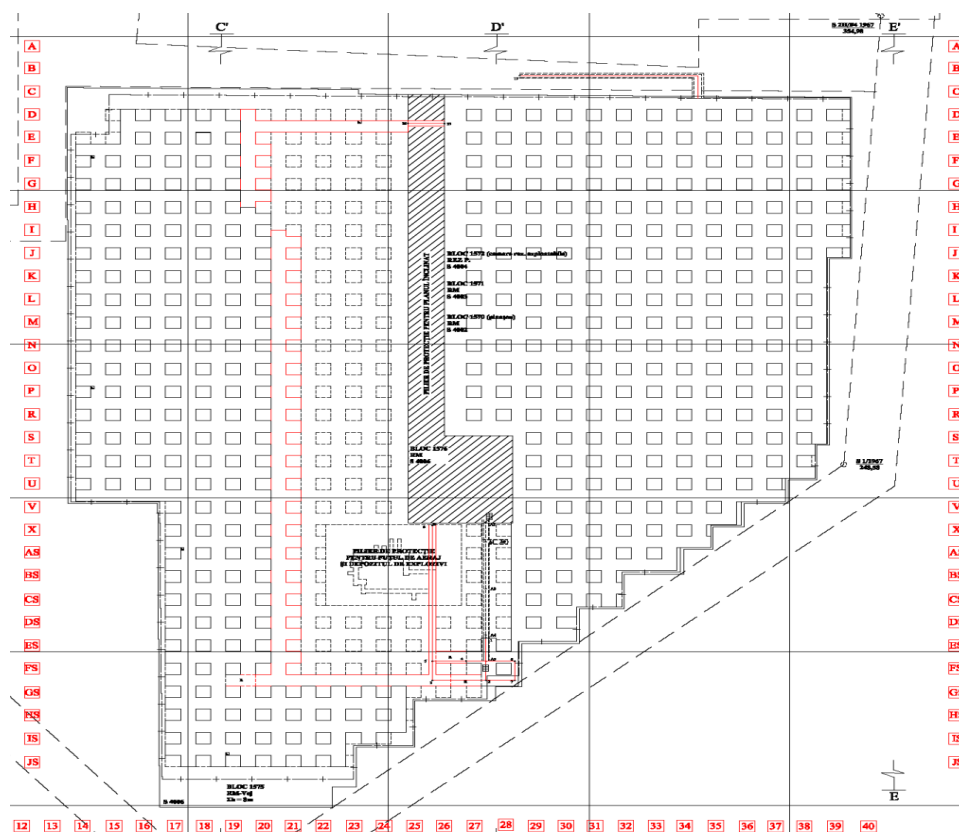


Fig.3.13. Exploatarea sării cu combina la Salina Ocna Dej – Exploatare vest, etapa 3, oriz.+157m (Onica ș.a., 2012d)

3.2.2. Descrierea modelelor

Realizarea modelelor de calcul cu elemente finite în deformare plană și în ipoteza comportamentului elastic, a fost generată în două secțiuni transversale prin zăcământ 7-7 (respectiv E-W) și C-C (respectiv N-S) - în conformitate cu planurile de situație ale minei.

Pentru elaborarea modelelor în 2D, în ipoteza deformației plane și comportament elastic al zăcământului, s-au făcut următoarele *supoziții simplificatoare*:

Modelele cu elemente finite realizate sunt în conformitate cu secțiunile verticale (longitudinală și transversale) din proiect, la nivelul extinderii maxime a exploatării, corespunzătoare orizontului +157m (considerată ca fiind situația critică din punct de vedere al stabilității excavațiilor subterane), și care pot fi generate în ipoteza deformației plane;

Dimensiunile camerelor, pilierilor și planșeelor sunt presupuse a fi egale pe întreg subetajul, iar pilierii se consideră perfect coaxiali, pe verticală;

Atât rocile înconjurătoare cât și masivul de sare sunt presupuse a fi continue, omogene și izotrope, iar caracteristicile geomecanice utilizate în calcule sunt unele medii, reprezentative pentru întreg masivul de roci, respectiv de sare;

Comportamentul in situ al rocilor înconjurătoare și al masivului de sare se consideră a fi de tip elastic (coeficientul lui Poisson $\nu = 0,2 - 0,21$);

Starea naturală de tensiuni este aprecia ca fiind geostatică.

S-au realizat modelul E-W (secțiunea „7-7”) cu dimensiunile $X=2222,9m/Y=430,3m$ și N-S (secțiunea „C-C”) cu dimensiunile $X=1963m/Y=541,6m$ (fig.3.14). De asemenea, s-au stabilit dimensiunile zonei de interes din jurul excavațiilor subterane. Discretizarea modelelor, respectiv numărul total de noduri și elemente de suprafață (pentru toate cazurile luate în studiu) sunt prezentate în tabelul nr.3.3.

Au fost adoptate o serie de caracteristici medii, considerate de noi, ca reprezentative pentru comportamentul in situ al masivului de sare gemă și roci înconjurătoare (tab.nr.3.4).

Tabelul nr.3.3. Statistica elementelor de discretizare ale modelelor cu elemente finite

Număr total de:	Modele cu elemente finite	
	A) Secțiune „7-7” EST-VEST	B) Secțiune „C-C” NORD -SUD
Noduri	55 305	50 024
Elemente de suprafață triunghiulare cu interpolare pătratică	27 576	24 949

Tabel nr.3.4. Principalele caracteristici geomecanice medii ale masivului de sare și roci înconjurătoare luate în considerare în modelarea cu elemente finite

Caracteristica	UM	Valoarea	
		Sare	Roci înconjurătoare
Densitatea aparentă, ρ_a	kg/m ³	2 100	2 320
Greutatea specifică aparentă, γ_a	kN/m ³	21	23,2
Modulul de elasticitate, E	kN/m ²	2 200 000	3 700 000
Coefficientul lui Poisson, ν	adim.	0,2	0,21
Rezistența la compresiune, σ_c	kN/m ²	20 000	22 400
Rezistența la tracțiune, σ_t	kN/m ²	1 300	-
Rezistența la forfecare, τ_f	kN/m ²	1 800	-
Coeziunea, C	kN/m ²	4 000	5 600
Unghiul de frecare interioară, φ	,°	30	24

Condițiile inițiale de încărcare a modelului au fost considerate geostatice [σ_o], corespunzătoare unor grosimi variabile a formațiunilor acoperitoare între aprox. 53,1m și 236,6m, măsurate de la tavanul subetajului +204m (în conformitate cu secțiunile „7-7” și „C-C”).

Menționăm că încărcarea modelelor în ipoteza deformației plane simulează existența pilierilor continui (de exemplu, cazul Salinei Praid), cu o lungime infinită după direcția axei „Oz”, perpendiculară pe suprafața modelului. Pentru a modela existența pilierilor pătrați (cum este cazul de la Salina Ocna Dej), respectiv întreruperile datorate camerelor existente după direcția perpendiculară pe suprafața modelelor, modelele au fost încărcate suplimentar prin concentrarea tensiunilor geostatice inițiale cu raportul dintre lățimea camerelor și pilierilor și cea a pilierilor – în cazul nostru rezultând o dublare a încărcării modelului.

De aceea, putem spune că, în final, rezultatele obținute după rularea calculelor trebuie interpretate astfel:

- valorile stării de tensiuni și deformații specifice pilierilor se pot considera ca reale;
- datorită detensionării planșelor dintre etaje prin detașarea acestora de continuitatea masivului, valorile parametrilor specifici planșelor (tensiuni și deplasări) pot fi considerate aproximativ corecte și luate ca atare în analiza de stabilitate;
- datorită dublării încărcărilor, pentru a obține o imagine aproape de realitate a stabilității pilierilor, starea de tensiuni și deformații din jurul zonei exploatate (deasupra tavanului camerelor de la oriz.+204m și vetrei oriz.+157m și dincolo de limitele de exploatare, de la nord la sud și de la est la vest) este și ea dublată, iar în analiza de stabilitate tensiunile și deplasările se corectează, reducându-se cu 50%.

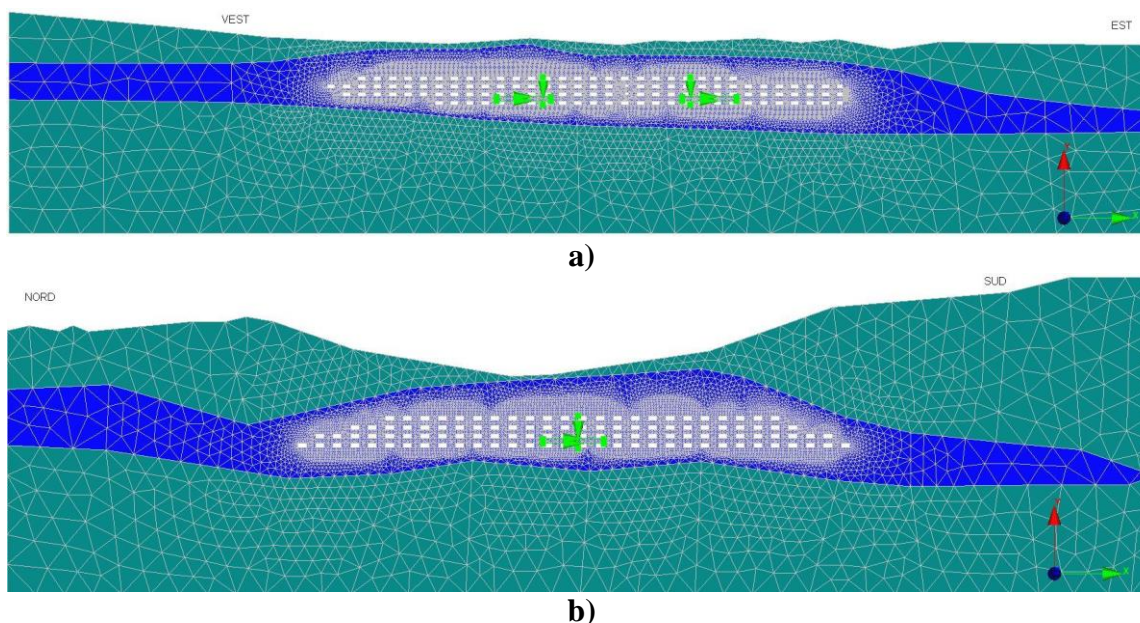


Fig. 3.14. Discretizarea cu elemente finite a modelelor specifice
zăcământului de sare de la Salina Ocna Dej
a) Modelul cu elemente finite – Secțiunea „7-7” (E-V)
b) Modelul cu elemente finite – Secțiunea „C-C” (N-S);

3.2.3. Analiza rezultatelor obținute din modelarea numerică

În vederea evaluării stabilității camerelor, pilierilor și planșului aferente oriz.+157m am luat în analiză stabilitatea camerelor din centrul aripei vestice, respectiv estice din modelul „Secțiunea 7-7” (E-V) și camerelor din centrul modelului „Secțiunea C-C” (N-S), considerate de noi ca fiind în situația cea mai critică din punct de vedere al stabilității. În acest sens s-au realizat secțiuni orizontale la nivelul planșului (vatra oriz. +173m și tavan oriz. +157m) și verticale (la nivelul pereților camerelor, între oriz.+204m și +157m).

Vom lua în analiză un criteriu de rupere, plecând de la curba intrinsecă a rocilor. Pentru un punct oarecare, caracterizat de o anumită stare de tensiuni, se determină cercul lui Mohr corespunzător și se raportează la curba intrinsecă a sării geme. În acest sens, vom lua în considerare dreapta lui Mohr-Coulomb (definită de relația: $\tau = C - \sigma \cdot \operatorname{tg}\varphi$) și se vor stabili următoarele condiții: a) Dacă $\sigma_1 < R_t$, pentru $R_t = (C \cdot \operatorname{ctg}\varphi - S_c) \cdot \sin\varphi$ rezultă $CS = R_t / R$;

b) Dacă $\sigma_1 \geq R_t$, atunci $CS=0$; unde: $S_c = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$ reprezintă abscisa cercului lui Mohr;

$R = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$ - raza cercului lui Mohr; R_t - raza cercului lui Mohr tangent la dreapta Mohr-Coulomb; CS - coeficientul de siguranță; R_t - rezistența la tracțiune a sării geme; C - coeziunea rocilor; φ - unghiul de frecare interioară a sării geme.

În ceea ce privește valoarea calculată a coeficientului de siguranță CS există trei cazuri de stabilitate:

1) $CS=1$, atunci când cercul lui Mohr și curba intrinsecă sunt tangente – rezultând o stabilitate la limită;

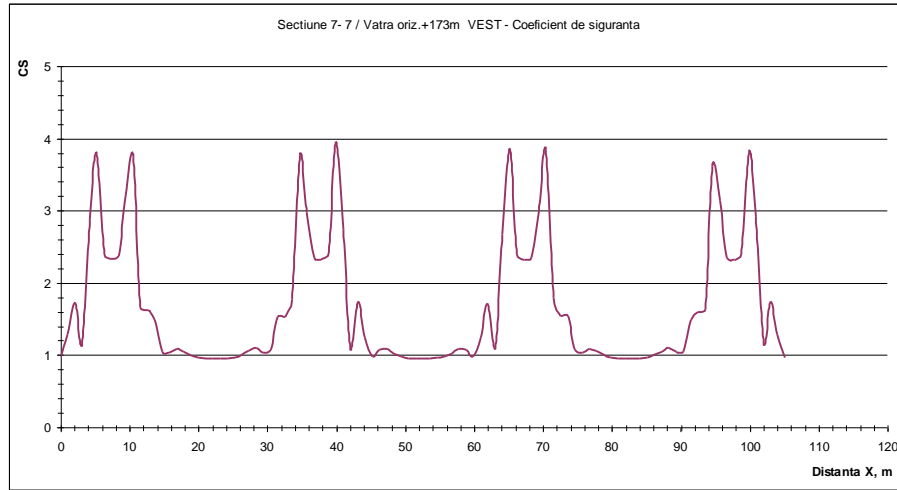
2) $CS<1$, atunci când cercul lui Mohr și curba intrinsecă sunt secante – rezultând condiții pentru apariția fenomenelor de rupere;

3) $CS>1$, atunci când starea de tensiuni este departe de fenomenul de rupere – rezultând un anumit grad de stabilitate, funcție de valoarea coeficientului de siguranță.

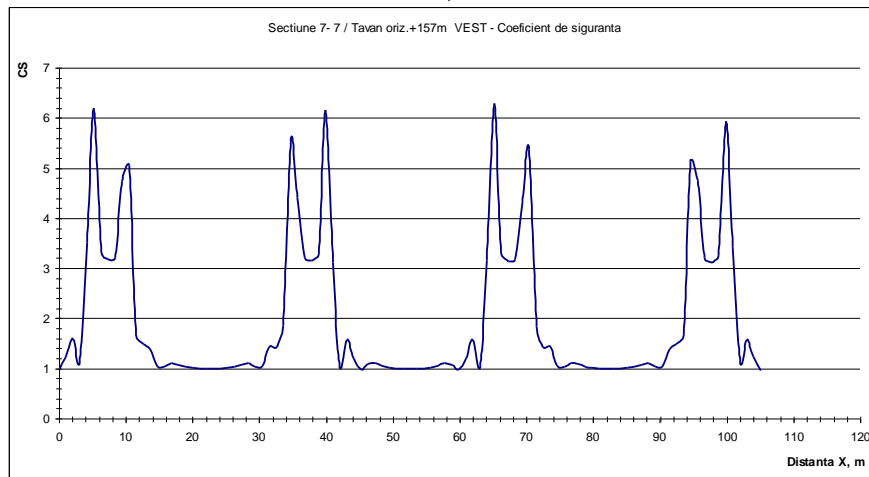
În cazul nostru, pentru a aprecia stabilitatea camerei după conturul interior al acesteia și implicit pentru calculul coeficientului de siguranță CS (când: $C=4\,000\text{kN/m}^2$ și $\varphi = 30^\circ$) vom avea relația:

$$R_1 = 3464,102 - 0,5 \cdot S_c \quad (3.2)$$

Valorile coeficienților de siguranță calculați în diferite secțiuni orizontale (în planșeul dintre orizonturile +173m-vatră și +157m-tavan) și în secțiuni verticale (la nivelul peretelui camerelor, între oriz.+204m-tavan și +157m-vatră) sunt reprezentate grafic în figurile 3.15, 3.16 și 3.17.

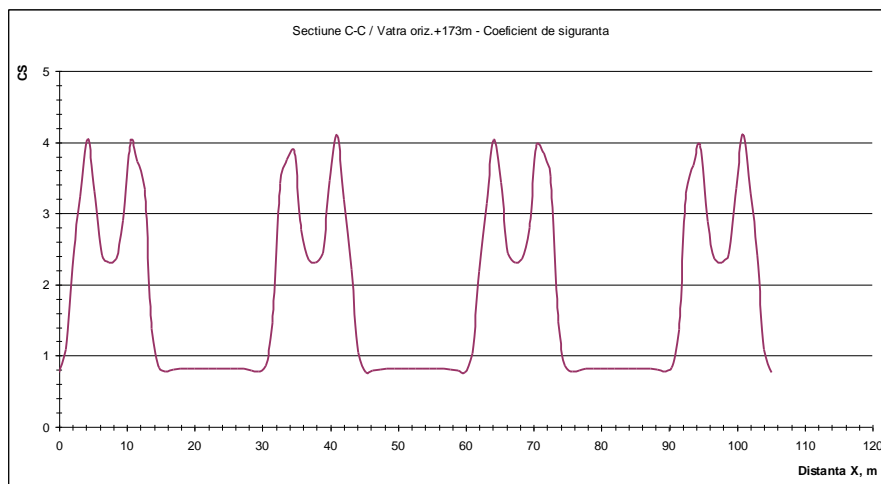


a)

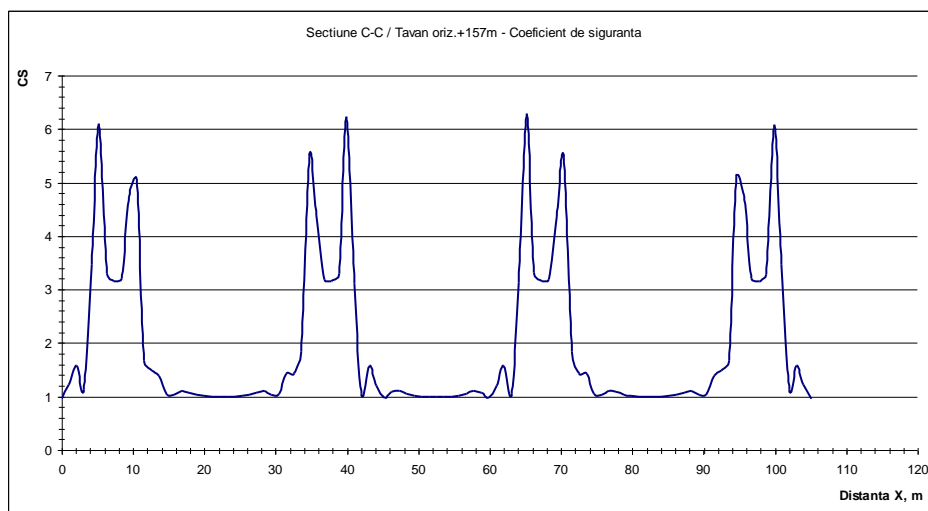


b)

Fig.3.15. Graficele de variație ale coeficienților de siguranță în planșeele dintre orizonturile +173m și +157m secțiunea „7-7” (E-V): a)vatră oriz.+173m VEST; b) tavan oriz.157m VEST (sunt similare pentru vatră oriz.+173m EST și tavan oriz.157m EST)



a)



b)

Fig.3.16.Graficele de variație ale coeficienților de siguranță în planșeele dintre orizonturile +173m și +157m secțiunea „C-C” (N-S): a) vatră oriz.+173m CENTRU; b) tavan oriz.157m CENTRU

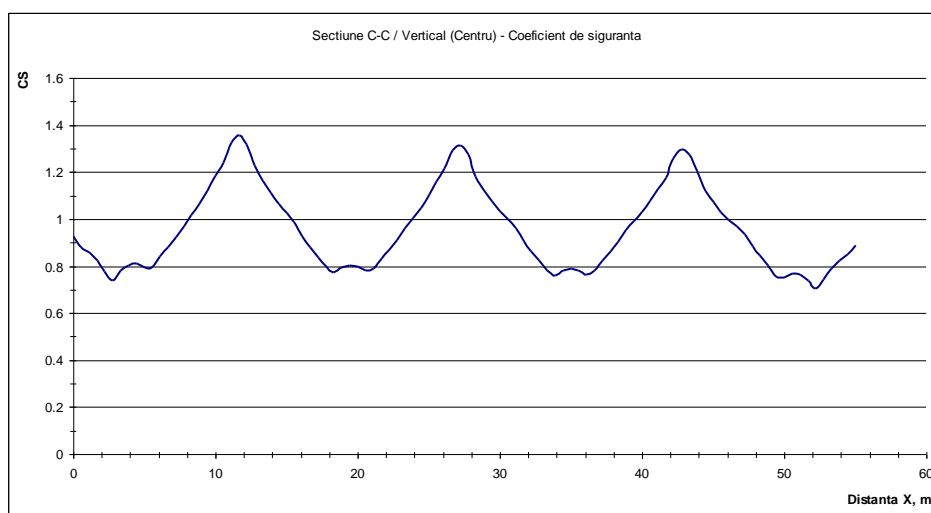


Fig.3.17.Graficele de variație ale coeficienților de siguranță după un plan vertical (peretele camerelor) între orizonturile +204m (tavan) și +157m (vatră): secțiune „C-C” – centru (pentru secțiunea „7-7” aripa vestică și estică fiind similare)

Analizând variația coeficienților de siguranță în planșeele dintre oriz. +173m și +157m, se constată faptul că planșeele sunt într-o stare bună de stabilitate spre centrul acestora - coeficientul de siguranță apropiindu-se de 4 (la vatra oriz. +173m) - și spre 6, (la tavanul oriz. +157m) – vezi graficele din figurile 3.15, 3.16 și 3.17; valorile scad brusc în apropierea pereților camerelor, spre limita de stabilitate, existând condiții locale de desprindere de bucăți de sare din tavanul camerelor, la o distanță de până la 1m de pereți. Însă, după cum se poate constata și din secțiunile verticale, coeficienții de siguranță la acest nivel cresc spre 1,4 înspre centrul planșeei (spre fibra medie deformată), neexistând practic un pericol real de prăbușire (prin rupere la forfecare sau tracțiune), doar în condițiile existenței unor fisuri majore în structura masivului de sare.

În ceea ce privește variația coeficienților de siguranță la nivelul pereților camerelor menționăm că aceștia sunt sub limita de siguranță și pot ajunge la valori de până la 0,7. Ceea ce ar putea explica apariția exfolierii sării după suprafața exterioară a pilierilor și rotunjirea colțurilor acestora (datorită concentrării tensiunilor în aceste zone).

Ca o *concluzie* imediată menționăm faptul că tehnologia de „perforare-împușcare” contribuie în mod substanțial la fisurarea superficială a pilierilor, pe o adâncime măsurată de la suprafață de peste 0,6m, iar în condițiile de stabilitate la limită a structurilor de susținere

(planșee și pilieri), tăierea masivului de sare cu „combina” ar contribui substanțial la îmbunătățirea stabilității acestora.

În continuare, utilizând baza de date (rezultatele de calcul) obținute în urma generării modelelor cu elemente finite și calculului în elasticitate, în ipoteza deformației plane, vom face niște analize succinte privind stabilitatea structurilor de susținere (pilieri și planșee) și camerelor de exploatare corespunzătoare orizontului +157m, ce face obiectul acestui proiect de exploatare. De asemenea, la orizontul +157m se va studia, în mod particular, stabilitatea camerelor din modelele corespunzătoare secțiunilor „7-7” și „C-C”, considerate ca fiind situate în cele mai dificile condiții.

Deplasările horizontale în planșeul dintre oriz. +157m și +173m și în pilieri sunt de maxim $\pm 20-40$ mm.

În ceea ce privește *deplasările verticale* (fig.3.18), acestea sunt toate pozitive sub vatra oriz.+157m (umflare de vatră) și negative deasupra tavanului acestui orizont (subsidență). Ceea ce înseamnă că, datorită faptului că zăcămintul este exploatat pe 4 subetaje, pe o adâncime relativ importantă (55m), s-a produs o ridicare a vetrelor și pilierilor de susținere de la orizontul +157m (tavanul camerelor suferind o convergență verticală maximă de cca. 50-70mm). La nivelul vetrei camerelor de la oriz.+157m există o deplasare verticală ascendentă (umflare) de cca.30-50mm (considerate ca fiind 50% din valorile rezultate din calcule (ceea ce semnifică o convergență verticală relativă a camerelor de 80-120mm).

Din analiza tensiunilor este evidentă concentrarea tensiunilor la limita dintre planșee și pilieri.

Analizând *tensiunile de forfecare* (fig.3.19), se observă că acestea depășesc cu cel puțin 8-10 ori valoarea rezistenței la forfecare a sării (care este de aprox. 1800kN/m^2) în colțurile și pereții camerelor, unde pot apărea fenomene de forfecare a sării (respectiv, de desprindere a sării din pereți, fenomen mai pregnant spre colțurile camerelor). Menționăm că, deși planșeele au o stabilitate relativ bună, desprinderea sării din pereții camerelor, datorită fenomenelor de rupere prin forfecare a sării, sunt cele mai frecvente fenomene de degradare a structurilor de susținere.

Tensiunile de tracțiune (fig.3.20) sunt în mod evident depășite cu de peste 2 ori rezistența la tracțiune a sării în vatra camerelor de la oriz.+157m, unde apar și cele mai accentuate fenomene de umflare.

După cum era de așteptat, *tensiunile de compresiune* (fig.3.21) sunt mai importante în pilierii intercamerali, cu o concentrare semnificativă spre pereții camerelor de la oriz.+157m, de la cca. 16000kN/m^2 spre centrul pilierilor, depășind limita de rezistență la compresiune a sării, în zonele de contact cu vatra și planșeul.

Din analizele de mai sus se pot desprinde, imediat, următoarele *concluzii* mai semnificative:

a) La orizontul +157m, care este prevăzut să intre în exploatare în viitorul apropiat, se poate aprecia că planșeul și vatra camerelor va avea o stabilitate bună, însă pot apărea fenomene de desprindere a sării din pereții camerelor (în special datorită solicitărilor de forfecare) - mai pregnant la limita dintre pilieri și planșeu;

b) Având în vedere stabilitatea la limită a structurilor de susținere de la oriz.+157m, utilizarea combinelor în procesul tehnologic de extragere a sării, față de tăierea cu explozivi, conferă structurilor de susținere condiții de creștere a stabilității;

c) În ceea ce privește exploatarea în adâncime a zăcămintului de sare de la Salina Ocna Dej, sub oriz. +157m (respectiv la oriz. +141m), considerăm că este necesar un studiu aprofundat de stabilitate pentru reconsiderarea dimensiunilor camerelor și pilierilor. Apreciem că, exploatarea în continuare, sub oriz.+157m, conservând dimensiunile actuale ale structurilor de susținere, va conduce implicit la scăderea cu mai mult de 20-30% a coeficientului de siguranță, cel puțin la nivelul suprafeței exterioare a pilierilor - înrăutățindu-se, astfel, și mai mult condițiile de stabilitate a structurilor de susținere.

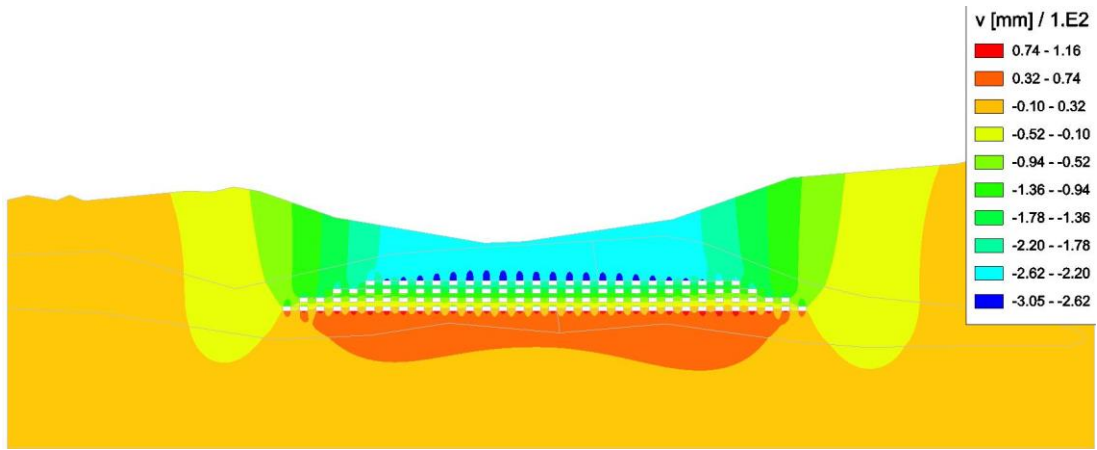


Fig.3.18. Deplasările v , în mm - Reprezentare scalară secțiune NORD-SUD (C-C)

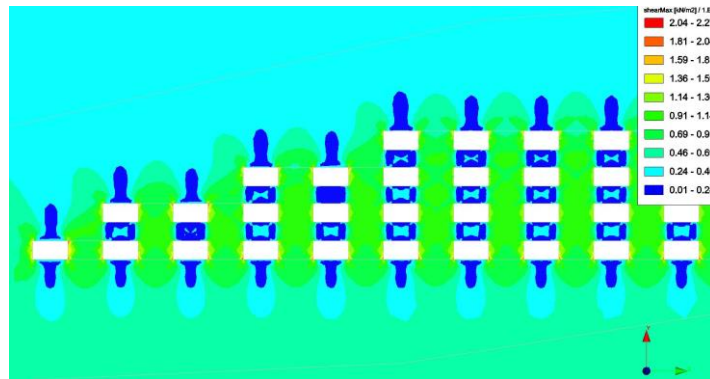


Fig.3.19. Tensiunile de forfecare maxime $\tau_{f \max}$, în kN/m^2 - Reprezentare scalară NORD

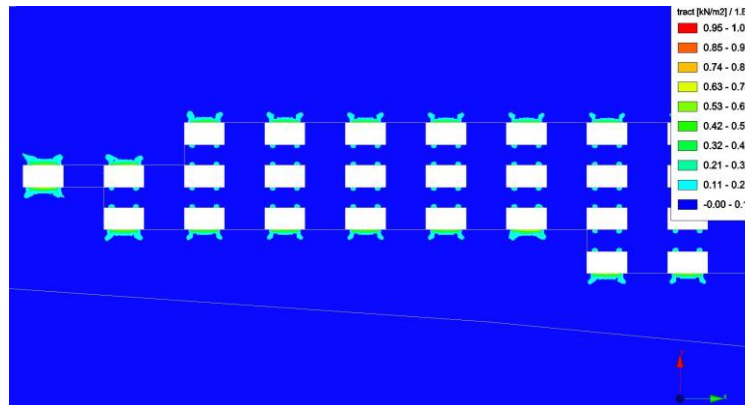


Fig.3.20. Tensiunile de tracțiune σ_t , în kN/m^2 - Reprezentare scalară VEST

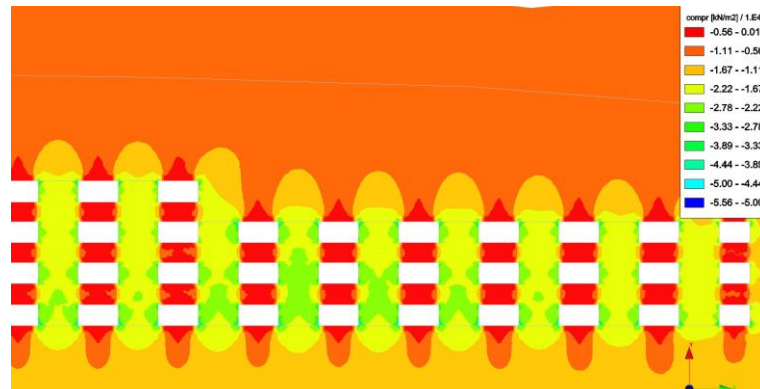


Fig.3.21. Tensiunile de compresiune σ_c , în kN/m^2 - Reprezentare scalară EST

3.3. ANALIZA STĂRII DE TENSIUNI ȘI DEFORMAȚII DIN STRUCTURILE DE SUSȚINERE DE LA SALINA OCNELE MARI

3.3.1. Geologia zăcământului de sare de la Ocnele Mari

Lucrările de cercetare - explorare a zăcământului de sare de la Ocnele Mari (fig.3.22) au început în anul 1952 și s-au intensificat în perioada cuprinsă între anii 1988 – 1991, conducând la o evaluare a rezervelor de bilanț de peste 4 824 milioane de tone (Almășan, 1984; Cozma & Onica & Goldan, 2006; Onica ș.a., 2010c; Hirian & Georgescu, 2009, 2012).

Fig.3.22. Secțiune geologică prin masivul de sare Ocnele Mari

Perimetrul Cocenești cuprinde zona estică a lentilei de sare gemă a zăcământului Ocnele Mari. Zăcământul înclină spre nord-est cu 24-27°. În zona sudică grosimea stratelor de steril este de 20-50m, cu dezvoltare spre nord de 540-800m.

Depozitele sedimentare din acoperișul lentilei de sare gemă aparțin bendianului superior și sarmațianului și sunt constituite din: marne cenușii compacte (Bedenian); nisipuri argiloase (Sarmațian); argile nisipoase fine (Sarmațian); marne fine nisipoase. În interiorul lentilei de sare există câteva intercalații sterile, cu grosimi variind între 1,0–15,2m. Intercalațiile de steril din marnele negre au uneori miros de hidrocarburi.

Zăcământul de sare de la Ocnele Mari este flancat la nord și sud de două falii majore Stoenești și Bisericii. În interiorul masivului de sare se remarcă prezența unor fenomene microtectonice cu efecte locale asupra zăcământului.

Din punct de vedere macroscopic, sarea se prezintă în formă de benzi alternante de sare albă și sare cenușie închisă sau negricioasă, impurificată cu pelicule și fragmente centimetrice de marne sau cuiburi de anhidrit.

Compoziția mineralogică este formată în special din ghips și anhidrit, în proporție de 1–5% și 0,02–0,30% kieserit, iar mineralele argiloase și cărbunoase în proporție de cca.5-35%. Compoziția chimică a sării indică un conținut mediu de 99 % NaCl și 0,91–4,21 % insolubil.

Exploatarea pe cale solidă a zăcământului de sare s-a realizat cu camere și pilieri pătrați pe două niveluri și anume: a) la orizontul +226m, unde pilierii au dimensiunile de 14x14m, iar lățimea camerelor de 16m; b) la orizontul +221m, cu pilieri de 15x15m și camere cu deschiderea de 15m; între orizonturile de exploatare există un planșeu cu grosimea de 8m.

3.3.2. Descrierea modelelor cu elemente finite

De-a lungul timpului, referitor la acest zăcământ, s-au realizat analize de stabilitate, dimensionare sau verificare cu diferite metodologii analitice, care nu au putut cuprinde întreaga structură a zăcământului. De aceea s-a apelat la o analiză a stabilității elementelor structurale cu ajutorul metodei elementelor finite în 2D. Datorită extinderii importante a

zăcământului, o analiza în 3D ar fi fost foarte dificil de realizat pe toată dimensiunea zăcământului.

Programul cu elemente finite CESAR-LCPC 2D a fost folosit în această lucrare pentru realizarea modelelor de calcul în deformație plană și în ipoteza comportamentului elasto-plastic de tip Mohr-Coulomb, într-o secțiune longitudinală est-vest și trei secțiuni transversale semnificative – fig.3.23 (în conformitate cu documentația geologică și de exploatare a Salinei Ocnele Mari).

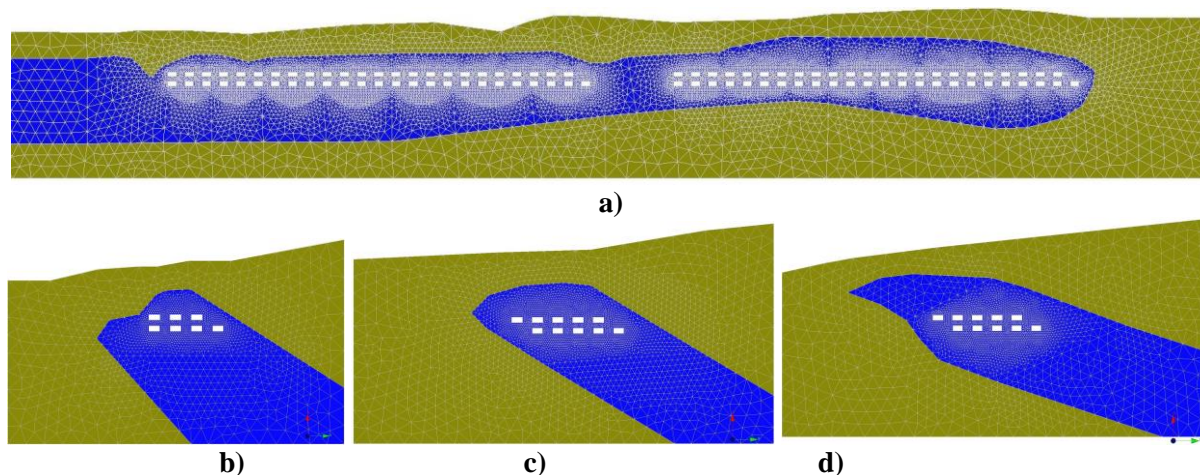


Fig.3.23. Modele cu elemente finite la salina Ocnele Mari:
a) Secțiunea longitudinală est-vest; b) Secțiunea I-I; c) Secțiunea II-II;
d) Secțiunea III-III

Pentru elaborarea modelelor în 2D, în ipoteza deformației plane și comportament elasto - plastic al masivului de roci s-au făcut următoarele *supoziții simplificatoare* (Onica ș.a., 2011f, 2011g):

1) Modelele cu elemente finite realizate sunt în conformitate cu secțiunile verticale (longitudinală și transversale) din proiectul de exploatare, la nivelul extinderii maxime a exploatării (considerată ca fiind situația critică din punct de vedere al stabilității excavațiilor subterane), și care pot fi generate în ipoteza deformației plane;

2) Dimensiunile camerelor și pilierilor sunt presupuse a fi egale pe întreg subetajul, respectiv pătrate cu dimensiunile de 16m - camerele și 14m - pilierii, la orizontul +226m și de 15m – camerele și 15m – pilierii, la orizontul +210m;

3) La nivelul celor două subetaje în exploatare (+210m și 226m) se consideră pilierii perfect coaxiali;

4) Atât rocile înconjurătoare cât și masivul de sare sunt presupuse a fi continue, omogene și izotrope, iar caracteristicile geomecanice utilizate în calcule sunt unele medii, reprezentative pentru întreg masivul de roci, respectiv de sare;

5) Comportamentul in situ al rocilor înconjurătoare și al masivului de sare se consideră a fi elasto-plastic fără ecrusaj (întărire) care respectă o lege de tip Mohr - Coulomb;

4) Starea naturală de tensiuni este una geostatică.

Discretizarea modelului, respectiv a fiecărei regiuni, s-a realizat prin elemente finite de suprafață triunghiulară cu interpolare pătratică (tab. nr.3.5).

Pentru simplificarea modelelor în 2D, s-au luat în considerare 2 regiuni cu caracteristici geomecanice diferite, corespunzătoare rocilor înconjurătoare și zăcământului de sare.

Caracteristicile geomecanice ale rocilor și sării geme

Caracteristicile rocilor și sării geme (Hirian, 1981; Todorescu, 1984), considerate omogene și izotrope, luate în calcul în ipoteza comportamentului elasto-plastic de tip Mohr-Coulomb. Astfel că fost adoptate o serie de caracteristici medii, considerate de noi, ca reprezentative pentru comportamentul acestora in situ, sintetizate în tabelul nr.3.6.

Tabelul nr.3.5. Statistica elementelor de discretizare ale modelelor cu elemente finite

Număr total de:	Modele cu elemente finite			
	A)Secțiune EST-VEST	B)Secțiune I-I	C)Secțiune III-III	D)Secțiune IV-IV
Noduri	61 845	8 231	14 432	12 477
Elemente de suprafață triunghiulare	30 840	4 086	7 180	6 200

Tabelul nr.3.6. Caracteristicile geomecanice principale ale rocilor și sării geme

Caracteristica	UM	Valoarea	
		Roci înconjurătoare	Sare gemă
Densitatea aparentă ρ_a	kg/m ³	1900	2150
Greutatea specifică aparentă, γ_a	MN/m ³	0,019	0,0215
Modulul de elasticitate, E	MPa	700	1500
Coeficientul lui Poisson, ν	adim.	0,22	0,25
Rezistența la compresiune, σ_c	MPa	4,0	21,7
Rezistența la tracțiune: σ_t	MPa	0,5	1,2
Coeziunea, C	MPa	1,0	4
Unghiul de frecare interioară, φ	°	18	30

Notă: Coeziunea a fost determinată grafic, ca în figura 2.28.

Condițiile inițiale de încărcare a modelului au fost considerate geostatice $[\sigma_o]$ (Herget, 1988), corespunzătoare unor adâncimi de aprox. $H=100$ m (cota medie a terenului de la suprafață fiind de aproximativ +334m): tensiunile geostatice verticale $\sigma_{oy} = 19600\text{kN/m}^2$, tensiunile geostatice orizontale $\sigma_{ox} = 5488\text{kN/m}^2$. Tensiunile induse de prezența excavației (tracțiuni asupra suprafeței excavațiilor) au fost $[\sigma_e]$, respectiv variația de tensiuni reprezentate de tensiunile orizontale σ_{ex} și verticale σ_{ey} (Onica ș.a., 2011f, 2011g).

În ceea ce privește modelele prezentate, din punct de vedere al încărcărilor geostatice, au fost generate două situații de calcul și anume: cazul A) - pentru $\sigma_o[2 \cdot \sigma_{oy}, \sigma_{ox}]$ și cazul B) - pentru $\sigma_o[\sigma_{oy}, \sigma_{ox}]$.

Cazul A) Menționăm că pentru evaluarea stării de tensiuni și deformații corespunzătoare pilierilor de la orizonturile +226m și +210m și planșeului dintre aceste subetaje în ipoteza deformației plane, rezultatele calculelor cu elemente finite ar fi fost mult subevaluate și corespunzătoare exploatarea zăcămintului de sare cu camere și pilieri continui. Pentru ca rezultatele calculelor să fie în conformitate cu exploatarea cu camere și pilieri pătrați a fost nevoie de realizarea unui artificiu la introducerea datelor și anume o mărire corespunzătoare a tensiunilor verticale de cca. 2 ori ($2 \cdot \sigma_{oy}$) funcție de raportul dintre dimensiunile camerelor și pilierilor, măsurate după o direcție perpendiculară pe suprafața modelului (după axa z – perpendiculară pe planul modelului). Astfel că încărcarea modelelor a fost realizată cu o stare de tensiuni geostatice naturale $\sigma[2 \cdot \sigma_{oy}, \sigma_{ox}]$. În acest caz, rezultatele obținute privind tensiunile și deformațiile din pilieri și planșeu fiind cele reale, iar tensiunile și deformațiile obținute după axa y din restul modelului (inclusiv din tavanul camerelor de la oriz.+226 și vatra camerelor de la oriz. +210m) fiind aproximativ duble (pentru o evaluare rapidă, aceste valori se pot împărți la doi).

Cazul B) Pentru evaluarea stării reale de tensiuni și deformații din tavanul camerelor de la oriz.+226 și vatra camerelor de la oriz.+210m și din restul modelului, mai puțin în pilierii de la cele două orizonturi și planșeul dintre subeteje (unde tensiunile și deformațiile obținute după axa y, în acest caz, sunt la aprox. jumătate din valoarea celor reale) este necesar ca încărcarea modelelor să se realizeze cu starea reală de tensiuni geostatice naturale $\sigma[\sigma_{oy}, \sigma_{ox}]$.

3.3.3. Analiza rezultatelor obținute din modelarea numerică

Domeniul de variație a principalelor parametri de calcul în diferite secțiuni prin zăcământ, este în conformitate cu planșele din documentația geologică a Salinei Ocnele Mari.

Datorită existenței în modele a limitei zăcământului spre est și datorită faptului că sarea gemă deține caracteristici geomecanice mai importante decât ale rocilor înconjurătoare, se constată o orientare a vectorului deformațiilor totale de la est spre vest și de la culcuș spre acoperiș, ceea ce are o oarecare influență în orientarea și distribuția tensiunilor și deformațiilor în structurile de susținere, zăcământ și în rocile înconjurătoare.

Utilizând rezultatele de calcul obținute în urma generării celor 4 modele, în celor două cazuri de studiu, în continuare se vor face niște analize succinte privind stabilitatea structurilor de susținere și camerelor de exploatare (Onica ș.a., 2011f, 2011g).

a) Analiza stabilității pilierilor și planșeului dintre oriz.+226m și oriz.+210m

Se poate realiza studiind distribuția și valorile tensiunilor (fig.3.24) și deformațiilor obținute din cele 4 modele în situația cazului de calcul A, respectiv încărcarea modelelor cu starea de tensiuni $\sigma_o[2 \cdot \sigma_{oy}, \sigma_{ox}] = [39,2\text{MPa}; 5,49\text{MPa}]$.

Analizând distribuția deplasărilor orizontale, după direcția est-vest, constatăm o creștere a acestora spre centrul zăcământului, ajungând la valori de cca.100-120mm, scăzând spre limita vestică a zăcământului la cca. 40-50mm și menținându-se la o medie de 80mm, în aripa estică. Transversal pe zăcământ, deplasările orizontale au valori medii de cca. 40-50mm. De asemenea, comparativ între subetaje, se constată o creștere cu cca. 20% a deformațiilor orizontale ale pilierilor la nivelul orizontului inferior.

Deformațiile verticale ale pilierilor (fig.3.25) scad pe direcție de la est spre vest, de la 80-100mm, în subetajul +226m și 50-70mm la oriz. +210m, la cca. 50-80mm în subetajul +226m și 20-40mm în subetajul +210m.

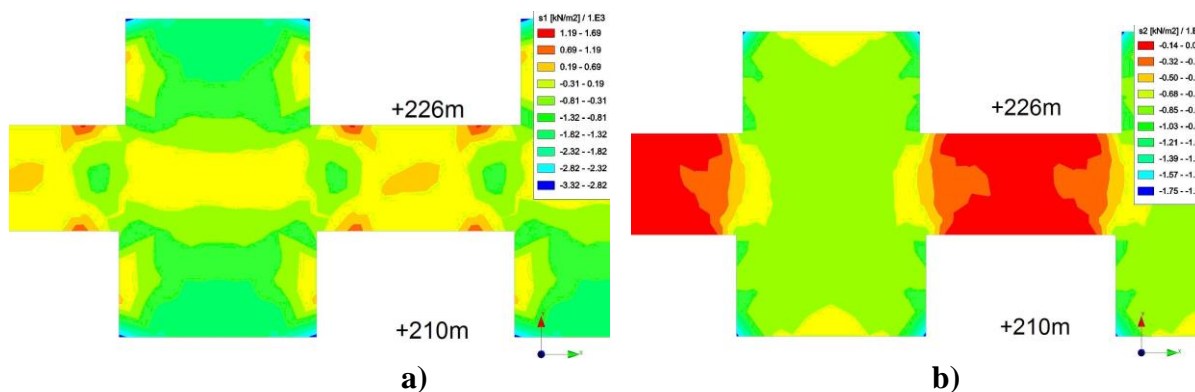


Fig.3.24. Tensiunile principale maxime σ_1 (a) și minime σ_2 (b), în kN/m^2 – secțiunea est-vest

Tensiunile la compresiune, în pilierii de la cele două niveluri de exploatare, sunt aproximativ constante, de la est la vest și transversal pe zăcământ, oscilând în jurul unor valori medii de cca. 7000-8000 kN/m^2 (cu mai mult de 2 ori sub valoarea rezistențelor la compresiune ale sării). Aceste tensiuni cresc de la centrul pilierilor spre exterior, cu maxime la nivelul colțurilor de la limita cu tavanul camerelor de la oriz. +226m și al vetrelor de la orizontul +210m, care ajung la aprox. 18000 kN/m^2 . Aceste valori se apropie de limita

rezistențelor sării la compresiune și pot conduce la rotunjirea colțurilor pilierilor la acest nivel.

Dacă studiem distribuția tensiunilor de forfecare în pilieri, constatăm că acestea, deși depășesc valoarea rezistențelor la forfecare, există pericolul de desprindere de bucăți de sare de pe suprafața pilierilor, în special în zonele de la tavanul camerelor de la +226 și vetrei camerelor de la +210m, unde și compresiunile sunt maxime (putând apărea un fenomen combinat, de rupere prin compresiune și forfecare) – fig.3.26.

În ceea ce privește dezvoltarea tensiunilor de tracțiune din pilieri, acestea sunt neesențiale din punct de vedere al stabilității pilierilor, nedepășind valoarea de 350kN/m^2 (sunt de circa 3-4 ori mai reduse decât valoarea rezistențelor la tracțiune ale masivului de sare) – fig.3.27.

Analizând distribuția tensiunilor din pilieri putem constata că aceștia se comportă ca o coloană aproximativ continuă, de la nivelul vetrelor camerelor de la oriz.+210 până la nivelul tavanelor camerelor de la oriz. +226m. De aceea, în cele ce urmează vom analiza stabilitatea planșeelor doar în zonele cu două suprafețe libere, respectiv dintre vatra camerelor de la oriz.+226m și tavanul camerelor de la oriz.+210m (fig.3.24).

Pe direcția zăcământului, deformațiile verticale ale planșeelor cresc de la vest spre est, începând cu 30-40mm, la nivelul vetrelor de la oriz.+226m și de 50-60mm, la nivelul tavanelor camerelor de la +210m, la aprox. 60mm în vetrele camerelor și 80mm la tavanele acestora, înspre estul zăcământului (fig.3.26).

Tensiunile de forfecare maximă (fig.3.26) sunt neesențiale în masa planșeelor, crescând brusc la peste $1500\text{-}2000\text{kN/m}^2$ la limita cu pilierii de susținere, putând apărea local fracturi de forfecare în aceste zone.

La cca. 2-3m distanță față de pilieri, atât la nivelul vetrelor cât și tavanelor, pot apărea fisuri de tracțiune neesențiale pe adâncimi reduse, de ordinul centimetrilor, datorită creșterii tensiunilor de tracțiune la peste 1000kN/m^2 . În rest, tensiunile de tracțiune în planșee sunt neesențiale, cu valori maxime de 350kN/m^2 (fig.3.27).

Tensiunile de compresiune în planșee sunt de maxim 2000kN/m^2 (de peste 10 ori mai reduse decât rezistența la compresiune), crescând spre limita camerelor cu pilierii, la maxim $500\text{-}700\text{kN/m}^2$.

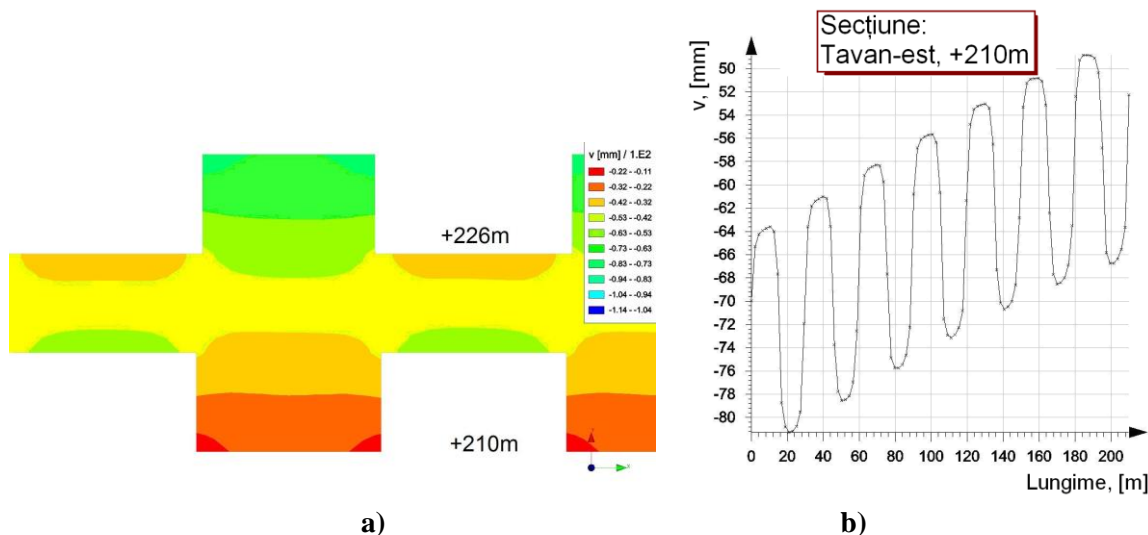


Fig.3.25. Deplasarea verticală (v, mm) – secțiune longitudinală est-vest
a)Reprezentare scalară; b) Secțiune în aripa vestică, la nivelul acoperișului, nivelul +210m

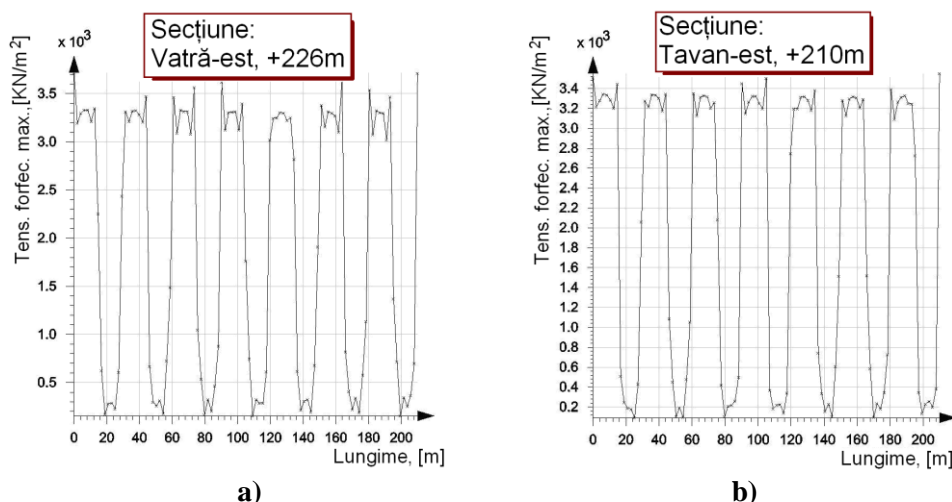


Fig.3.26. Tensiunile de forfecare maximă τ_{\max} , în kN/m^2 – secțiunea est-vest (aripa estică)
a) Nivelul culcușului +226m; b) Nivelul acoperișului +210m

b) Analiza stabilității tavanului camerelor de la oriz. +226m și vetrelor camerelor de la oriz. +210m

Se poate face studiind distribuția și valorile tensiunilor (fig.3.28) și deformațiilor obținute din cele 4 modele, în situația cazului de calcul B, respectiv încărcarea modelelor cu starea de tensiuni $\sigma_o[\sigma_{oy}, \sigma_{ox}] = [19,6\text{MPa}; 5,49\text{MPa}]$. În această situație se analizează rezultatele obținute doar la nivelul tavanelor camerelor de la oriz.+226m și vetrelor de la oriz. +210m (ignorând rezultatele de la nivelul pilierilor și planșeelor).

În ceea ce privește deplasările verticale (fig.3.29) ale tavanelor camerelor situate la oriz.+226 se constată o creștere a deformațiilor verticale de la acoperiș spre culcuș, atingând valori maxime de $-25\text{mm} \div -30\text{mm}$. Pe direcția zăcământului, deplasările verticale ale camerelor suferă o amplificare înspre limita vestică a aripei vestice de exploatare, de la maxime de $-28 \div -30\text{mm}$ iar în aripa estică, de la $-15 \div -20\text{mm}$, în centrul zăcământului, spre -25mm înspre limita estică a acestuia.

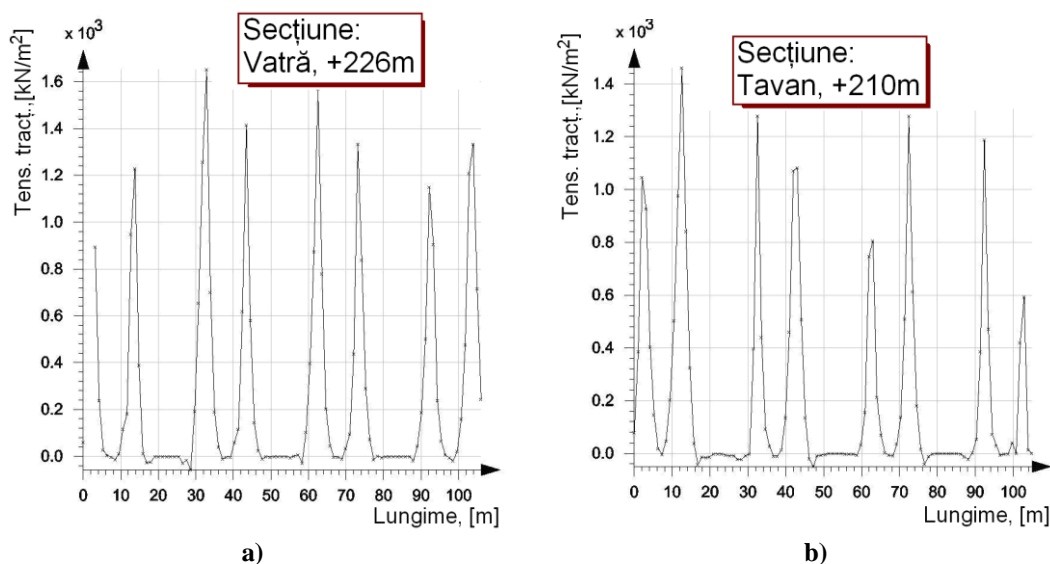


Fig.3.27. Tensiunile de tracțiune σ_t , τ_{\max} , în kN/m^2 – secțiunea II-II
a) Nivelul culcușului +226m; b) Nivelul acoperișului +210m

În ceea ce privește umflarea vetrelor camerelor de la oriz. +210m, constatăm (față de deformarea tavanelor camerelor de la oriz.+226m) o amplificare a deformațiilor spre culcușul

zăcământului spre maxime de cca. $+28\div 40\text{mm}$. Pe direcția zăcământului, deformațiile vetrelor cresc spre centrul zăcământului, în aripa estică atingând valori de cca. $+40\div +43\text{mm}$.

Tensiunile de forfecare maximă (fig.3.30), atât în tavanul camerelor de la oriz.+226 cât și în vatra camerelor de la oriz.+210m, sunt aproximativ constante pe direcția zăcământului cu ușoară tendință de creștere spre culcuș și spre acoperiș. Valorile acestora tind asimptotic spre valoare rezistenței la forfecare a sării de cca. $2000\div 2300\text{kN/m}^2$ înspre pilieri, pe o suprafață redusă, existând pericolul de desprindere locală a unor mici cavitați, de la nivelul pereților. În restul suprafețelor tavanului și camerelor valorile tensiunilor de forfecare menținându-se la cca. $300\div 500\text{kN/m}^2$.

Tensiunile de tracțiune (fig.3.31) sunt în medie de $700\div 800\text{kN/m}^2$ în tavanul camerelor de la +226m (ceea ce înseamnă o rezervă de cca. $30\div 40\%$ față de rezistența la tracțiune a sării); iar în vatră, în medie de $900\div 1000\text{kN/m}^2$, tinzând spre limita de rezistență a sării (ceea ce poate conduce la apariția unor fisuri în vatra camerelor de la oriz.+210m sau pot explica deformarea plastică a vetrei de cca. 40mm).

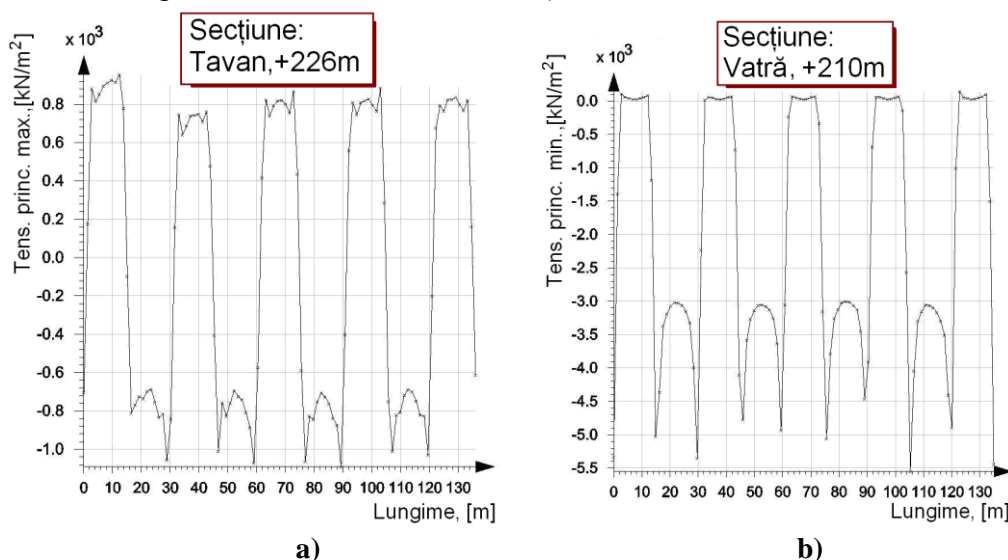


Fig.3.28. Tensiunile principale maxime σ_1 (a) și minime σ_2 (b), în kN/m^2 – secțiunea III – III

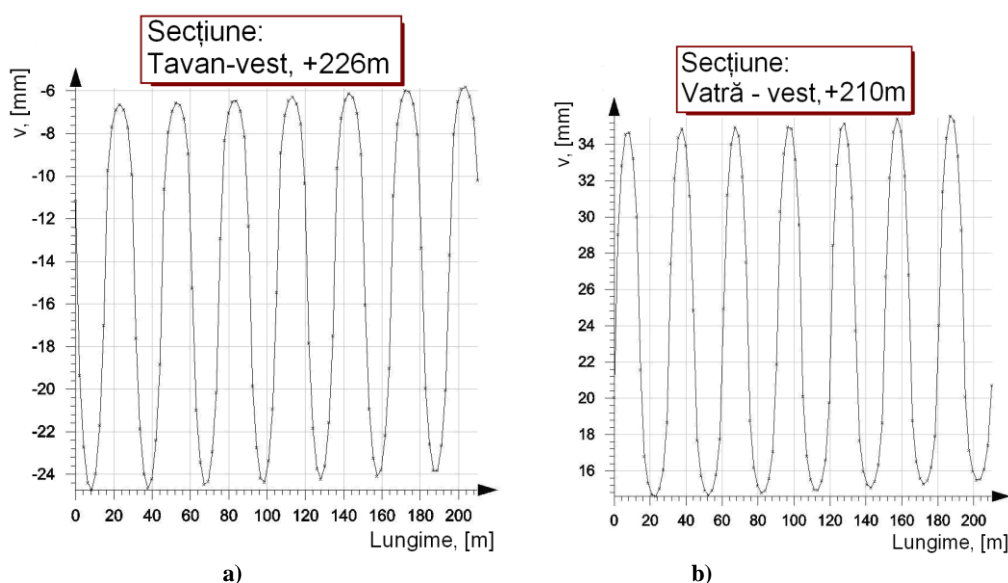


Fig.3.29. Deplasarea verticală (v , mm) – secțiune longitudinală est-vest (aripa estică):
a) Nivelul culcușului +226m; b) Nivelul acoperișului +210m

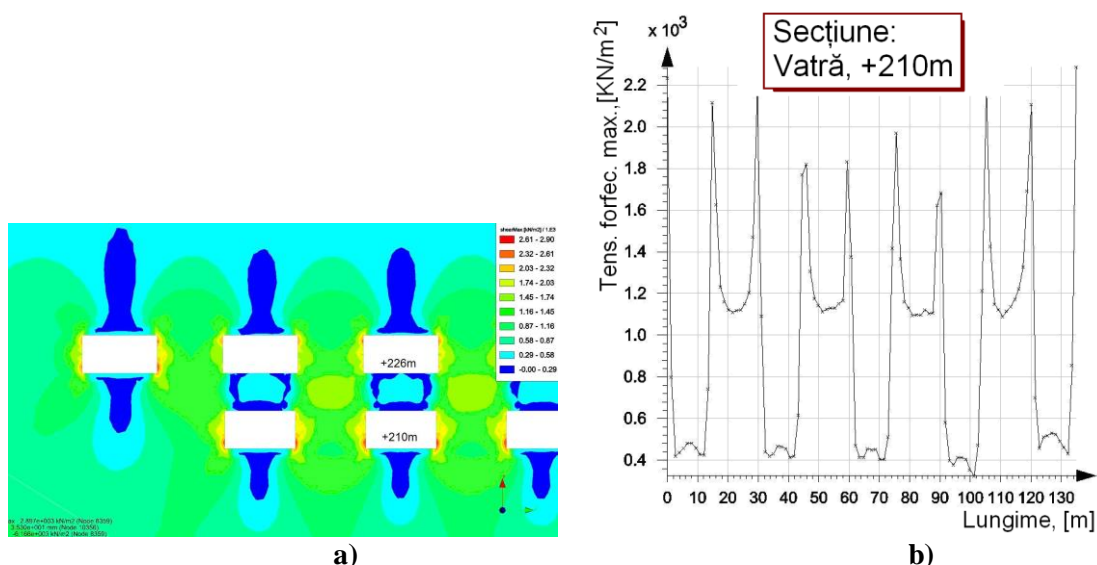


Fig.3.30. Tensiunile de forfecare maximă τ_{\max} , în kN/m^2
 a)Reprezentare scalară – secțiunea II-II; b) Nivelul acoperișului +210m– secțiunea III - III

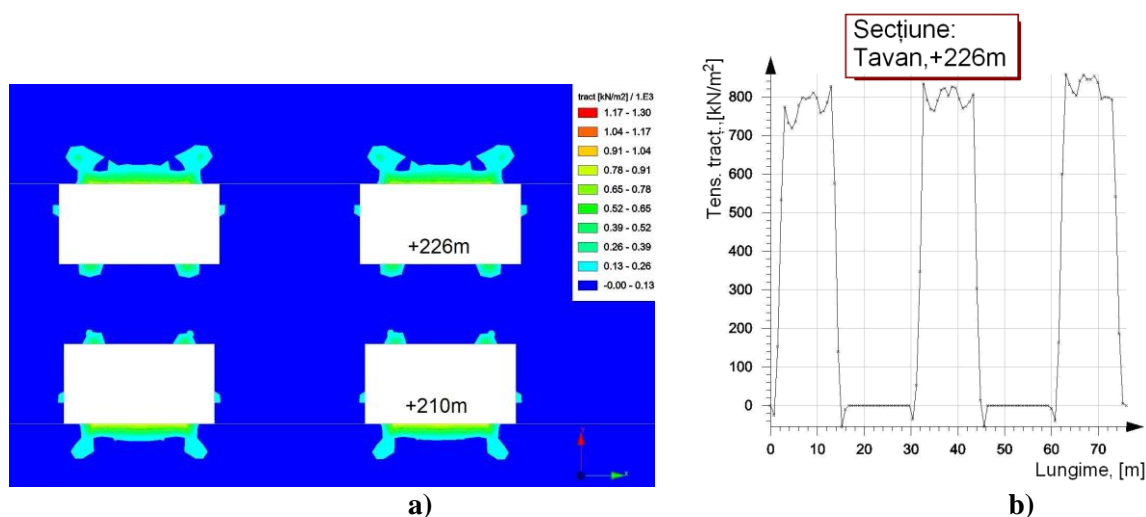


Fig.3.31. Tensiunile de tracțiune σ_t , în kN/m^2 :
 a)Reprezentare scalară – secțiunea est –vest; b)Nivelul culcușului +226m – secțiunea III-III

3.4. ANALIZA STĂRII DE TENSIUNI ȘI DEFORMAȚII DIN STRUCTURILE DE SUSȚINERE DE LA SALINA PRAID

3.4.1. Caracterizarea geologică și geomecanică

Bazinul Praid este situat pe rama estică al Bazinului Transilvaniei, la baza Munților Gurghiu și care formează o microregiune bine definită, denumită „Zona Ocnelor de Sare”.

Masivul de sare Praid face parte dintr-o structură anticlinală diapiră care se dezvoltă pe cca. 25 km lungime, de la Săcădat (la nord de Sovata) până la Corund. În cadrul acestui anticlinal sarea străpunge cuvertura medio-pliocenă în cei doi stâlpi diapiri: Sovata și Praid (fig.3.32).

Sarea din stâlpul diapir Praid a bombat lunca și terasele văilor Târnava Mică și Corund, pe o suprafață de cca. 1,5 km^2 , creând o formă morfologică de dom cu înălțimea maximă de 100m, supus unui proces de degradare rapidă (cca.30 000 tone sare/an).

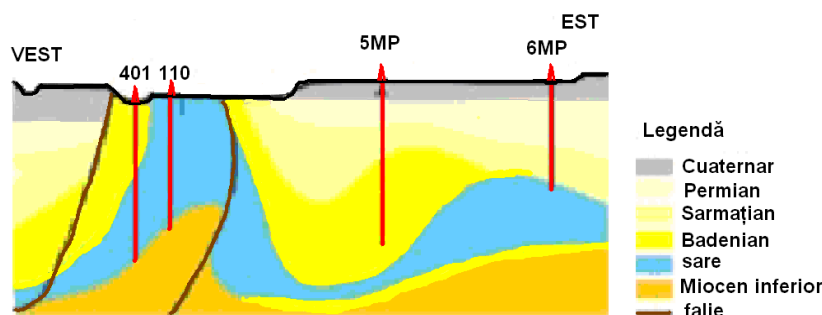


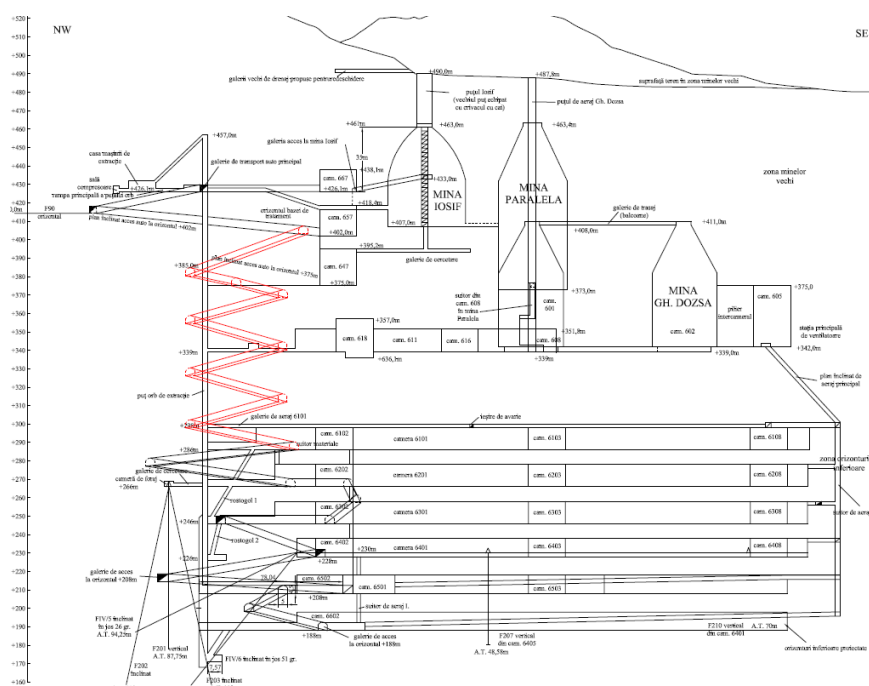
Fig.3.32. Secțiune geologică verticală prin masivul de sare Praid

În plan orizontal, corpul de sare are formă cvasicirculară, ușor elipsoidală, cu diametrele de 1,2 și 1,4km. Pe baza sondelor structurale se apreciază că are o adâncime de îngropare de 2,6 - 2,8km, fiind astfel cel mai dezvoltat și robust corp diapirogen din țară.

Pe lângă caracteristicile fizico-mecanice, au fost determinate și unele caracteristici reologice ale sării. Din încercările de fluaj s-au desprins următoarele concluzii: pe măsura creșterii gradului de solicitare viteza de deformare crește; sarea de la Praid prezintă toate cele trei zone caracteristice ale fluajului: zona de stabilitate, corespunzătoare gradului de solicitare $\Delta \leq 0,3 \sigma_{rc}$; zona de instabilitate relativă, $\Delta = (0,3-0,45) \sigma_{rc}$; zona de instabilitate, $\Delta > 0,45 \sigma_{rc}$. De aici rezultă că pentru a obține o stabilitate pe timp nelimitat a elementelor de rezistență- pilieri și planșee- acestea nu pot fi solicitate la tensiuni care să depășească 30% σ_{rc} , adică $\sigma \cong 8000 \text{ kN/m}^2$.

Pragul de dilatanță se situează în jurul valorii $\sigma^* = 55 \text{ kN/m}^2$, punct peste care începe procesul de fisurare, proces care se intensifică odată cu creșterea gradului de solicitare. De aici rezultă că, pentru cazul solicitărilor instantanee, structurile de rezistență nu pot fi încărcate cu mai mult de 55% din valoarea solicitărilor corespunzătoare la rupere.

Deoarece combina va fi introdusă în zona minelor noi, la oriz. +188 m (oriz.VI), care se găsește la o adâncime de cca. $H = 320 \text{ m}$ față de suprafață, unde exploatarea se face cu camere și pilieri lungi și va continua în adâncime, pentru calculele de stabilitate se va lua în considerare și adâncimea față de suprafață de $H = 380 \text{ m}$, corespunzătoare oriz.+128m (oriz.IX) – fig.3.33.



a)

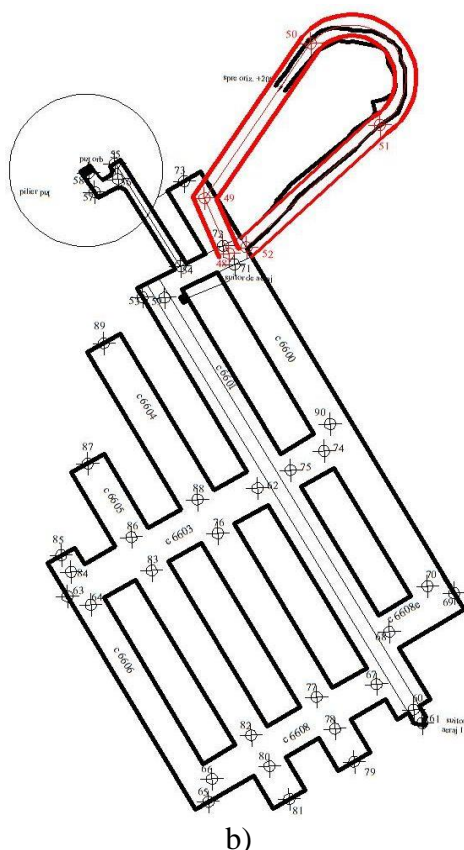


Fig.3.33.Exploatarea sării cu combina la Salina Praid (Onica ș.a., 2011h):
a)Profil longitudinal NW - SE b)Proiecție în plan a orizontului +188m

Datorită faptului că tăierea va fi realizată fără fisurarea masivului se va lua în considerare, pentru calculele de stabilitate, valoarea coeziunii din masiv, rezultată prin construirea curbei înfășurătoare a cercurilor tensiunii limită. De asemenea, se va ține seama și de valoarea coeficientului de slăbire structurală, determinată în funcție de distanța dintre fisuri. Pentru definitivarea comportamentului de deformare a sării geme de la Praid au fost realizate și încercări de dilatanță.

3.4.2. Verificarea analitică a stabilității camerelor de exploatare

a)Verificarea stabilității pilierilor intercamerali (Onica ș.a., 2011h)

-Procedeul lui L.D. Șeviakov. Pentru pilierii lungi, cu lățimea de 20m și înălțimea camerei de 10m, așa cum este cazul metodei de exploatare cu camere dreptunghiulare aplicată la salina Praid, în urma calculelor efectuate, pentru oriz. +188 m (oriz.VI), unde $H = 320\text{m}$, a rezultat coeficientul de siguranță $n = 1,6$; pentru oriz. +128 m (oriz.IX), unde $H = 380\text{m}$, a rezultat $n = 1,4$ (Hirian & Georgescu, 2009, 2012).

-Metoda V.V. Sokolovski – K.V. Ruppeneit (Hirian & Georgescu, 2009, 2012). Coeficienții de siguranță (stabilitate) ai pilierilor intercamerali, la cele două adâncimi de exploatare luate în considerare sunt: pentru $H = 320\text{m}$, $n = 4$, iar pentru $H = 380\text{m}$, $n = 4,1$. Având în vedere valorile coeficienților de siguranță, se poate prevedea că, în cele două situații analizate, pilierii intercamerali vor fi stabili, pe o durată mai mare de 20 de ani (Hirian & Georgescu, 2009, 2012).

-Procedeul lui M. Stamatiu (Stamatiu, 1959, 1962). Pentru condițiile concrete de la Salina Praid, se obține: pentru $H=320\text{m}$, rezultă $n=3,0$; pentru $H=380\text{m}$, rezultă $n=2,5$.

Având în vedere rezultatele calculelor obținute prin metodele analitice precedente, se poate trage concluzia că, în general, indiferent de metoda de verificare aplicată, pilierii intercamerali sunt stabili.

b) *Verificarea stabilității planșeelor dintre subetaje* (Onica ș.a., 2011h)

- *Verificarea planșeelor de subetaj asimilate plăcilor încastate.* În urma calculelor efectuate a rezultat un coeficient de siguranță $n \cong 4$, valoare care exprimă o stabilitate a planșeelor de pentru o perioadă mai mare de 70 de ani.

- *Verificarea la solicitări de forfecare.* În urma efectuării calculelor rezultă valoarea tensiunilor $\tau_{lim} = 6718 \text{ kN/m}^2$ și $(\tau_{max})_M = 984 \text{ kN/m}^2$, corespunzător unui coeficient de siguranță $n = 6,8$.

- *Verificarea după metodologia lui Ennour* (Ennour, 1989). Această metodologie se aplică în teoria plăcilor groase, când efectul forțelor tăietoare, neglijate în teoria plăcilor subțiri, devine preponderent. În urma efectuării calculelor rezultă că $\tau_{xy \max} = 615 \text{ kN/m}^2 < \tau_{xy} = 6910 \text{ kN/m}^2$, ceea ce conduce la *concluzia* că este îndeplinită condiția impusă, iar stabilitatea planșeului este asigurată.

Ținând seama de rezultatele obținute în urma calculelor realizate prin metode analitice, indiferent de metoda de verificare aplicată, putem trage *concluzia* că planșeele dintre subetaje sunt stabile la grosimea de 10m.

3.4.3. Analiza cu elemente finite a stării de tensiuni și deformații din structurile de susținere (pilieri și planșee) de la Salina Praid, orizontul +188m

Codul CESAR-LCPC 2D a fost folosit în această lucrare pentru realizarea modelelor de calcul cu elemente finite în deformație plană și în ipoteza comportamentului elasto-plastic de tip Mohr-Coulomb fără ecrusaj (Onica, 2001a; Onica ș.a., 2011h; Onica & Cozma, 2009), într-o secțiune prin zăcământ NE-SW, perpendiculară pe camerele lungi dreptunghiulare de la Salina Praid.

Având în vedere dimensiunile spațiului exploatat, pentru o precizie cât mai bună a calculelor s-a realizat modelul cu dimensiunile: $X=1600\text{m}/Y=799\text{m}$. De asemenea, s-a stabilit dimensiunile zonei de interes din jurul excavației subterane în așa fel încât să cuprindă suprafața modelului unde variația tensiunilor și deformațiilor este maximă (Onica, 2001a; Onica ș.a., 2011h; Onica & Cozma, 2009). Discretizarea modelului, respectiv a fiecărei regiuni, s-a realizat prin elemente finite cu suprafață triunghiulară cu interpolare pătratică (numărul total de noduri este de 3 894; numărul total de elemente de suprafață este de 19 416) – Onica, 2001a.

Condițiile inițiale de încărcare a modelului au fost considerate geostatice, corespunzătoare unor grosimi variabile a formațiunilor acoperitoare între aprox. 192m și 267m. Tensiunile geostatice verticale, corespunzătoare adâncimii medii a oriz.+188 sunt de 62563 kN/m^2 , iar cele orizontale de 20020 kN/m^2 (Onica ș.a., 2011a).

În vederea evaluării stabilității camerelor, pilierilor și planșeului aferente oriz.+188m am luat în analiză, în mod particular, camera nr.6604, de la acest orizont (a treia cameră dinspre centrul orizontului, la limita estică a modelului), considerată de noi ca fiind în situația cea mai critică din punct de vedere al stabilității (fig. 3.34).

Deplasările orizontale în planșeul dintre oriz. +208m și +188m sunt de maxim $\pm 8\text{-}9\text{mm}$, iar în pilieri de maxim $\pm 5\text{-}6\text{mm}$ (fig. 3.35).

În ceea ce privește *deplasările verticale*, acestea sunt toate pozitive. Ceea ce înseamnă că, datorită faptului că zăcământul este exploatat pe 6 subetaje, la o adâncime relativ mare, s-a produs o ridicare a camerelor și structurilor de susținere de la ultimele două orizonturi (+208m și +188m). La nivelul planșeului dintre orizonturile +208m și +188m există o deplasare verticală ascendentă (vezi fig.3.36) de cca. 20-60mm, iar la nivelul vetrei camerelor de la +188m, de aprox. 50-100mm (ceea ce semnifică o convergență verticală relativă a camerelor de 20-40mm).

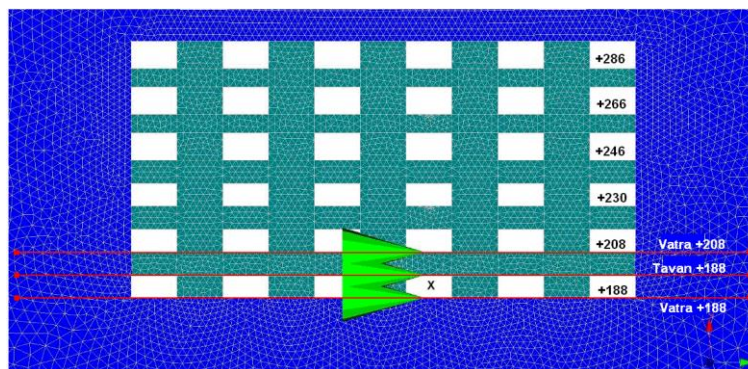


Fig.3.34. Secțiuni prin vatra oriz.+208m, tavanul și vatra oriz.+188m (X-Camera 6604)

Din analiza tensiunilor (fig.3.37, 3.38 și 3.39) este evidentă concentrarea tensiunilor la limita dintre planșee și pilieri.

Analizând *tensiunile de forfecare* (fig.3.37), se observă că acestea depășesc cu cel puțin 5-6 ori valoarea rezistenței la forfecare a sării (care este de aprox. $1\ 200\text{kN/m}^2$) în colțurile și pereții camerelor, unde pot apărea fenomene de forfecare a sării (respectiv, de desprindere a sării din pereți, fenomen mai pregnant spre colțurile camerelor). Menționăm că, deși planșeele au o stabilitate relativ bună, desprinderea sării din pereții camerelor, datorită fenomenelor de rupere prin forfecare a sării, sunt cele mai frecvente fenomene de degradare a structurilor de susținere.

Tensiunile de tracțiune (fig.3.38) sunt în mod evident depășite cu 100% în vatra camerelor de la oriz.+188m, unde apar și cele mai accentuate fenomene de umflare. Însă, în vatra camerelor de la oriz. +208m, aceste fenomene sunt mai puțin intense.

După cum era de așteptat, *tensiunile de compresiune* sunt mai importante în pilierii intercamerali, cu o concentrare semnificativă spre pereții camerelor, de la cca. $8000\text{--}12000\text{kN/m}^2$, până la limita de rezistență la compresiune a sării, în zonele de contact cu planșeul (fig.3.39).

Deoarece analizele de mai sus au fost realizate exhaustiv, o abordare concentrată a analizei de stabilitate a structurilor de susținere se poate realiza în urma aplicării unor criterii de rupere. În cazul de față, am apelat la criteriul Mohr - Coulomb, în care tensiunile principale, alături de curba caracteristică a sării geme (în care sunt implicați parametrii de rezistență ai masivului de sare), au un rol semnificativ în evaluarea comportării structurilor de susținere. Astfel că, au fost calculați coeficienții de siguranță în anumite puncte mai reprezentative de pe conturul camerei 6604 (cea mai solicitată cameră). Din analiza valorilor coeficienților de siguranță s-a constatat că tavanul camerei este caracterizat de coeficienți de siguranță cu valori de aprox. 5-6, iar vatra camerei de valori de 2,5-3,5, care ne îndreptătesc să apreciem stabilitatea acestora ca fiind foarte bună. În schimb, doar la nivelul pereților camerelor (suprafața exterioară a pilierilor), coeficienții de siguranță sunt la limita de stabilitate ($\cong 1$).

În final, se pot desprinde, imediat, următoarele *concluzii* mai semnificative:

a) La orizontul +188m, care este prevăzut să intre în exploatare în viitorul apropiat, se poate aprecia că planșeul și vatra camerelor vor avea o stabilitate foarte bună, însă pot apărea fenomene de desprindere a sării din pereții camerelor (în special datorită solicitărilor de forfecare) - mai pregnant la limita dintre pilieri și planșeu;

b) Având în vedere stabilitatea la limită a structurilor de susținere de la oriz.+188m, utilizarea combinelor în procesul tehnologic de extragere a sării, față de tăierea cu explozivi, conferă structurilor de susținere condiții de creștere a stabilității; mai mult decât atât, extragerea camerelor în două felii de câte 5m asigură, cel puțin pe perioada exploatării primei felii, condiții suplimentare de stabilitate;

c) În ceea ce privește exploatarea în adâncime, sub oriz. +188m, a zăcământului de sare de la Praid, considerăm că este necesar un studiu aprofundat pentru reconsiderarea dimensiunilor camerelor și pilierilor. Apreciam că, exploatarea în continuare, sub oriz.+188m,

conservând dimensiunile actuale ale structurilor de susținere, va conduce implicit la scăderea cu mai mult de 20-30% a coeficientului de siguranță, cel puțin la nivelul suprafeței exterioare a pilierilor - înrăutățindu-se, astfel, condițiile de stabilitate a structurilor de susținere.

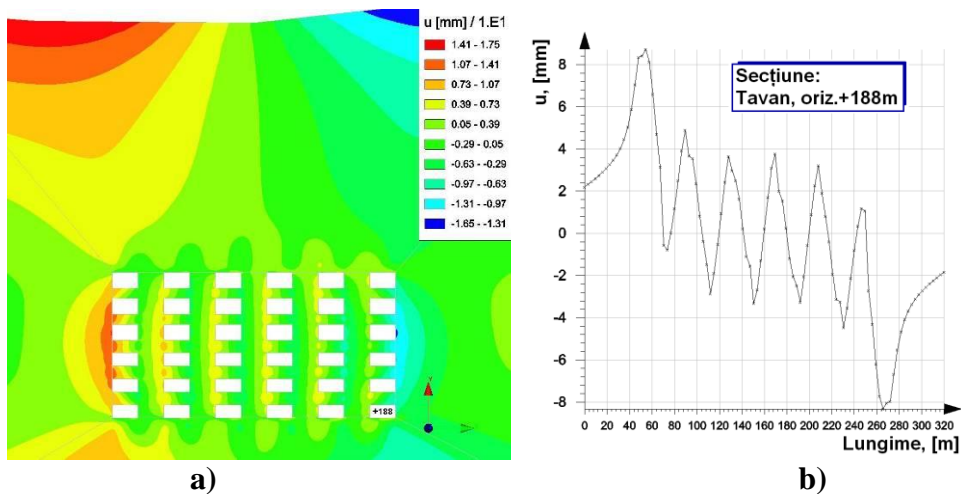


Fig.3.35. Deplasările orizontale u , în mm
a) Reprezentare scarară; b) Secțiune prin tavan oriz. +188m

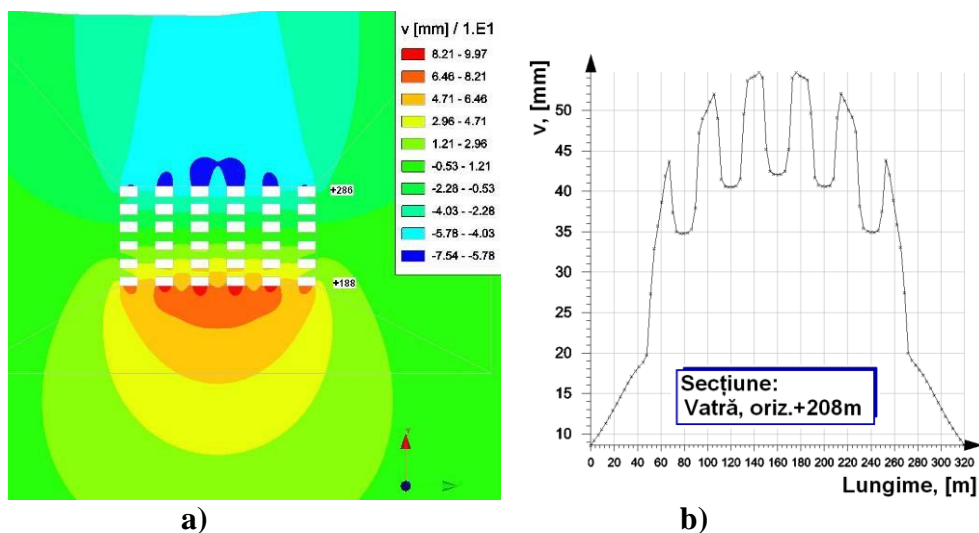


Fig.3.36. Deplasările verticale v , în mm
a) Reprezentare scarară; b) Secțiune prin vatră oriz. +208m

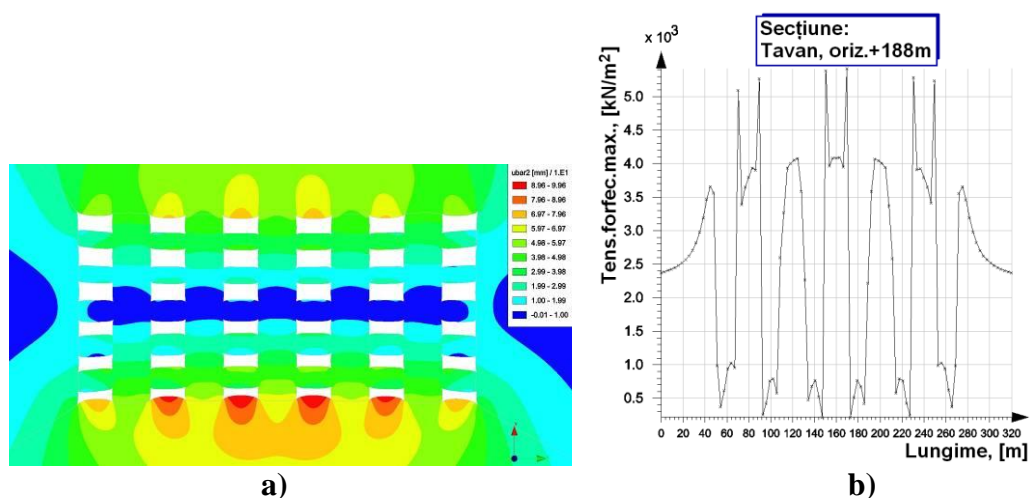
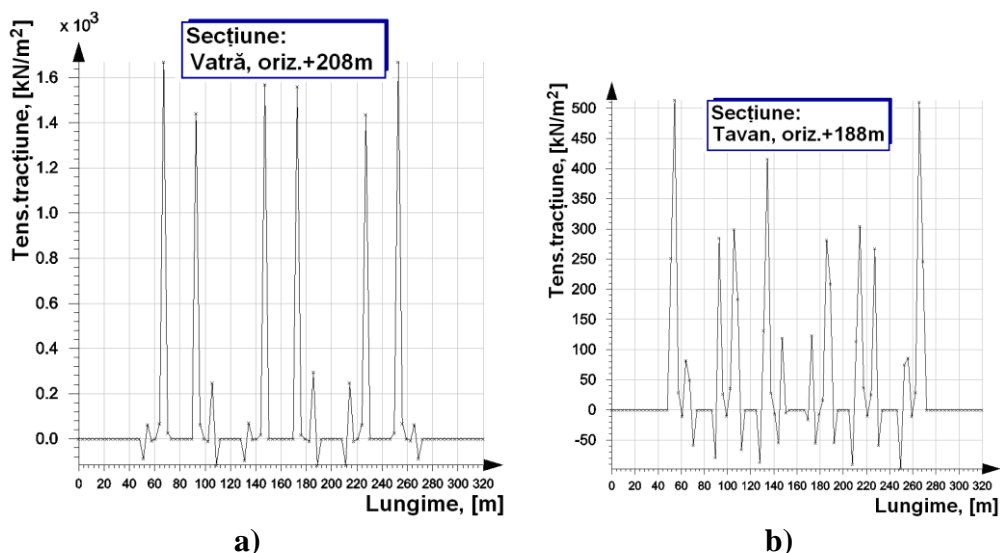
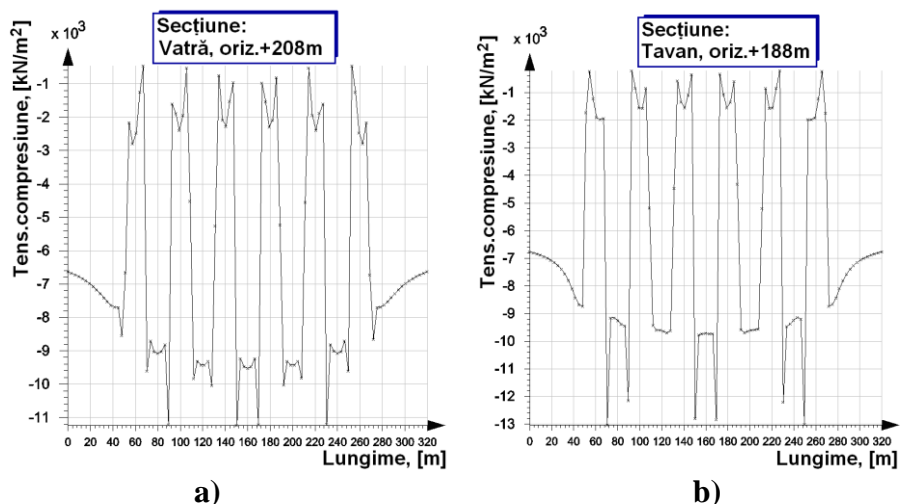


Fig.3.37. Tensiunile de forfecare maxime τ_{fmax} , în kN/m^2
a) Reprezentare scarară; b) Secțiune prin tavan oriz. +188m

Fig.3.38. Tensiunile de tracțiune σ_t , în kN/m^2

a) Secțiune prin vatra oriz.+208m; b) Secțiune prin tavan oriz. +188m

Fig.3.39. Tensiunile de compresiune σ_c , în kN/m^2

a) Secțiune prin vatra oriz.+208m; b) Secțiune prin tavan oriz. +188m

3.5. PERFECȚIONAREA METODELOR ȘI TEHNOLOGIILOR DE EXPLOATARE A SĂRII GEME ÎN CONTEXTUL CREȘTERII ADÂNCIMILOR DE EXPLOATARE

3.5.1. Alegerea combinelor de înaintare pentru condițiile tehnice și geo-miniere ale salinelor din România

Cele mai răspândite metode de exploatare pe cale solidă din cadrul salinelor din România, aflate în activitate în cadrul SNS București (Cacica, Ocna Dej, Ocna Mureș, Praid, Râmnicu Vâlcea, Slănic Prahova și Târgu Ocna), sunt cele cu camere și pilieri (pătrați sau dreptunghiulari – vezi pct.3.1,...,3.4). În cadrul tehnologiile de exploatare de la nivelul camerelor cât și la săparea lucrărilor de deschidere și de pregătire, tăierea sării din masiv se realizează cu explozivi, prin procedeul de perforare-împușcare. Acest procedeu are o serie de dezavantaje, cum ar fi: consum mare de muncă, respectiv productivitate mai scăzută; capacitate de producție limitată; degradarea planșelor și pilierilor datorită efectului seismic indus de undele de explozie etc. Acest ultim efect negativ este cu atât mai important, cu cât

creșterea în adâncime a exploatării este însoțită de creșterea tensiunilor naturale din masiv. De unde apare necesitatea de a lua o serie de măsuri tehnice pentru menținerea stabilității structurilor de susținere la un nivel acceptabil din punct de vedere al siguranței personalului și utilajelor. Una dintre măsuri, care contribuie și la creșterea productivității și capacității de producție ar fi introducerea tăierii mecanizate a sării cu ajutorul combinelor de înaintare.

Combina de înaintare este o mașină minieră autopropulsată care asigură tăierea și încărcarea rocilor într-o lucrare minieră subterană orizontală sau înclinată (galerii sau plane înclinate de deschidere și de pregătire, tuneluri, fronturi scurte de abataj etc.).

Principalul criteriu de clasificare al combinelor de înaintare este modul cum organul tăietor al combinei atacă frontul de abataj. După acest criteriu deosebim:

- a) Combina cu atac integral (care taie frontul pe toată suprafața);
- b) Combina cu atac parțial (care taie frontul secvențial):
 - 1) Combina cu atac liniar – tip „excavare continuă” sau „continuous miner”-în engleză- (atacă frontul cu un tambur cilindric aprox. egal cu lățimea excavației și cu axul de rotație paralel cu frontul);
 - 2) Combina cu atac punctiform (cu organele de tăiere sub forma aproximativă a unui paraboloid de rotație):
 - 2.1) Combina axiale (cu axul de rotație al organului de tăiere perpendicular pe front);
 - 2.2) Combina transversale (cu axul de rotație al organelor de tăiere paralel cu frontul).

Există și alte criterii de clasificare a combinelor de înaintare: după masa combinei, puterea instalată, puterea capului tăietor, sistemul de încărcare, forma organului de tăiere, tipul cuțitelor etc.

Scopul acestei lucrări este de a selecta, din punct de vedere tehnico-minier, o combina de înaintare pentru condițiile tehnice și geo-miniere existente în cadrul salinelor din România (vezi tab. nr. 3.7), din multitudinea de tipuri constructive fabricate pe plan mondial.

Dintre diversele tipuri de combine clasificate după criteriul atacării frontului, pentru situația salinelor din România se recomandă combinele cu atac punctiform care sunt mult mai flexibile decât cele cu atac integral sau decât tipul de combina „continuous miner” și pot cuprinde profile de excavații subterane cu dimensiuni mult mai mari. Mai mult decât atât, aceste tipuri de combine au fost experimentate cu succes, pe plan mondial, în condiții apropiate salinelor din România.

În acest sens au fost selectate 28 de combine de înaintare cu atac parțial axiale și transversale, în clasa de greutate de 100 tone, realizate de diverse firme constructoare.



Fig.3.40. Combina: a) transversale - Sandvik MR -520; b) direcțională - WIRTH Paurat

Evaluarea și selecția acestor combine s-a realizat în mod succesiv, într-o ordine bine stabilită, funcție de gradul de importanță al criteriului de selecție în raport cu condițiile

impuse, astfel: 1) Acoperirea dimensiunilor secțiunii transversale; 2) Corelarea înclinărilor direcționale și transversale ale lucrărilor miniere cu posibilitățile tehnice ale combinelor; 3) Penetrarea șenilelor în vatra lucrării miniere; 4) Performanțele principale ale combinei (a debitului instantaneu la tăiere cu combina și consumul specific de cuțițe); 5) Experimentarea cu succes a combinei în condiții geo-miniere similare.

3.5.1.1. Principalele condiții tehnice și geo-miniere impuse combinei de înaintare

Criteriile de selecție ale combinelor de înaintare luate în analiza de selecție trebuie să se bazeze pe următoarele condiționalități (Onica ș.a., 2011h, 2012a, 2012b, 2012d):

1) Să fie capabilă să excaveze un profil al camerelor de exploatare cu o anumită secțiune maximă, înălțime maximă și lățimea maximă, extrase în felii de câte 4-5m, împărțite în 2-3 fâșii cu lățimea de 7-8m (respectiv, să poată tăia un profil cu înălțimea de 4-5m și lățimea de 7-8m dintr-o singură poziție a combinei);

2) Să poată săpa (descendent pe înclinare) un plan înclinat, cu profil dreptunghiular, cu înclinarea maximă de 10-12°, secțiunea de 30-40m², înălțimea de 4-5m și lățimea de 7-8m, dintr-o singură poziție a combinei;

3) Șenilele combinei să nu penetreze în vatra lucrărilor miniere excavate;

4) O singură combină să poată realiza o capacitate de producție medie anuală de sare gemă la nivelul salinei de minim 200-400 mii tone/an (funcție de condițiile tehnice concrete ale salinei);

5) Consumul specific de cuțițe să fie cât mai redus;

6) Să fie posibilă alimentarea cu energie electrică, în condițiile sistemului energetic actual existent la salinele din România fără investiții substanțiale;

7) Să fie o combină utilizată cu succes, pe plan mondial, în condițiile minelor de sare sau al altor formațiuni de roci evaporitice;

8) Să dețină o fiabilitate foarte bună, să fie ușor de întreținut și exploatat și să asigure condiții maxime de sănătate și securitate în subteran;

9) Să poată realiza restricțiile impuse mai sus în condițiile zăcămintelor de sare din România cu anumite caracteristici geomecanice specifice fiecărei saline.

3.5.1.2. Criterii de selecție a combinei de înaintare

1) Acoperirea dimensiunilor secțiunii transversale

Se vor compara dimensiunile maxime ale profilului de tăiere ale combinelor dintr-o singură poziție, cu dimensiunile fâșiei necesar a fi extrase într-o cameră (impusă de camerele de exploatare sau de profilul transversal al lucrării de deschidere sau de pregătire). Se va

calcula un grad de acoperire al înălțimii $K_H = \frac{H}{5} \cdot 100$, în %, și un grad de acoperire al lățimii

$K_L = \frac{L}{7,5} \cdot 100$, în % (unde: H este înălțimea maximă de tăiere dintr-o singură poziție, în m;

L -lățimea maximă de tăiere dintr-o singură poziție, în m) pentru fiecare combină. Vor fi eliminate combinele care au un grad de acoperire <100% (tab. nr. 3.7). De asemenea, combinele pentru care gardul de acoperire este de 100% sau ușor mai mare, trebuie să fie capabile să execute și lucrările miniere de deschidere și de pregătire realizate în masivul de sare, în condiții tehnico-economice foarte bune.

Tabelul nr.3.7. Selectarea combinelor după gradul de acoperire a dimensiunilor profilului de exploatare

H , [m]	L , [m]	K_H , [%]	K_L , [%]	Selecția	H , [m]	L , [m]	K_H , [%]	K_L , [%]	Selecția
MR 520					AM 105 ICUTROC				
5,2	8,32				5,9	8,9			
MH 620					MT 720				
5,8	8,8				6,6	9,1			

ATM 105 IC					AM 105-Ex				
6,6	9,1				5,9	8,9			
ET 120					ET 170				
4,05	5,5				4,6	6,1			
ET 180					ET 210				
5,1	6,6				4,7	7,1			
ET 250					ET 380				
5,5	7,5				7,45	9,8			
ET 410					ET 410Q				
5,5	10,0				6,25	10,3			
ET 450					ET 450L				
7,3	10,3				7,7	10,4			
ET 480					Mk-3				
7,9	11,0				6,0	7,2			
Mk-4					AQM-200				
5,223	7,44				5,3	7,6			
T 1.14					T 1.24				
4,8	6,6				5,0	6,6	100	88	0
T 2.24					T 3.20				
6,0	7,8				7,7	9,5			
T 3.20S					EBZ 318H				
7,69	8,96				5,59	7			
EBZ 260H					EBZ 200H				
5,0	6,2				4,8	6,0			

Observație: Pe coloana privind „Selecția” se va trece, în conformitate cu valorile coeficienților K_L și K_H , următoarele: **0** – profil neacoperit; **X**-profil acoperit; **XX**- profil acoperit excedentar

În urma analizei valorilor gradelor de acoperire a celor 28 de combine de înaintare cu atac punctiform, prezentate în tabelul de mai sus, vor fi eliminate din analiză combinele care nu acoperă dimensiunile profilului transversal al lucrării miniere și cele care îl acoperă în mod excedentar. Gradul de acoperire excedentar, pe lângă dimensiuni mari ale corpului combinei, înseamnă masă mai mare a combinei, puteri instalate mai mari și implicit un preț mai mare și reducerea eficienței economice a acestor combine, având în vedere condițiile de exploatare concrete de la salina luată în studiu.

2) Corelarea înclinărilor direcționale și transversale ale lucrărilor miniere cu posibilitățile tehnice ale combinelor

Menționăm că toate combinele de înaintare luate în studiu asigură deplasarea combinei în pantă (ascendent și descendent) pe o înclinare de aprox. 16°-18°, suficient de acoperitoare pentru un plan înclinat proiectat cu o înclinare de maximum 10°. De asemenea, înclinarea transversală maximă, asigurată de combine, este între 6° și 8°, suficient de mare pentru condițiile tehnice cerute de lucrările miniere ce vor fi executate.

3) Penetrarea șenilelor în vatra lucrării miniere

Pentru ca șenilele combinei să nu penetreze în vatră trebuie respectată condiția ca presiunea specifică pe vatră dezvoltată de masa combinei să nu depășească rezistența la compresiune a sării geme. În acest sens, pentru combinele selectate se va calcula un coeficient de siguranță la penetrare:

$$K_{SP} = \frac{R_C \cdot C_S}{P_v} > 1 \quad (3.3)$$

Unde: R_C reprezintă rezistența la compresiune a sării; P_v – presiunea specifică pe vatră; $C_S=0,5-0,7$ este un coeficient de reducere a rezistenței la compresiune, funcție de gradul de fisurare și de alterare a rocilor.

Având în vedere rezistența sării din zăcămintele din România acest criteriu este respectat de toate cel 28 de combine luate în studiu, pentru care presiunea specifică pe vatră este de sub 0,21MPa.

4) Performanțele principale ale combinei (debitul instantaneu la tăiere cu combina și consumul specific de cuțite)

Pentru estimarea debitului instantaneu de tăiere cu combina și a consumului specific de cuțite, funcție de caracteristicile geomecanice ale masivului de sare excavat cu combina, au fost luate în considerație o serie de relații de predicție stabilite în urma prelucrării statistice a datelor obținute din măsurători efectuate în laborator și in situ de mai mulți autori (Balci ș.a., 2004; Copur ș.a; Iliș, 1993; Gehring, 1989; Thuro&Plinninger, 1999) - vezi tab. nr. 3.8 și 3.9.

Notații: Q –debitul instantaneu de tăiere a combinei (la tăiere liniară), [m³/h]; C_c - consumul specific de cuțite, [cuțite/m³]; IPR - indicele de penetrare a rocilor; IC - indicele de consum la tăiere cu combina; P - puterea capului tăietor, [kW]; m - masa combinei, [tone]; D – diametrul capului tăietor, [m]; R_c - rezistența la compresiune monoaxială, [MPa]; e - baza logaritmilor naturali; R_T - rezistența la tracțiune prin metoda baraziliană, [MPa]; E -modulul static de elasticitate, [GPa]; d - adâncimea de tăiere a vârfului cuțitelor (de 5mm și 9mm) obținute din testele liniare de tăiere, [mm]

Tabelul nr.3.8. Modele de predicție a performanțelor combinelor de înaintare cu atac punctiform, dezvoltate de-a lungul timpului, funcție de rezistența la compresiune monoaxială a rocilor

Referința bibliografică	Ecuatii de predicție a debitului Q și a consumului de cuțite C_c	Explicații
(Gehring, 1989)	$Q = \frac{719}{R_c^{0,78}}$ (3.4)* -pentru tipul transversal de combină	A fost bazată pe performanța combinei de 230kW tipul axial de cap tăietor și combina Alpine Miner AM 100 cu capul de tăiere transversal
	$Q = \frac{1739}{R_c^{1,13}}$ (3.5)* -pentru tipul axial de combină	
(Thuro&Plinninger, 1999)	$Q = 75,7 - 14,3 \cdot \ln(R_c)$ (3.6) -pentru tipul transversal de combină	A fost bazată pe performanța combinei Atlas Copco Eickhoff ET 120 (132kW) cu cap tăietor transversal.
(Balci ș.a., 2004)	$Q = 0,8 \cdot \frac{P}{0,37 \cdot R_c^{0,86}}, R^2=0,89$ (3.7) -pentru $d=5$ mm -pentru tipul transversal și axial de combină	Toate testele au fost realizate cu cuțite conice S 35/ 80H fabricate de către Sandvik. Acestea au un calibru de 80mm, dimetrul flanșei de 64mm, diametrul cozii de 35mm, diametrul vârfului de 22mm și unghiul principal al vârfului de 80°.
	$Q = 0,8 \cdot \frac{P}{0,41 \cdot R_c^{0,67}}, R^2=0,76$ (3.8) -pentru $d=9$ mm -pentru tipul transversal și axial de combină	
(Copur ș.a.)	$Q = 27,511 \cdot e^{0,0023 \cdot (IPR)}$, $IPR = P \cdot \frac{m}{R_c}, R^2=0,93$ (3.9)** -pentru tipul transversal de combină	Relațiile de calcul sunt elaborate pentru combinele transversale. Q este calculat pentru formațiuni evaporitice (în care se încadrează și sarea gemă) iar C_c pentru roci sedimentare, în general.
	$C_c = 897,06 \cdot (IC)^2 + 6,1769 \cdot (IC)$ $IC = R_c / (P \cdot m \cdot D), R^2=0,96$ (3.10)** -pentru tipul transversal de combină	
Observație: relațiile () – cu grad de încredere mediu; relațiile ()* - cu grad de încredere mare; relațiile ()** - cu grad de încredere foarte mare (din punct de vedere al studiului de față)		

Energia specifică de tăiere este definită ca suma lucrului mecanic necesar dezagregării unei unități de volum de rocă și este folosită pentru predicția performanțelor combinelor miniere. Modelele de predicție a debitului instantaneu de tăiere al combinelor de înaintare elaborate de Balci ș.a. (2004), funcție de caracteristicile geomecanice ale rocilor (rezistența la compresiune monoaxială, rezistența la tracțiune prin metoda braziliană, modulul static și dinamic de elasticitate și indicii de recul măsurat cu ciocanul Schmidt), se bazează pe energia specifică optimă, în kWh/m³, la care masivul de roci este excavat la o geometrie optimă de tăiere a cuțitelor. Toate testele au fost realizate cu cuțite conice „S 35/ 80H”, fabricate de către Compania Sandvik. Acestea au un calibru de 80mm, diametrul flanșei de 64mm, diametrul cozii de 35mm, diametrul vârfului de 22mm și unghiul principal al vârfului de 80° (Balci ș.a., 2004).

Tabelul nr. 3.9. Modele de predicție a performanțelor combinelor de înaintare (tipul transversal și axial) dezvoltate de Balci ș.a. (2004), funcție de rezistența la tracțiune obținută prin metoda braziliană și funcție modulul static de elasticitate al rocilor tăiate

Parametrul geomecanic	Q , m ³ /h	R ²	d , mm
R_T , MPa	$Q = 0,8 \cdot \frac{P}{3,36 \cdot R_T^{0,71}}$ (3.11)	0,85	5
	$Q = 0,8 \cdot \frac{P}{2,19 \cdot R_T^{0,62}}$ (3.12)	0,71	9
E , GPa	$Q = 0,8 \cdot \frac{P}{3,55 \cdot E^{0,71}}$ (3.13)	0,66	5
	$Q = 0,8 \cdot \frac{P}{2,68 \cdot E^{0,4}}$ (3.14)	0,65	9
Observație: relațiile () – cu grad de încredere mediu; relațiile ()* - cu grad de încredere mare; relațiile ()** - cu grad de încredere foarte mare (din punct de vedere al studiului de față)			

În urma utilizării relațiilor de calcul prezentate în tabelele nr.3.8 și 3.9, rezultatele obținute se vor analiza în mod critic, se vor elimina valorile extreme, obținând niște valori medii plauzibile din punct de vedere tehnic.

Având în vedere debitul instantaneu obținut mai sus, combina de înaintare selectată trebuie să îndeplinească condiția ca productivitatea de exploatare a combinei Q_e să fie egală sau cu puțin mai mare decât capacitatea de producție proiectată: $Q_e \geq A_h$ (A_h – capacitatea de producție orară medie a minei).

Combinetele de înaintare cu atac punctiform, ca și alte tipuri de mașini și instalații miniere, sunt caracterizate de 3 tipuri de productivitate, exprimate în tone/oră, și anume: productivitatea teoretică Q_t , productivitatea tehnică Q_{teh} și productivitatea de exploatare Q_e (Iliaș ș.a., 1993).

Productivitatea teoretică a combinei Q_t se determină ca productivitatea maximă posibilă pentru lucrul continuu al organului de tăiere și se exprimă prin cantitatea de masă minieră detașată din masiv în unitatea de timp (Iliaș ș.a., 1993).

Productivitatea tehnică a combinei Q_{teh} este mai mică decât cea teoretică și este productivitatea medie orară maximă posibilă, cu luarea în considerare a timpilor pentru operații de manevră care nu se suprapun în timp cu cele de lucru și pentru schimbarea cuțitelor uzate (Iliaș ș.a., 1993).

Productivitatea de exploatare a combinei Q_e depinde, pe lângă opririle menționate la opririle tehnice, și de opririle suplimentare datorate cauzelor tehnico-organizatorice.

Așadar, între aceste productivități există corelația:

$$Q_t > Q_{teh} > Q_e \quad (3.15)$$

În aceste condiții, se poate considera că productivitatea teoretică Q_t a combinelor de înaintare este:

$$Q_t \equiv Q \cdot \rho, \text{ în tone/oră} \quad (3.16)$$

În care: Q este debitul instantaneu de tăiere, în $m^3/oră$ (evaluat cu relațiile empirice din tabelele nr. 3.8 și 3.9); ρ - densitatea specifică aparentă a sării geme, în t/m^3 .

Așadar, productivitatea teoretică a ultimelor n combine selectate, după criteriile anterioare, este prezentată în tabelul nr. 3.10.

Tabelul nr.3.10. Productivitatea teoretică a combinelor de înaintare selectate

Productivitatea teoretică Q_t, în t/h		
Tipul combinei de înaintare		
Combina 1	Combina 2Combina n

Între productivitatea teoretică și productivitatea de exploatare a combinelor de înaintare există următoarea corelație:

$$Q_e = Q_t \cdot K_{teh} \cdot K_e, \text{ [în t/h]} \quad (3.17)$$

În relația de mai sus, K_{teh} este un coeficient de continuitate a lucrului cu combina care ia în considerare opririle tehnice. Ținând seama că activitatea productivă se realizează pe un singur schimb, reviziile tehnice, schimbarea cuțitelor etc. se pot executa în afara programului de producție. Mai mult decât atât, recuperarea producției pierdute în condițiile unor avarii grave se poate reprograma în afara programului productiv planificat (în zilele de sâmbătă și duminică). De aceea, se poate considera valoarea lui $K_{teh}=0,7-0,85$ (adică 15-30% din timpul efectiv de lucru pierdut din cauza opririlor tehnice).

De asemenea, K_e este un coeficient care ține seama de opririle tehnico-organizatorice, altele decât cele legate direct de combina. Și în acest caz, producția pierdută datorită opririlor ocazionale, generate de avarii la nivelul minei (cum ar fi întreruperea alimentării cu energie electrică, surprări, emanații de gaze din zăcământ, accidente la locul de muncă etc.) se poate recupera în afara programului productiv. De aceea, putem considera că discontinuitățile principale în lucrul efectiv cu combina sunt generate de organizarea transportului auto a producției extrase, iar un coeficient cu valoarea minimă $K_e=0,5-0,75$ (25-50% din timp este pierdut, în lucrul cu combina, din cauza organizării transportului, care este specific fiecărei saline – de exemplu, pentru Salina Ocna Dej, fig.3.41). Un transport auto pe distanțe scurte, doar la nivelul orizontului de exploatare, combinat cu un transport continuu cu benzi de cauciuc până la suprafață ar crește considerabil randamentul de utilizare a combinei.

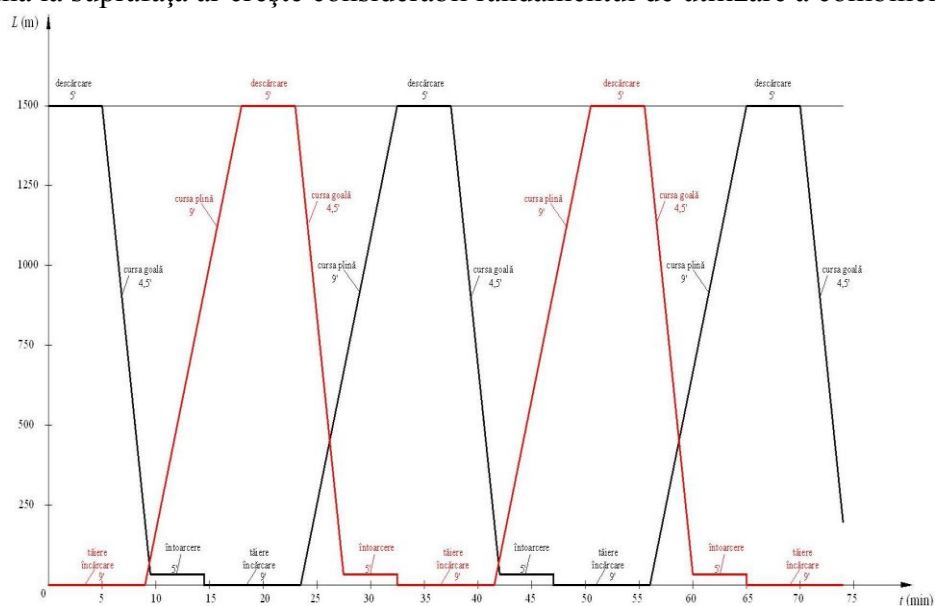


Fig.3.41. Graficul de mișcare a celor 2 mijloace de transport pentru o combină la exploatarea orizontului +157m (pentru o distanță de transport maximă $L = 1500m$), la Salina Ocna Dej (Onica ș.a., 2012d)

Ținând seama de valorile celor doi coeficienți, productivitatea de exploatare realizată de combinele selectate este prezentată în tabelul de mai jos.

Tabelul nr. 3.11. Productivitatea de exploatare a combinelor de înaintare selectate

Productivitatea de exploatare Q_e, în t/h		
Tipul combinei de înaintare		
Combina 1	Combina 2Combina n

Productivitatea de exploatare a combinei necesară pentru realizarea producției anuale a minei este:

$$Q_e^{nec} = \frac{A}{N_z \cdot N_{sch} \cdot N_h}, \text{ [t/h]} \quad (3.18)$$

Unde: N_z este numărul de zile lucrătoare pe an ($N_z=200$ zile/an); N_{sch} - numărul de schimburi pe zi ($N_{sch}=4$); N_h - numărul de ore pe schimb ($N_h=6$ ore).

Astfel că se va compara productivitatea de exploatare calculată Q_e pentru fiecare combină rămasă în competiție cu cea necesară Q_e^{nec} și se vor selecta doar combinele care respectă condiția: $Q_e \geq Q_e^{nec}$.

5) Experimentarea cu succes a combinei în condiții geo-miniere similare

În cazul în care se ajunge la finalul procedurii de evaluare și selecție a combinelor de înaintare, ultimele combine rămase în competiție, cu performanțe apropiate, se vor selecta după criteriul performanțelor obținute în urma utilizării lor în condițiile unor zăcăminte asemănătoare. În final, alegându-se combina cu performanțele cele mai bune și care se adaptează cel mai bine la condițiile tehnice și geo-miniere impuse de salina pentru care se va achiziționa combina de înaintare.

Algoritmul de selecție a combinelor de înaintare, conceput de noi, a fost aplicat în condițiile salinelor Praid (Onica ș.a., 2011), Ocna Dej (Onica ș.a., 2012a) și Slănic Prahova (Onica ș.a., 2012b) și s-a finalizat prin alegerea combinei Sandvik MR-520 (fig.3.40.a).

3.5.2. Metode și tehnologii moderne de exploatare a sării cu combina

Pe parcursul anilor 2011-2012, Colectivul catedrei de Exploatare miniere subterane a realizat, pentru fiecare dintre Salinele Praid (Onica ș.a., 2011h), Ocna Dej (Onica ș.a., 2012d) și Slănic Prahova (Onica, 2012a), câte un proiect tehnic de exploatare a sării cu combina. Lucrările menționate au vizat exploatarea în profunzime a acestor zăcăminte, utilizând combine de înaintare din categoria celor de 100tone (vezi pct.3.5.1), în vederea îmbunătățirii stabilității structurilor de rezistență (pilieri și planșee) – vezi pct.3.1, 3.2 și 3.4 -, creșterea capacității de producție, a productivității și eficienței economice.

Pentru elaborarea captolelor de dimensionare a structurilor de rezistență și de verificare a stabilității camerelor, planșeelor și selectarea combinei de înaintare, a fost necesară determinarea principalelor caracteristici fizice, mecanice și elastice ale sării geme, în laboratoarele de geomecanică ale Universității din Petroșani.

Funcție de condițiile geo-miniere de situare a zăcământului s-a realizat dimensionarea și verificarea stabilității camerelor, pilierilor, planșeelor și planului înclinat de acces, prin metode analitice și numerice (vezi pct.3.1, 3.2 și 3.4).

În vederea alegerii celei mai adecvate combine de înaintare, s-a realizat un algoritm original de selecție, după anumite criterii tehnice, în final fiind selectată combina Sandvik MR-520 (vezi pct.3.5.1), care va sta la baza tehnologiei de exploatare a sării geme.

Capacitatea de producție proiectată a salinelor, în condițiile tăierii sării cu combina, este de 200 000tone/an (1 000tone/zi) pentru salinele Praid și Ocna Dej și de 400 000tone/an (2 000tone/zi) pentru Salina Ocna Dej.

În conformitate cu configurația zăcămintelor și arhitectura schemelor de deschidere a salinelor, s-au proiectat în detaliu și eşalonat în timp schemele de deschidere, pregătire și exploatare (vezi fig.3.1, 3.13 și 3.33). Datorită particularităților salinelor ce fac obiectul acestor lucrări, aceste scheme dețin un grad de originalitate foarte mare.

Metodele și tehnologiile de exploatare, datorită posibilităților limitate de tăiere a combinelor dintr-o singură poziție (fig.3.42), au fost concepute pentru extragerea sării în două felii și a fiecărei felii în două secțiuni (Ocna Dej - fig.3.45 și Slănic Prahova – fig.3.43) sau trei secțiuni (Praid – fig.3.42), prin re poziționarea combinei. În cazul salinei Ocna Dej, datorită capacității de producție mai mari, metodele de exploatare au fost concepute pentru lucrul simultan a două combine, în același câmp de abataj.

Documentația realizată mai conține proiectarea următoarelor componente: tehnologia de execuție a planului înclinat de legătură cu rezervele ce se vor pune în exploatare și a lucrărilor miniere de deschidere și de pregătire a câmpurilor de abataj; arhitectura lucrărilor miniere de deschidere și de pregătire; metoda și tehnologia de exploatare a sării cu combina; aerajul general al minei și aerajul parțial specific tehnologiei de tăiere cu combina; alimentarea cu energie electrică a minei, în condițiile utilizării combinei de înaintare; organizarea transportului, a procesului de producție și calcul economic comparativ în raport cu tehnologia de perforare – împușcare.

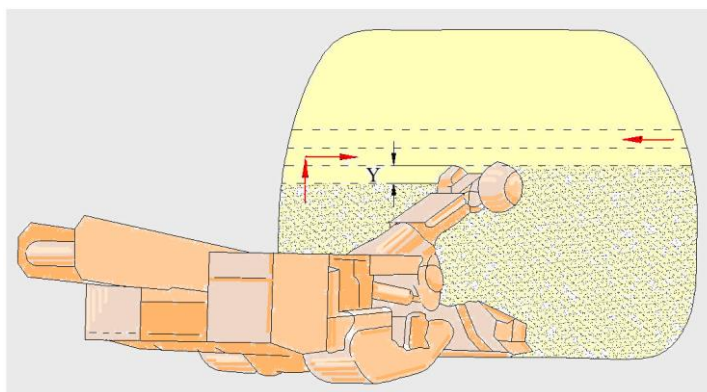


Fig. 3.42. Tăiere cu combina (vedere frontală)

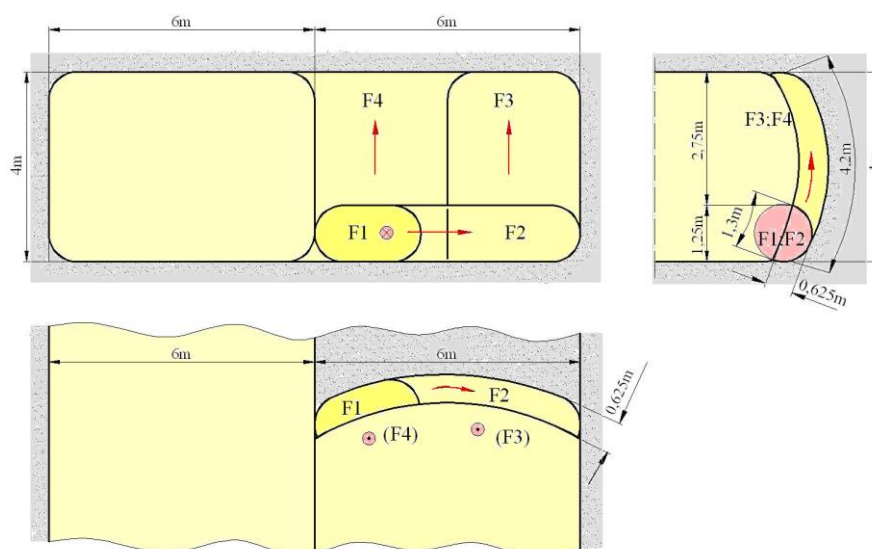


Fig.3.43. Extragerea cu combina a fâșiei a doua din felia I – Salina Slănic Prahova (Onica ș.a., 2012a)

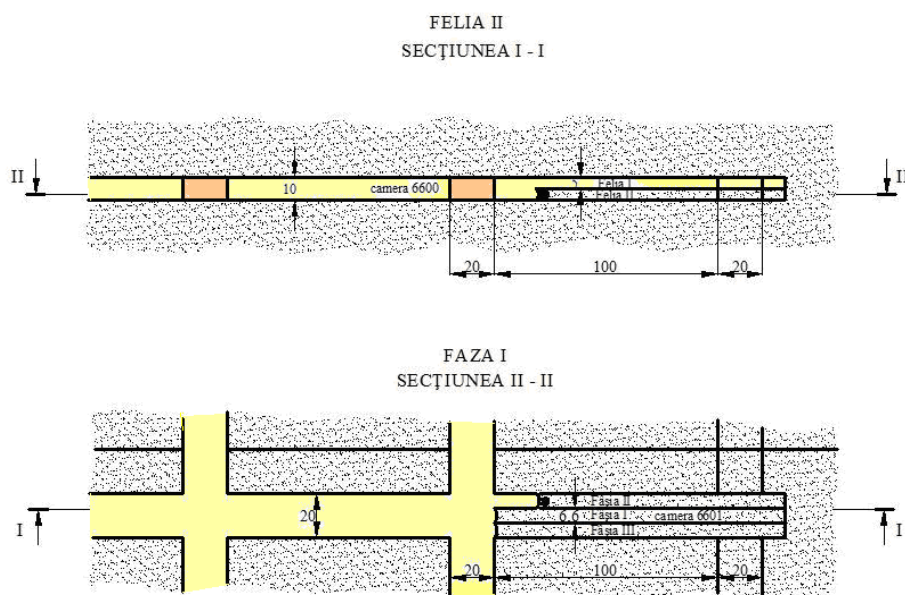


Fig. 3.44. Fazele de extragere a sării din camerele mici cu pilieri dreptunghiulari
Exemplu, Extragerea feliei II – Salina Praid (Onica ș.a., 2011h)

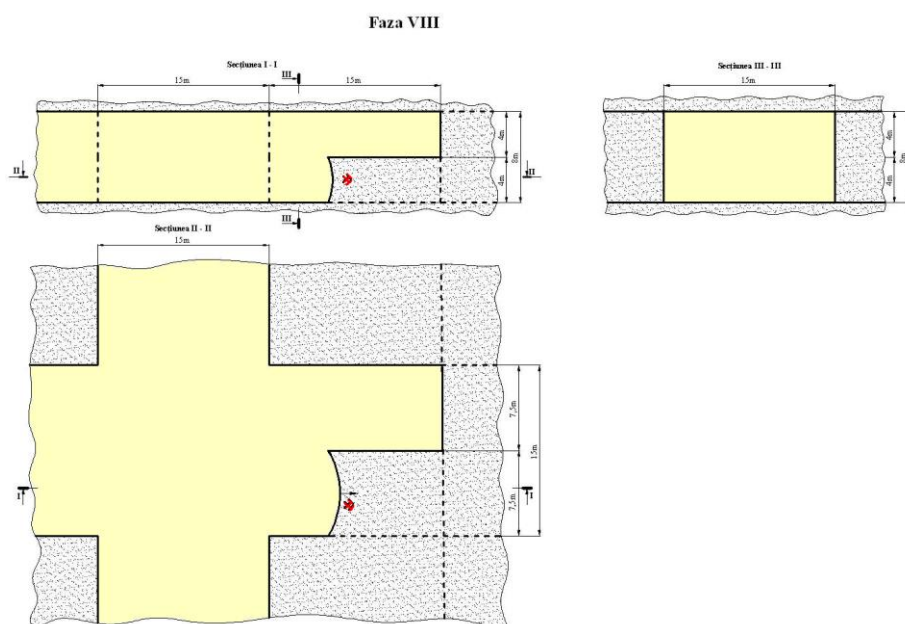


Fig.3.45. Schema de exploatare a fâșiei 2 din felia II din camerele orientate vest-est – metoda de exploatare cu camere și pilieri pătrați, Salina Ocna Dej (Onica ș.a., 2012d)

3.5.3. Refacere susținere puț Carol – Salina Slănic Prahova, consolidare și impermeabilizare teren din jurul puțului, construcție platformă betonată și casă puț

Puțul Carol (fig.3.46) a fost executat între anii 1878 – 1881, pentru deschiderea minei Carol. Puțul are o adâncime de 231,5m, măsurată de la suprafață. Este realizat la un profil dreptunghiular cu dimensiunea de 3,2 x 2,4m (în săpare), cu două compartimente până la adâncimea de 174m, și mai departe, până la adâncimea finală de 231,5m, este amenajat cu trei compartimente, cu profilul de 3,2 x 4,3m.



Fig.3.46.Imagine luată de la suprafață dintr-o secție a puțului Carol (Onica ș.a., 2013)

De la cota +420,7m, la suprafață, puțul străbate pe adâncimea de 6,02m o cuvertură de roci sterile, alcătuită în principal din argile și material aluvionar, iar pe restul adâncimii de 11,7m, puțul a fost săpat în sare, fiind susținut tot în lemn. Pe verticală, puțul face legătura cu galeria de coastă la adâncimea de 17,84m, măsurată de la suprafață (la cota +400m). Susținerea puțului pe 17,84m, (în steril 6,02m și sare 11,7m) este realizată în lemn de stejar ecarisat cu dimensiunile de 200 x 200mm.

În decursul anilor, prin infiltrarea apelor meteorice la contactul dintre puț și sare s-a produs dizolvarea sării, ca mai apoi circulația apelor de infiltrație să avanseze până la nivelul galeriei de coastă. În spatele susținerii, în urma dizolvării sării au rezultat goluri de aprox. 1,21m. Circulația apelor în spatele puțului, a antrenat deopotrivă și o parte din argila cu rol de impermeabilizare, punând astfel într-o stare de instabilitate structura construcției miniere.

În vederea reabilitării puțului Carol, de la Salina Slănic Prahova, au fost propuse următoarele variante tehnologice (Onica ș.a., 2013):

V1-Înlocuirea susținerii actuale cu alta similară în lemn de stejar, cu consolidarea și impermeabilizarea rocilor din jurul puțului prin injectarea în spatele susținerii vechi a unui amestec de ciment și zgura de termocentrală (fig.3.47.a);

V2-Căptușirea susținerii vechi cu lemn de stejar, cu consolidarea și impermeabilizarea rocilor din jurul puțului prin injectarea în spatele susținerii vechi a unui amestec de ciment și zgură de termocentrală;

V3-Înlocuirea susținerii vechi din lemn cu alta din beton (fig.3.47.b);

V4-Înlocuirea susținerii actuale cu alta similară în lemn de stejar, cu excavarea în prealabil a rocilor din copertă și umplerea și impermeabilizarea golurilor cu argilă.

Pentru toate cele 4 variante de reabilitare a puțului, a fost realizată proiectarea: elementelor de susținere a puțului; tehnologiei de realizare a puțului, de amenajare și impermeabilizare a acestuia și a tehnologiei construcției de la suprafață; instalațiilor de la suprafață și a dispozitivelor necesare pentru executarea puțului; organizării procesului de producție și calculul economic al cheltuielilor totale, pe articole de calculație.

Analizând din punct de vedere tehnico-economic cele 4 variante propuse, se pot trage următoarele concluzii (Onica ș.a., 2013):

-Varianta V1 este apropiată, din punct de vedere economic, de varianta V2 (costul fiind mai mare cu cca.10%), având avantajul față de cea de a doua prin faptul ca se înlocuiește integral susținerea puțului cu lemn de stejar, astfel crescând durabilitatea susținerii; față de varianta V4, care este mai scumpă cu cca.20%, varianta V1 are deficiența faptului că umplerea golurilor nu se poate controla pe deplin;

-Varianta V2 are avantajul că este cea mai ieftină, având dezavantajul imposibilității controlului umplerii golurilor din spatele susținerii și dezavantajul păstrării susținerii vechi;

-Varianta V3 este cea mai scumpă variantă de execuție a puțului, cu aprox. 50% mai scumpă față de varianta cea mai ieftină V2; are avantajul durabilității susținerii și umplerii integrale a golurilor cu beton;

-Varianta V4 este a 2-a variantă, din punct de vedere economic, al cheltuielilor de execuție, fiind cu cca. 30% mai scumpă decât varianta de referință V2; față de celelalte variante de susținere în lemn, are avantajul durabilității susținerii, care este înlocuită integral, și umplerii integrale a golurilor cu argilă.

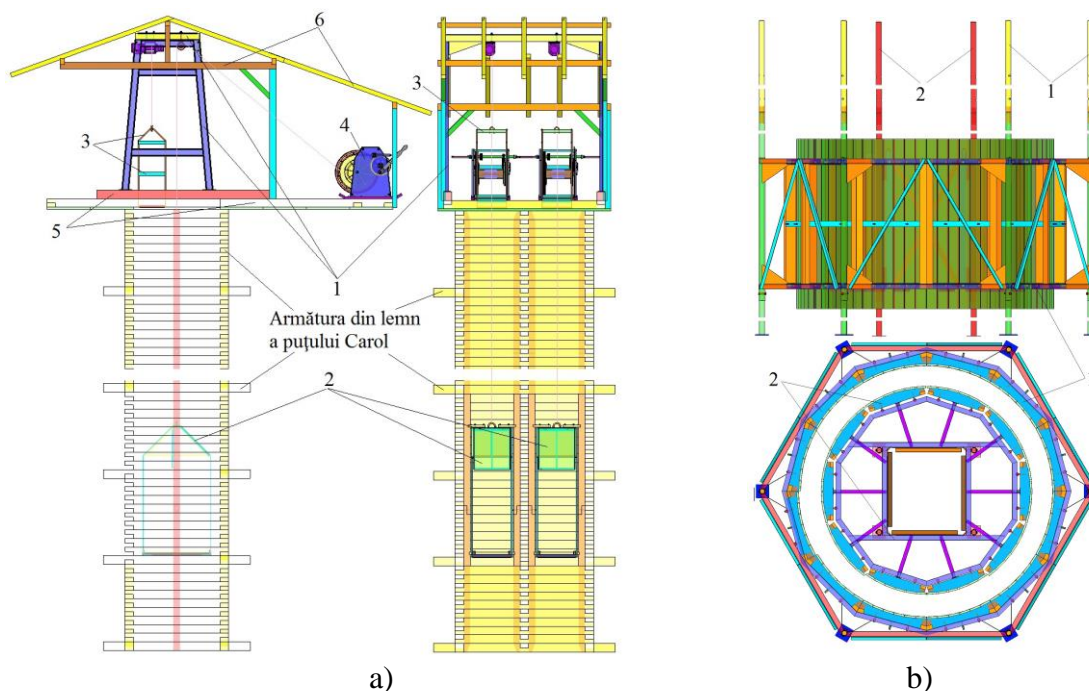


Fig.3.47. Reabilitarea puțului Carol de la Salina Slănic Prahova (proiecte realizate de către Conf.univ.dr.ing. Dumitrescu Iosif) a) Instalația de reabilitare pentru varianta de construcție în lemn (1 – cadru metalic de susținere; 2 – platforme de lucru; 3 – coș de transportat materiale; 4 – trolu manual de 4 tone; 5 – pod de lucru; 6 – acoperiș); b) Soluția constructivă a cofrajului glisant pentru execuția puțului în beton (1 – cofrajul glisant exterior; 2 – cofraj glisant interior)

Perspective privind analiza stabilității salinelor și perfecționarea exploatării zăcămintelor de sare din România

Exploatarea în subteran pe cale uscată a zăcămintelor de sare din România a început încă din secolul al 15 – lea (Hirian & Georgescu, 2009, 2012), utilizând diferite metode și tehnologii de exploatare, funcție de evoluția în timp, începând cu exploatarea în „camere-clopot”, continuând cu metoda de exploatare cu „camere mari trapezoidale” și „camere mari dreptunghiulare”, ajungând astăzi la metoda de exploatare cu „camere mici și pilieri pătrați” (obiectul de studiu al acestui capitol). Exploatarea a început în etaje și în subetaje, extrase în ordine descendentă. Datorită dimensiunilor foarte mari ale excavațiilor subterane și a proprietăților curative ale atmosferei din subteran, aproape fiecare salină a amenajat în scop turistic și balneoclimateric aceste excavații.

Cu toate că din punct de vedere geo-mecanic, sarea gemă este compactă și cu caracteristici de rezistență care conferă excavațiilor subterane un grad ridicat de stabilitate, datorită solicitării în timp a structurilor de susținere, degradării componentilor mineralogici datorită prezenței gazelor și umidității în atmosfera subterană și vibrațiilor induse de exploziile ciclice din sectoarele active de exploatare a sării, este necesară o monitorizare și verificare sistematică a stabilității excavațiilor subterane, însoțite de măsuri eficiente de protecție a turiștilor și personalului angajat din subteran. De asemenea, continuarea exploatării în profunzime a zăcămintelor de sare, utilizând tehnologia de tăiere cu ajutorul explozivilor, crește gradul de instabilitate al excavațiilor și structurilor de susținere din salinele din România. Ca măsură imediată de îmbunătățire a gradului de stabilitate a structurilor de susținere (pilieri și planșee), colectivul de Inginerie minieră de la Universitatea din Petroșani a re-proiectat salinele Praid (Onica ș.a., 2011h), Ocna Dej (Onica ș.a., 2012d) și Slănic Prahova (Onica ș.a., 2012a) în scopul utilizării, pentru tăierea sării, a combinelor de înaintare de

100tone. În viitor, există oportunitatea ca același colectiv să reproiecteze și celelalte saline active din România, în vederea utilizării tehnologiei de tăiere mecanică cu combine de înaintare.

În contextul noilor proiecte de dezvoltare în profunzime a acestor saline s-a realizat o analiză a stabilității structurilor de susținere prin modelare cu ajutorul metodei elementelor finite în 2D, cu focalizare pe subetajele proiectate. Datorită dimensiunilor modelelor de ordinul kilometrilor și limitării numărului de elemente, în versiunea 4 a programului CESAR-LCPC Cleo3D nu a fost posibilă surprinderea în modelele spațiale a tuturor detaliilor zăcământului și excavațiilor rezultate în urma exploatării sării. De aceea, modelarea în 3D a fost realizată, pentru cazul salinelor Slănic Prahova (fig.3.48) și Ocnele Mari (fig.3.49, prin modele reduse la anumite zone de interes ale zăcământului în exploatare. Aceste modele nu au putut surprinde influența excavațiilor de la etajele superioare asupra celor cuprinse în aceste modele. De aceea, pentru modele numerice 3D extinse este necesară utilizarea versiunii 5 sau 6 a programului amintit, a programului FLAC 3D sau a altor programe similare care au incluse modele de comportament mai apropiate de comportamentul sării.

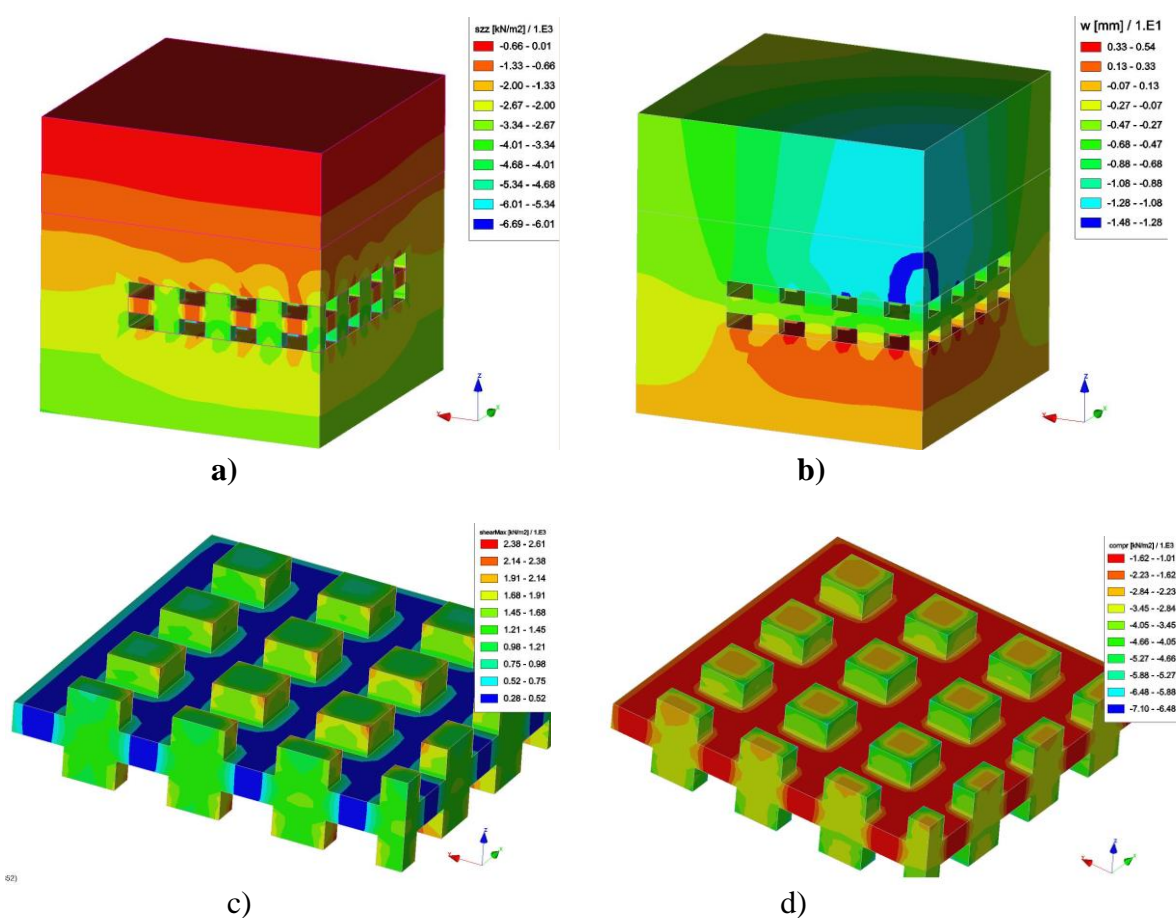


Fig. 3.48. Modelarea metodei de exploatare cu camere mici și pilieri pătrați la salina Slănic Prahova (Onica&Cozma, 2009):

- a) tensiunile verticale σ_{zz} ; b) deplasările verticale w ;
 c) tensiunile maxime de forfecare τ_{\max} ; d) tensiunile de compresiune σ_c

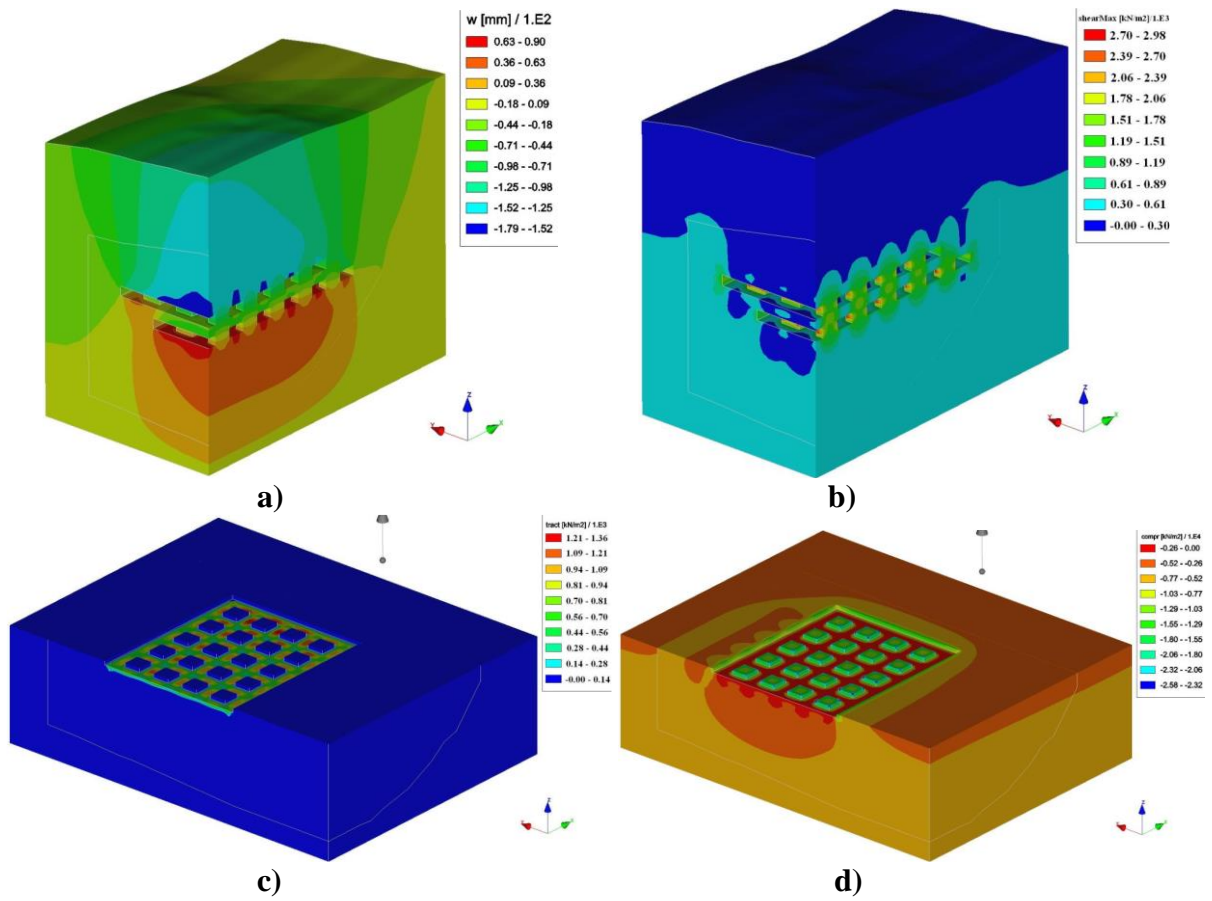


Fig.3.49. Modelarea metodei de exploatare cu camere mici și pilieri pătrați la salina Ocnele Mari (Marian & Mihuț & Onica, 2015):

- a) deplasările verticale w ; b) tensiunile maxime de forfecare τ_{max} ;
 c) tensiunile de tracțiune σ_t ; d) tensiunile de compresiune σ_c

CAPITOLUL 4

STABILITATEA STRUCTURILOR DE SUSȚINERE DE LA UNELE MINE DE MINEREURI DIN ROMÂNIA

Fenomenele de stabilitate/instabilitate a excavațiilor și structurilor subterane de susținere (pilieri, planșee etc.) de la minele de minereuri sunt foarte complicate și diverse. Datorită faptului că, în general, zăcămintele de minereuri sunt reprezentate de formațiuni tari și foarte tari, cel mai adesea brăzdate de familii de fracturi și fisuri foarte complexe, cu anumite caracteristici geomecanice, gradul de stabilitate al excavațiilor subterane este dictat de valoarea tensiunilor dezvoltate în masiv, în raport cu caracteristicile de rezistență ale planelor de minimă rezistență din masiv. Depășirea condiției de echilibru dintre „forțele active” și „forțele rezistente” conduce la declanșarea unor fenomene de instabilitate, cum ar fi alunecarea pe planele de minimă rezistență a unor blocuri și chiar surpări masive în interiorul excavațiilor. Aceste fenomene se pot dezvolta lent, pe o perioadă mai întinsă de timp, cel mai adesea având drept consecință deformarea susținerii excavațiilor miniere subterane sau se pot declanșa brusc, într-o perioadă relativ scurtă de timp, manifestându-se în general sub forma unor fenomene de surpare sau alunecare de blocuri în interiorul excavațiilor.

Descrierea corectă a fenomenelor geomecanice de pierdere a stabilității poate conduce la luarea unor măsuri tehnice foarte eficiente pentru creșterea gradului de stabilitate, cum ar fi: modificarea adecvată a sistemului de pregătire și de exploatare; schimbarea procedurii de dirijare a presiunii și/sau a modului de susținere a excavațiilor subterane; renunțarea la tehnologia de tăiere cu explozivi în favoarea tehnologiei de tăiere mecanizată sau a altor tehnologii care nu afectează stabilitatea rocilor; ancorarea unor „blocuri cheie” (portante) care stabilizează un întreg sistem de fracturi; creșterea autoportanței minereului și rocilor înconjurătoare prin utilizarea susținerii cu ancore sau a cablurilor de ancorare etc.

La fel ca în toate cazurile care vizează probleme de stabilitate a masivului de roci, evaluarea cantitativă și calitativă a fenomenelor de stabilitate/instabilitate se realizează cu diferite modele analitice și numerice care pot descrie cel mai realist aceste fenomene, ținând seama de importanța diferitelor accidente tectonice sau familii de fisuri/fracturi în dezvoltarea fenomenelor. În cazul metodelor numerice, masivul se poate modela ca fiind un mediu continuu (de exemplu, prin metoda elementelor finite, diferențelor finite sau metoda elementelor de frontieră) cu caracteristici geomecanice echivalente sau se poate discretiza în blocuri (statice, cinematice sau dinamice) delimitate de sistemul de fracturare (Onica, 2001a).

4.1. VERIFICAREA SIGURANȚEI PLANȘEULUI DINTRE EXPLOATAREA LA ZI ȘI SUBTERAN - CAZUL ZĂCĂMÂNTULUI DE CUPRU DE LA ROȘIA POIENI

4.1.1. Descrierea geologiei zăcământului

Zăcământul cuprifera Roșia Poieni aparține, din punct de vedere geostructural și metalogenetic, eruptivului neogen din Munții Metaliferi, zona „Roșia Montană – Bucium – Baia de Arieș”, districtul „Roșia Montană – Bucium” (Boyte, 1998; Boyte & Onica & Bădulescu, 2001; Oneț ș.a., 2013).

Zăcămintul cuprifer Roșia Poieni (fig. 4.1) este pus în evidență în deceniul al optlea al secolului XX de o cercetare geologică sistematică și susținută și intră în categoria zăcămintelor cu rezerve foarte mari, dar cu conținuturi mici de Cu (rezervele de minereu de Cu depășind 1 300 000 mii tone, la un conținut de conturare de 0,2% Cu și un conținut mediu de 0,34% Cu).

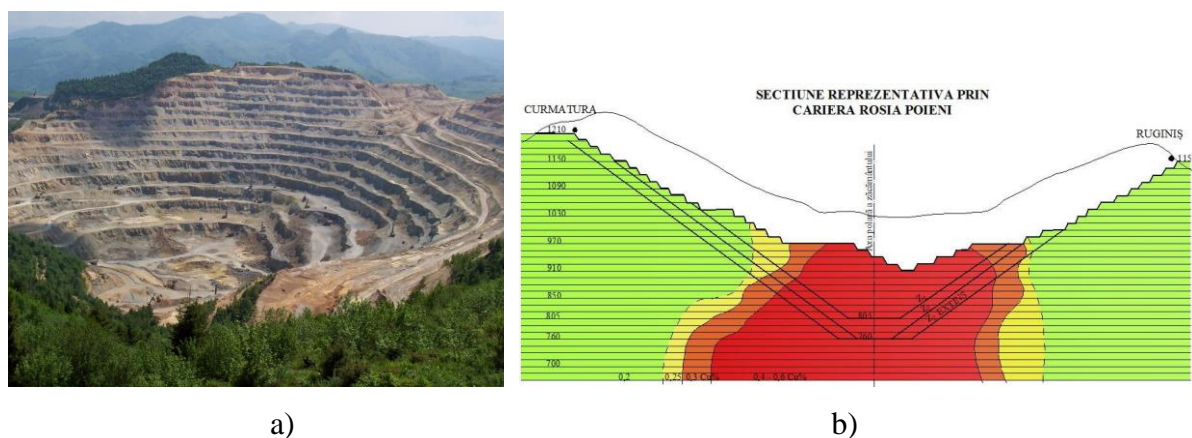


Fig.4.1. Vedere panoramică a carierei Roșia Poieni (a) și Secțiune transversală prin zăcămintul Roșia Poieni (b)

Zăcămintul se află cantonat în corpul subvulcanic Fundoaia, în masa microdioritelor, corp în formă de stâlp (dom) vertical, cu înălțimea de cca.1200m (dezvoltându-se de la cota +1030m, la -150m), cu secțiunea orizontală, spre suprafață, de formă neregulată și variabilă ca dimensiuni (660m / 770m, la cota +956m) și cu o forma eliptică (740m / 820m, la cota +551,64 m), spre adâncime. Acest corp subvulcanic este cantonat, în cea mai mare parte, în craterul inițial al andezitului de Poieni. La contactul dintre aceste roci se găsesc roci brecifiate cu elemente mixte. În vecinătatea corpului subvulcanic de Fundoaia se găsesc amplasate mai multe neckuri andezitice contemporane cu aparatul vulcanic Poieni. Acestea afloră, în jurul zăcămintului, formând culmile Jgheabului, Curmătura, Scoruș, Melciu, Furiilor, Piatra Tichileu și Vârșii Mari.

Mineralizația cuprifera este constituită din calcopirită, bornit, tetraedrit, tennantit, enargit (distribuit sporadic), famatinit, luzonit, digenit și minerale hipergene (cum ar fi covelina, calcozina și bornitul), cărora li se asociază pirită, magnetit, molibdenit, aur, blendă și galenă și sunt însoțite de o mare varietate de minerale de gangă: cuarț, feldspat (ortoclaz-microperit și adular), biotit, anhidrit, baritină, apatit, vivianit și clorit.

Zăcămintul cuprifer de la Roșia Poieni este cantonat în formațiuni eruptive neogene de tipul andezitelor anfibolice cu cuarț și în mică măsură în roci sedimentare cretacice.

Exploatarea în carieră (fig.4.1.a) a fost prevăzută să se facă între cota superioară a zăcămintului +1030m și nivelul inferior al rezervelor geologice confirmate la +551m, pe o adâncime de circa 500m (Fodor, 2008).

Ținând seama de înălțimea reliefului care înconjoară cuveta carierei, care atinge 1250m, activitatea de exploatare în carieră se desfășoară pe o adâncime de circa 700m. În adâncime, între cota +551m și +154m, se preconizează ca exploatarea zăcămintului să se realizeze prin lucrări miniere subterane.

Conținuturile de cupru, molibden și sulf prezintă o variație însemnată, atât pe verticală cât și pe orizontală, între următoarele limite: $0,10 \div 0,77\% \text{ Cu}$; $30 \div 80\text{g/t Mo}$ și $1 \div 3\% \text{ S}$.

Mineralizația zăcămintului este slab localizată în cadrul corpului andezitic de Fundoaia și numai în zone restrânse, în andezitul din Poieni sau în rocile sedimentare înconjurătoare. Mineralizația cuprifera apare predominant pe un sistem de fracturi sau sub formă de impregnații neuniforme, distribuite în masa rocii andezitice (Boyte, 1998).

Sub aspect tectonic, perimetrul zăcămintului este localizat într-un nod tectonic ruptural, rezultat din intersecția a două sisteme de falii specifice întregului lanț al munților

Metaliferi. Erupțiile succesive ale magmelor au afectat atât rocile magmatice cât și pe cele sedimentare. Mobilitatea zonei a continuat și după punerea în loc a rocilor eruptive, fapt evidențiat de fracturile cu înclinare mare ce afectează structura magmatică. În afara mișcărilor tectonice majore care au compartimentat zona, au mai fost evidențiate numeroase fisuri și fracturi, produse fie concomitent, fie după punerea în loc a magmelor neogene. Fracturile principale din zonă au două direcții principale și anume: SSV – NNE și NNV – SSE, având înclinări de $70 \div 90^\circ$. În urma observațiilor sistematice efectuate la nivelul orizontului +950m, în andezitele de Fundoaia și Poieni s-au identificat patru direcții principale ale sistemelor de fisuri și anume: fisuri pe direcția E – V cu înclinări de $40 \div 85^\circ$ spre SE, cu densitatea de $10 \div 50$ fisuri/m; fisuri cu direcția NE – SV și cu înclinări de $70 \div 90^\circ$ spre SV și NE, cu densitatea de $3 \div 10$ fisuri/m (Boyte, 1998).

Fisurile din ultimele două sisteme sunt extinse pe lungime mare și sunt deschise, cu pereți netezi, rareori cimentati sau cu umplutură. Prezența acestor sisteme de fisuri va crea probleme în ceea ce privește stabilitatea fronturilor de abataj, iar faptul că ele sunt orientate aproape în toate direcțiile, nu oferă posibilitatea de orientare a fronturilor de extragere pentru interceptarea lor perpendicular pe direcție.

În prezent, exploatare se efectuează la cota +910m numai prin lucrări la zi. În vederea exploatării în subteran a zăcămintului de la Roșia Poieni se propun două variante de metode de exploatare (Covaci, 1975; Covaci ș.a., 1999; Georgescu, 1986; Oneț & Onica & Cozma, 2012) : a) varianta cu camere și pilieri și goluri remanente (fig.4.2) – care face obiectul studiului de la acest subcapitol ; b) varianta cu surparea minereului și a rocilor înconjurătoare și exploatarea concomitentă în carieră și subteran (fig.4.3 și 4.4).

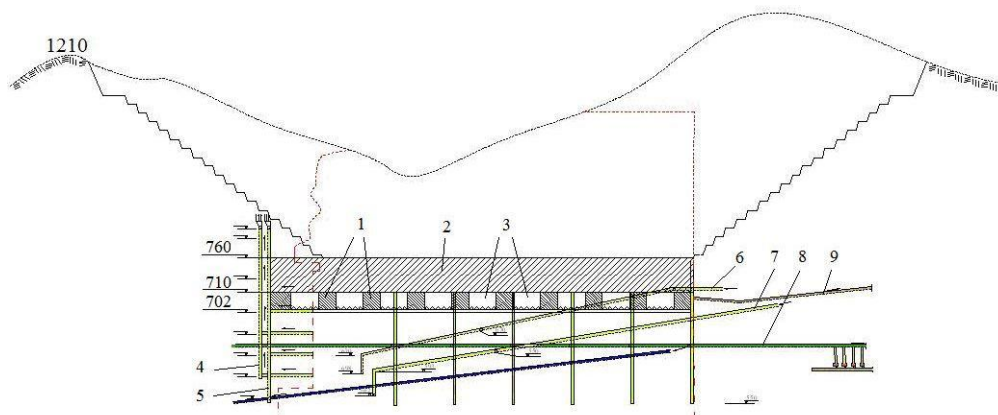


Fig.4.2. Exploatarea subterană a zăcămintului Roșia Poieni cu camere și pilieri

1-pilieri; 2-planșeu; 3- camere; 4-puț de extracție; 5-puț de circulație; 6-rampă plan înclinat de transport; 7-plan înclinat de transport; 8-galerie transversală; 9-galerie de coastă

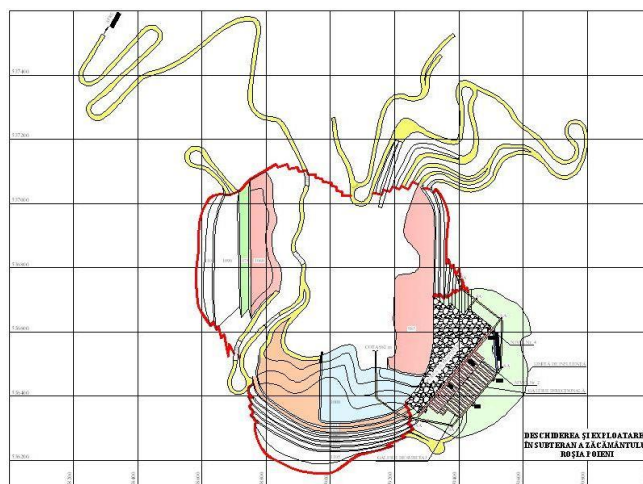


Fig. 4.3. Deschiderea și exploatarea în subteran a zăcămintului de la Roșia Poieni

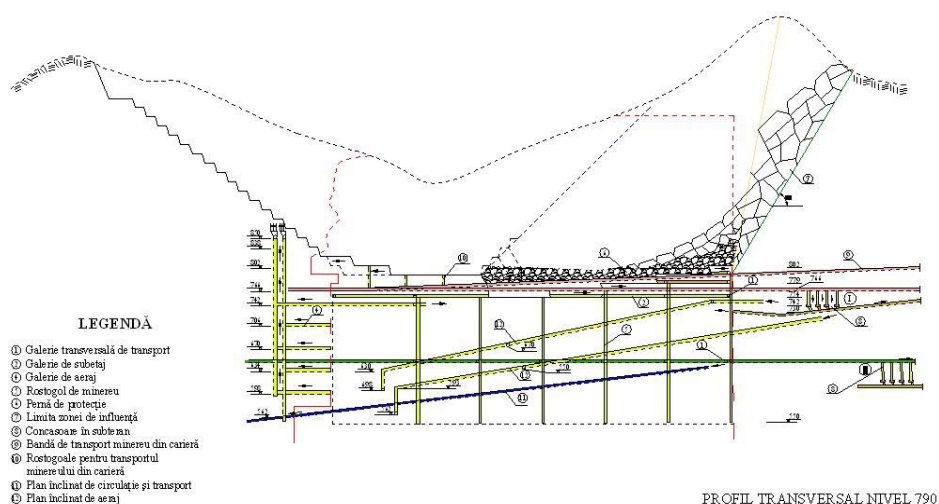


Fig.4.4. Profil transversal, în faza cu exploatarea în carieră la nivelul orizontului +790m

Până la orizontul +760m, exploatarea minereului se realizează în carieră, iar între orizonturile +760 m și +550 m, exploatarea minereului se face în subteran. În vederea exploatării în subteran, zăcământul se împarte pe verticală în etaje cu înălțimea de 50m, divizate apoi în subetaje de câte 10m înălțime. Deschiderea zăcământului se realizează cu galerii de coastă, puțuri oarbe și plane înclinate; iar pregătirea zăcământului conține următoarele lucrări: galerii de centură, galerii transversale și preabataje. Coborârea utilajelor de perforare și încărcare se face pe plane înclinate în spirală. Minereul se coboară prin rostogoluri, până la orizontul de transport, de unde se încarcă în vagonete și este transportat la suprafață.

4.1.2. Analiza stabilității planșeului dintre carieră și exploatarea subterană

4.1.2.1. Generalități

Primul obiectiv al planșeului de coroană este de a proteja suprafața terenului de la zi, utilizatorii terenului, mina și lucrările miniere, împotriva infiltrațiilor de ape, sol și roci. Este obligatoriu ca suprafața planșeelor să rămână stabilă pe toată perioada de viață a acestora. Menținerea stabilității planșeelor de coroană este critică, nu numai din punct de vedere al funcționării minei, dar și pentru asigurarea siguranței oricărei comunități și infrastructuri existente deasupra acestora (Carter, 2000).

De-a lungul anilor a fost propus un număr de metode care să ajute specialiștii din minerit să dimensioneze planșeele de coroană astfel încât să fie stabili. Totuși, din cauza diferențelor semnificative care există în comportarea dintre diferitele mecanisme de rupere (Carter, 1989; Betournay, 1987) multe dintre aceste metodologii au fost adresate uneia sau altor variante de comportament de rupere al rocilor (Goel & Page, 1982; Hoeck, 1989; Betournay, 1994). Altele s-au limitat la examinarea zonei de influență rezultate sau a geometriei actuale a coșului de surpare ca o funcție a procesului de colaps (Szwedzicki, 1999).

Au fost inițiate studii aprofundate în ceea ce privește factorii care influențează stabilitatea planșeului de coroană și au fost concepute diferite metodologii de analiză structurală (Betournay, 1987, 1996; Carter, 2000; Golder Associates, 1990). Aceste studii au demonstrat că pentru orice rocă de calitate dată, stabilitatea planșeelor de coroană depinde, în principal, de geometria acestora. Lățimea, grosimea și greutatea specifică a masei de roci din planșeu au fost remarcate ca fiind cei mai critici parametri de influență (Carter & Miller, 1995; Carter, 2000).

În mod simplist, metoda „scaled span” poate fi aplicată deterministic prin compararea lățimii calculate a pilierului, pentru orice planșeu de coroană, cu lățimea critică (care este valoarea necesară pentru controlul stabilității masei de roci din planșeu). Atunci când lățimea calculată este mai mică decât lățimea critică, planșeul de coroană poate fi considerat stabil iar, în caz contrar, instabil (Carter, 1995).

După cum este simplu de constatat, această valoare a factorului de siguranță este de 16 ori mai redusă decât valoarea necesară, la limita de echilibru a planșeului. Ceea ce înseamnă că este imposibil de a aplica un sistem de exploatare subterană în care să fie dezvelită întreaga suprafață a zăcământului pe $550 \times 550 = 302500 \text{m}^2$ și o grosime a planșeului de coroană de 50m.

Dacă recalculăm grosimea planșeului de coroană pentru a avea stabilitate la limită, adică $FS=1$, în condițiile metodei „scaled span”, constatăm că grosimea necesară a planșeului de coroană ajunge la valori de ordinul miilor de metri, ceea ce este complet absurd din punct de vedere tehnic.

În *concluzie*, sistemul de exploatare adoptat în care planșeul de coroană, cu grosimea de 50m, se sprijină pe pilieri cu lățimea de 50m, separați de camere mari cu deschiderea de 50m, este un sistem ce se poate dovedi eficient din punct de vedere al stabilității.

Stabilirea unui factor exact de siguranță sau o limită de siguranță este importantă deoarece ruperea planșeelor de coroană poate apărea într-o varietate foarte largă, de la dezagregarea rocilor și diferite forme de colaps, la alunecarea de blocuri de roci intacte și ruperea coșurilor de surpare (Betournay, 1996).

Astfel că, există mai multe mecanisme de control a ruperii rocilor. Ruperea sub formă de forfecare pură este rară, după bazele de date înregistrate, dar este mai ușor de analizat ceea ce a condus la dezvoltarea metodelor analitice (Hoeck, 1989). Metoda, aplicată probabilistic, poate fi de un ajutor mai bun în definirea riscului acceptabil pentru o situație dată.

4.1.2.2. Analiza cu elemente finite a stării de tensiuni și deformații din pilierul de coroană

Descrierea modelelor

În vederea evaluării stabilității planșeului de coroană s-au utilizat modele de calcul cu elemente finite în deformație plană, în ipoteza comportamentului elastic, izotrop și liniar, într-o secțiune prin zăcământ NV-SE, perpendiculară pe camerele lungi dreptunghiulare (în conformitatea cu metoda de exploatare). De asemenea, pentru elaborarea modelelor în 2D, cu ajutorul programului CESAR-LCPC 2D, s-au făcut următoarele *supoziții simplificatoare* (Onica ș.a., 2011a, 2012e; Onica & Cozma, 2013):

a) Modelele cu elemente finite realizate sunt în conformitate cu secțiunile verticale din proiectul de exploatare, la nivelul extinderii maxime a exploatării în carieră (vatra finală a carierei la cota +790m) și în subteran, corespunzătoare exploatării a trei etaje succesive și anume, etajul I la cota vetrei de +690m, etajul II la +620m și etajul III la +550m (considerată ca fiind situația critică din punct de vedere al stabilității pilierului de coroană și al excavațiilor subterane), și care pot fi generate în ipoteza deformației plane;

b) Dimensiunile camerelor (50 x 50m), pilierilor (50 x 50m) și planșeelor între etaje (20m) sunt presupuse a fi egale pe întreg etajul;

c) Planșeul de coroană, la fundul carierei, are grosimea de 50m (pe lățimea de 183m), crescând progresiv până la grosimea maximă de 410m (pe lățimea de 367m), spre SE, datorită taluzului general al carierei; în secțiunea inferioară (la nivelul tavanului camerelor de la etajul I, la cota +740m), deschiderea planșeului de coroană este de 550m.

d) La nivelul tuturor etajelor în exploatare se consideră pilierii ca fiind perfect coaxiali, pe verticală;

e) Atât rocile înconjurătoare cât și minereul sunt presupuse a fi continue, omogene și izotrope, iar caracteristicile geomecanice utilizate în calcule sunt unele medii, reprezentative pentru întreg masivul de roci, respectiv de minereu;

f) Comportamentul in situ al rocilor înconjurătoare și al masivului de minereu se consideră a fi elastic, liniar și izotrop;

g) Deoarece scopul studiului nu a fost analiza stabilității taluzurilor, și dat fiind raportul de scară dintre model și dimensiunile treptelor, în model au fost eliminate treptele, cariera fiind reprezentată doar prin planele de taluz general;

h) Pâlniile de evacuare a minerului, datorită volumului mare al acestora, pentru simplificarea modelului, au fost considerate ca făcând parte din camerele de exploatare;

i) Planșeele dintre etaje au fost împărțite într-o zonă superioară, afectată de prezența lucrărilor miniere de pregătire, de cca.10m grosime (aferentă orizontului de sfărmare secundară, orizontului de transport și rostogolurilor) și caracterizată de niște caracteristici geomecanice echivalente și una inferioară, intactă, de la tavanul camerelor, cu grosimea tot de 10m;

j) Starea naturală de tensiuni este considerată ca fiind geostatică.

Modelul general (fig.4.5) a fost generat în 3 stadii diferite de exploatare, în care zăcământul este exploatat în totalitate în carieră (conform proiectului), iar în subteran sunt exploatate succesiv camerele de la etajul I la +690m, apoi cele de la etajul II la +620m și, în final, camerele de la etajul III la +550m. De asemenea, neavând la dispoziție valorile reale măsurate ale tensiunilor naturale din zăcământ, au fost generate, pentru fiecare dintre modelele amintite, 4 situații de încărcare geostatică a modelelor cu coeficienții de împingere laterală $k=0,2$, $k=0,5$, $k=0,75$ și $k=1$.

Având în vedere dimensiunile spațiului exploatat, pentru o precizie cât mai bună a calculelor s-a realizat modelul cu dimensiunile: $X=2898m/Y=930m$. Discretizarea modelului, respectiv a fiecărei regiuni, s-a realizat prin elemente finite de suprafață triunghiulare sau pătrate, cu interpolare pătratică (numărul total de noduri este de 43851; numărul total de elemente de suprafață este de 19654).

Caracteristicile minereului și rocilor înconjurătoare au fost considerate omogene și izotrope. Astfel că, au fost adoptate o serie de caracteristici medii, considerate de noi, ca reprezentative pentru comportamentul in situ al masivului de minereu, de roci și a planșeului afectat de lucrări miniere (tabelul nr.4.1.):

Tabelul nr.4.1. Valorile caracteristicilor geo-mecanice medii luate în considerare în modelele cu elemente finite

Caracteristica	UM	Valoarea		
		Minereu	Roci	Planșeu echivalent*
Densitatea aparentă, ρ_a	kg/m ³	2530	2460	2000
Greutatea specifică aparentă, γ_a	kN/m ³	25,3	24,6	20
Modulul de elasticitate, E	kN/m ²	9000000	8000000	6000000
Coeficientul lui Poisson, ν	Adim.	0,12	0,2	0,18
Rezistența la compresiune, σ_c	kN/m ²	54000	48600	-
Rezistența la tracțiune, σ_t	kN/m ²	5800	5200	-
Rezistența la forfecare, τ_f	kN/m ²	13200	12000	-
Coeziunea, C	kN/m ²	9000	8000	-
Unghiul de frecare interioară, φ	,°	30	27	-

***Observație:** valorile caracteristicilor geomecanice ale planșeului de etaj afectat de lucrările miniere de pregătire (planșeu echivalent) au fost evaluate ținând seama de volumul excavațiilor din planșeu

Condițiile inițiale de încărcare a modelului au fost considerate geostatice $[\sigma_o]$, corespunzătoare unor grosimi variabile a formațiunilor acoperitoare (până la suprafața inferioară a planșeului de coroană), între aprox. 440m și 50m – după exploatarea subterană și între 440m și 190m – fără exploatarea la zi (pentru a calcula și tensiunile reziduale).

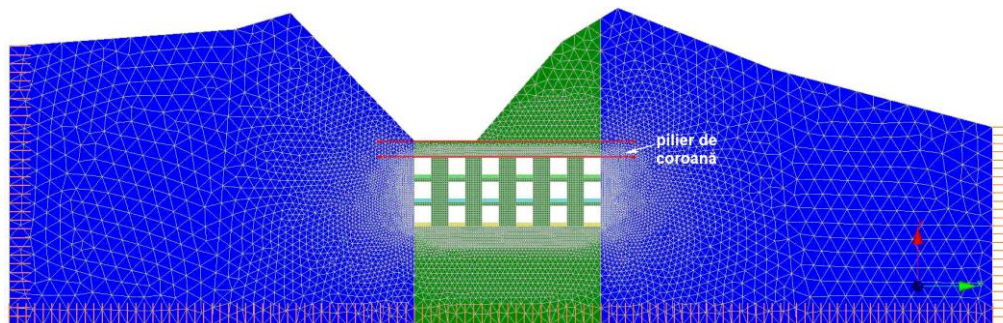


Fig.4.5. Discretizarea cu elemente finite a modelelor de exploatare a zăcămintului de cupru de la Roșia Poieni și secțiunile la limita „superioară” și „inferioară” a pilierului de coroană

Rezultatele calculelor au fost stocate sub formă grafică pe suprafața modelului (izovalorică, vectorială și tensorială) și în secțiuni predefinite -după planul superior (cota +790) și inferior (cota + 740) al planșeului de coroană. Rezultatele, prezentate în cele ce urmează, în conținutul lucrării sunt prelucrate în „Microsoft Office Excel”.

În vederea evaluării, în principal, a stabilității planșeului de coroană am luat în considerare dezvoltarea stării de tensiuni și deformații după secțiunile superioară și inferioară ale planșeului (Onica & Cozma, 2013), ca în figura.4.5.

Analiza stării de tensiuni și deformații

a) Analiza deplasărilor

Datorită configurației variabile a terenului de la suprafață, generată și de prezența carierei, orientarea vectorului deplasărilor totale este spre centrul carierei, dinspre NV și SE. În acest sens, pentru $k=0,2$ și 3 etaje exploatare, valoarea maximă a deplasărilor totale este de sub 0,3m. Acestea sunt rezultatul unor deplasări orizontale de max. 0,09m și verticale de sub 0,3m.

După cum se poate constata din analiza rezultatelor obținute sensul deplasărilor orizontale dezvoltate în planșeul de coroană este în direcția de la SE către NV, determinat de configurația terenului de la suprafață raportată la poziția relativă a golurilor de exploatare. De asemenea, depasarea verticală a acestuia sub acțiunea sarcinilor terenului este în totalitate de sus în jos.

În ceea ce privește planșeul de coroană, deplasările verticale v se atenuează pe măsura creșterii împingerii laterale. În schimb, deplasările orizontale u cresc semnificativ odată cu creșterea împingerii laterale.

În mod evident, valoarea deplasărilor verticale și orizontale devine tot mai mare odată cu avansarea în profunzime a exploatării etajelor.

De menționat că deplasările verticale sunt mai accentuate în planșeul de coroană, în zona din apropierea fundului carierei. În această zonă, deplasările orizontale sunt cele mai reduse. Dacă în secțiunea superioară a planșeului de coroană deplasările verticale sunt continue, în secțiunea inferioară a planșeului de coroană acestea variază funcție de prezența pilierilor, unde sunt semnificativ mai reduse.

b) Analiza tensiunilor

Tensiunile de compresiune dezvoltate în planșeul de coroană, în secțiunea superioară, sunt de peste 8-10 ori mai reduse decât rezistența la compresiune a masivului ($54\ 000\text{kN/m}^2$). În secțiunea inferioară tensiunile de compresiune, în general, sunt mai importante, local putând atinge un coeficient de siguranță la compresiune de minim 1,8.

În general, tensiunile de compresiune au valori cu mult sub limita de siguranță, iar local, în anumite colțuri dintre pilieri și planșeul de coroană și planeșeele de etaj, se poate atinge un coeficient de siguranță la limită, ceea ce ne determină să afirmăm că în aceste zone pot apărea fenomene de rupere prin compresiune (probabil, asociate cu alte tipuri de fenomene de rupere).

Tensiunile de tracțiune. Dacă în partea superioară a planșeului de coroană există o rezervă de siguranță importantă, de peste 500%, datorită faptului că, în afara tensiunilor de la fundul carierei, care sunt în stare biaxială de tensiuni, în restul planșeului tensiunile sunt în stare triaxială; în schimb, în secțiunea inferioară a planșeului de coroană există zone unde coeficientul de siguranță la tracțiune este nesemnificativ, cum ar fi: tavanul camerelor 4, 5 și 6, de la etajul I și vatra camerelor de la etajul III. Zonele cu probabilitatea cea mai mare de apariție a ruperii prin tracțiune fiind la nivelul camerelor 2 și 3, etajul I, colțul NV de intersecție dintre pilier și planșeul de etaj-vatră.

Tensiunile de forfecare sunt cele mai importante tensiuni din punct de vedere al studiului stabilității masivului de roci, alături de tensiunile de tracțiune. În secțiunea superioară a pilierului de coroană, tensiunile de forfecare sunt de cel puțin 3-4 ori mai reduse față de rezistența masivului ($13\ 200\text{kN/m}^2$). Iar în secțiunea inferioară sunt de cca.2-3 ori mai reduse. Ceea ce ne conduce la concluzia că nu există un risc evident de apariție a unor fenomene de rupere prin forfecare la nivelul planșeului de coroană.

Dacă studiem distribuția tensiunilor de forfecare în restul modelului constatăm că acestea pot depăși limita de rezistență la forfecare a masivului în special în colțurile SE, de intersecție dintre pilieri și vatră, la nivelul camerelor 4, 5 și 6, situate la etajul III.

Analiza stabilității planșeului de coroană după coeficienți de siguranță calculați cu criteriul de rupere Mohr-Coulomb

Vom introduce un criteriu de rupere, plecând de la curba intrinsecă a rocilor. Pentru un punct oarecare, caracterizat de o anumită stare de tensiuni, se determină cercul lui Mohr corespunzător și se raportează la curba intrinsecă a minereului.

În cazul nostru, pentru a aprecia stabilitatea planșeului de coroană și implicit pentru calculul coeficientului de siguranță CS (când: $C=9000\text{kN/m}^2$ și $\varphi = 30^\circ$) vom avea relația :

$$CS = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_2)} \cdot [15588.46 - 0.5 \cdot (\sigma_1 + \sigma_2)] \quad (4.1)$$

În ceea ce privește valoarea calculată a coeficientului de siguranță CS există trei cazuri de stabilitate:

- 1) $CS=1$, atunci când cercul lui Mohr și curba intrinsecă sunt tangente – rezultând o stabilitate la limită;
- 2) $CS<1$, atunci când cercul lui Mohr și curba intrinsecă sunt secante – rezultând condiții pentru apariția fenomenelor de rupere;
- 3) $CS>1$, atunci când starea de tensiuni este departe de fenomenul de rupere – rezultând un anumit grad de stabilitate, funcție de valoarea coeficientului de siguranță.

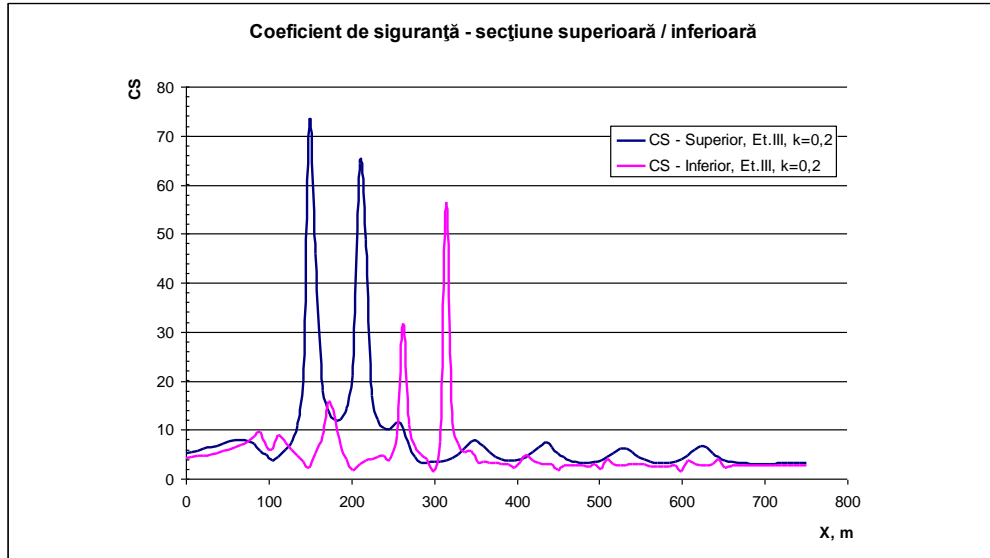
Dacă studiem valorile coeficienților de siguranță (fig.4.6.a) pentru 3 etaje exploatate și $k=0,2$, constatăm că atât pentru suprafața superioară cât și pentru cea inferioară a planșeului de coroană nu se atinge limita de rupere. Însă, cele mai reduse valori ale coeficienților de siguranță ($CS < 2$) sunt la nivelul colțului NV, camera 2 ($CS=1,8$) și camera 3 ($CS=1,4$) și la nivelul colțului SE, camera 4 ($CS=1,8$) și camera 6 ($CS=1,4$). În aceste zone ar putea exista riscul de apariție a unor fenomene locale de desprindere a minerului din tavan.

Odată cu creșterea împingerii laterale, pentru $k=0,5$ (fig.4.6.b), fenomenul de reducere a stabilității planșeului avansează, iar coeficienții de siguranță scad corespunzător sub valoarea 2 și în celelalte colțuri superioare ale camerelor situate la etajul I, la nivelul planșeului de coroană.

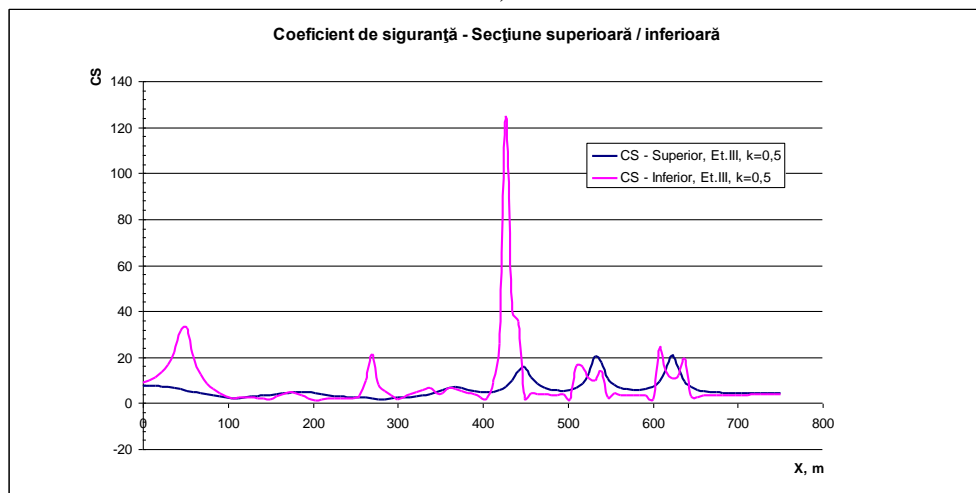
Pentru $k=0,75$ (fig.4.6.c) fenomenul de reducere a stabilității se extinde în planșeul de coroană la nivelul întregului tavan al camerelor, iar reducerea stabilității se instalează și în

secțiunea superioară a planșeului de coroană ($CS < 2$), în special în zona de la fundul carierei, respectiv deasupra camerelor 1 și 2.

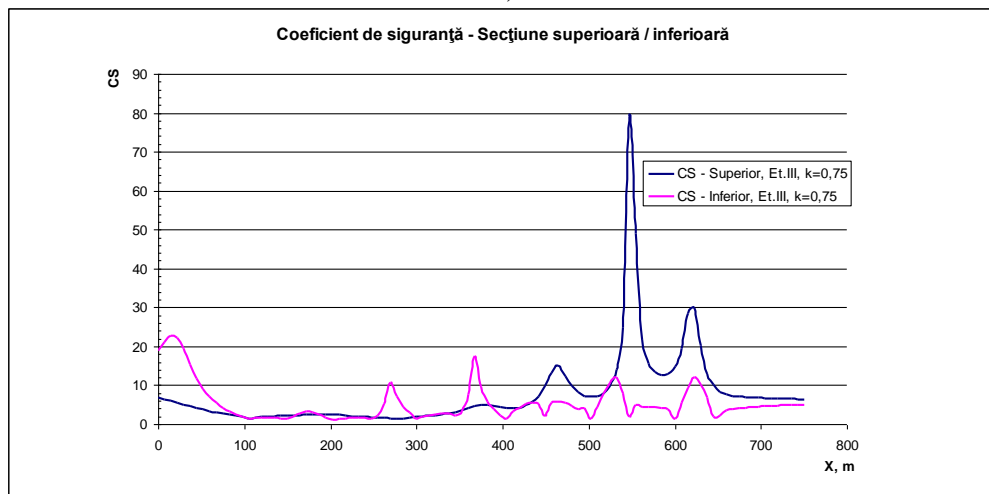
Pentru $k=1,0$ (fig.4.6.d), la nivelul superior al planșeului este afectată toată zona de deasupra camerelor 1, 2 și 3, de la etajul I. De asemenea, are loc o reducere substanțială a coeficienților de siguranță la nivelul tavanului camerei 2, colțul NV ($CS=0,924 < 1$), care evidențiază apariția colapsului în această zonă.



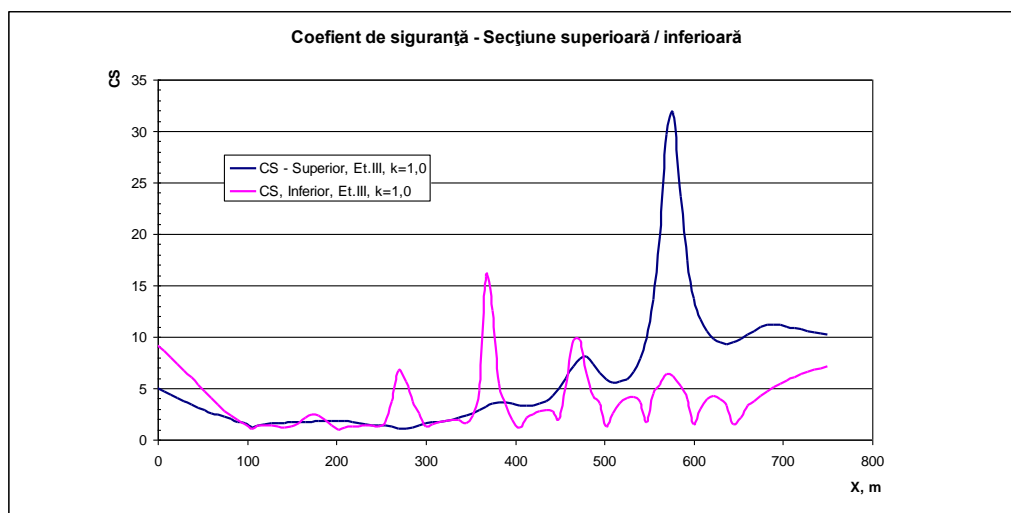
a)



b)



c)



d)

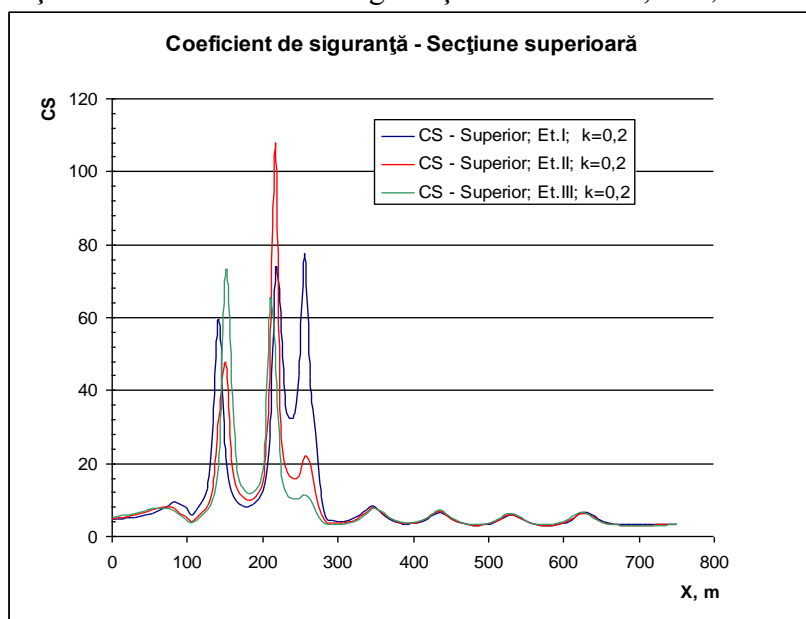
Fig.4.6. Distribuția coeficienților de siguranță de-a lungul suprafeței superioare și inferioare a planșeului de coroană, pentru următorii coeficienți ai împingerii laterale: a) $k=0,2$; b) $k=0,5$; c) $k=0,75$; d) $k=1,0$

În urma analizei datelor prezentate în figura 4.7 constatăm că nu există schimbări spectaculoase în stabilitatea planșeului de coroană odată cu exploatarea în adâncime a etajelor. Scăderea remarcabilă a coeficienților de siguranță are loc doar în zona camerelor 2 și 3, la nivelul superior al planșeului de coroană (fig.4.7.a) și în zona camerelor 1și 2, la nivelul inferior al acestuia (fig.4.7.b). Acest lucru se explică prin amplificarea sarcinilor dezvoltate dinspre versantul SE al taluzului general al carierei.

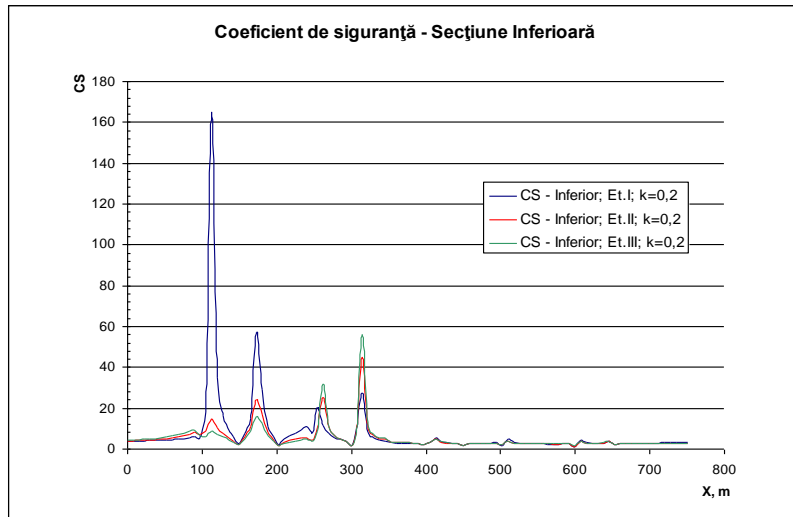
Variația stării de tensiuni și deformații din model odată cu avansarea în adâncime a exploatării zăcămintului și analiza de sensibilitate a rezultatelor modelului la variația valorilor coeficienților împingerii laterale

Analiza s-a limitat la distribuția parametrilor în secțiunea inferioară a planșeului de coroană, considerată ca fiind cea mai reprezentativă pentru analiza de stabilitate, neexistând abateri semnificative de la concluziile analizei.

Astfel că, din figura 4.8 se observă că *deplasările orizontale* cresc de cca.2,5 ori odată cu trecerea de la exploatarea unui etaj până la exploatarea integrală a celor 3 etaje (fig.4.8). În ceea ce privește influența împingerii laterale, deplasările orizontale cresc cu cca. 50-60% pentru fiecare creștere a coeficientului de siguranță cu valoarea 0,2 - 0,3.



a)



b)

Fig.4.7. Variația coeficienților de siguranță funcție de creșterea în adâncime a exploatării

În schimb, după cum era de anticipat, *deplasarea verticală* este mai puțin sensibilă la variația împingerii laterale (fig.4.9), fiind mai pregnantă în apropierea fundului carierei. Însă, creșterea adâncimii de exploatare are un impact semnificativ asupra deplasării verticale a planșeului de coroană, mai puțin în zona fundului carierei și mai pronunțat înspre zona flancului SE al acesteia (fig.4.9).

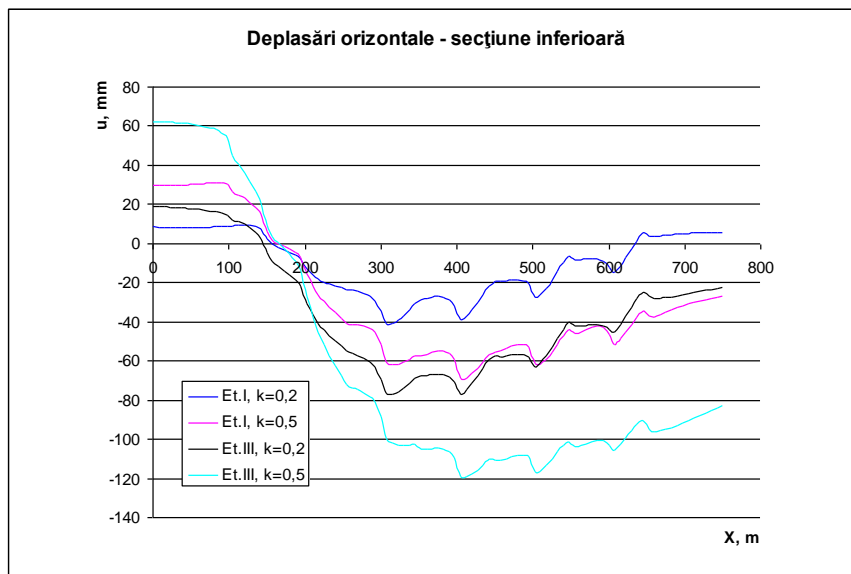


Fig.4.8. Variația deplasărilor orizontale în planșeul de coroană, secțiunea superioară, funcție de etajele exploatare în adâncime și de coeficientul împingerii laterale

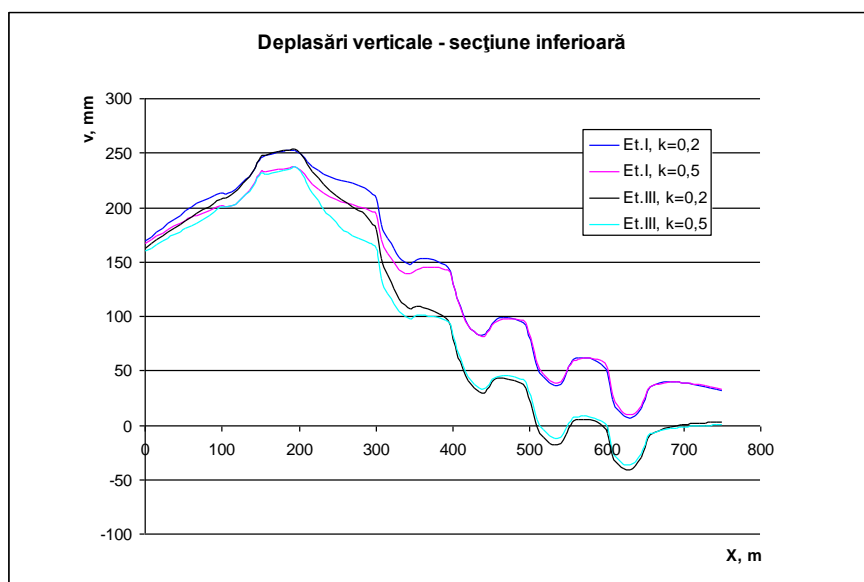


Fig.4.9. Variația deplasărilor verticale în planșul de coroană, secțiunea superioară, funcție de etajele exploatare în adâncime și de coeficientul împingerii laterale

Tensiunile de forfecare sunt influențate atât de împingerea laterală cât și de exploatarea în profunzime a etajelor (fig.4.10). Tensiunile de forfecare dezvoltate în planșul de coroană, secțiunea inferioară, sunt influențate în mod esențial de k , adăugându-se la nivelul fundului carierei, aproximativ $1\ 000\text{kN/m}^2$ pentru fiecare creștere a coeficientului k cu valoarea de cca.0,2-0,3. În restul planșului, spre zona de SE, incrementul creșterii tensiunilor de forfecare este cu doar 200-300 kN/m^2 .

Odată cu avansarea în profunzime a exploatării, cu fiecare etaj, creșterea tensiunilor de forfecare în planșul de coroană – secțiunea superioară, la nivelul fundului carierei, este cu aprox.30-40%.

Tensiunile de tracțiune sunt cel mai puțin influențate de împingerea laterală, constatând creșteri importante cu fiecare creștere a lui k (fig.4.11). Dacă creșterea tensiunilor de tracțiune este de sub 1000kN/m^2 pentru fiecare etaj nou exploatat, în cazul lui k creșterea este de sub 3000kN/m^2 pentru fiecare creștere a lui k cu o valoare de 0,2-0,3.

Din figurile 4.12 și 1.13 se poate constata că *tensiunile principale maxime și minime* sunt influențate în mod esențial atât de valoarea împingerii laterale cât și coborârea în adâncime a exploatării.

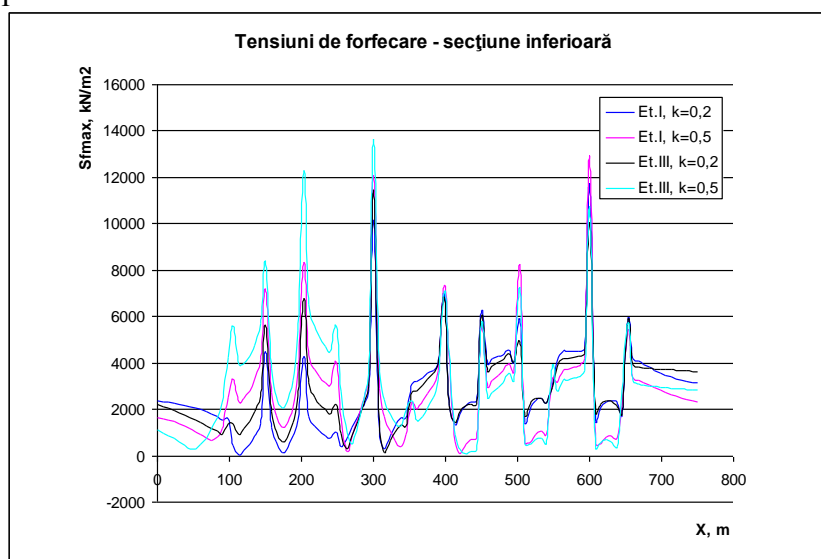


Fig.4.10. Variația tensiunilor de forfecare maxime în planșul de coroană, secțiunea superioară, funcție de etajele exploatare în adâncime și de coeficientul împingerii laterale

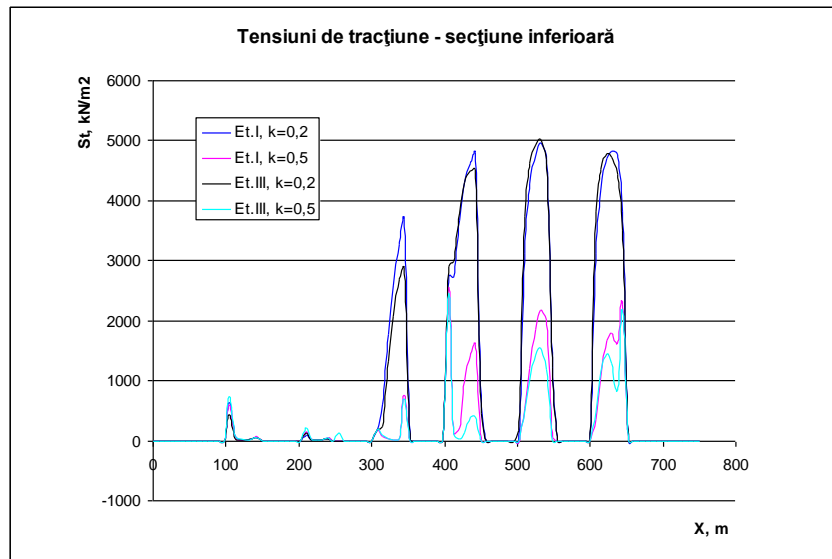


Fig.4.11. Variația tensiunilor de tracțiune în planșul de coroană, secțiunea superioară, funcție de etajele exploatare în adâncime și de coeficientul împingerii laterale

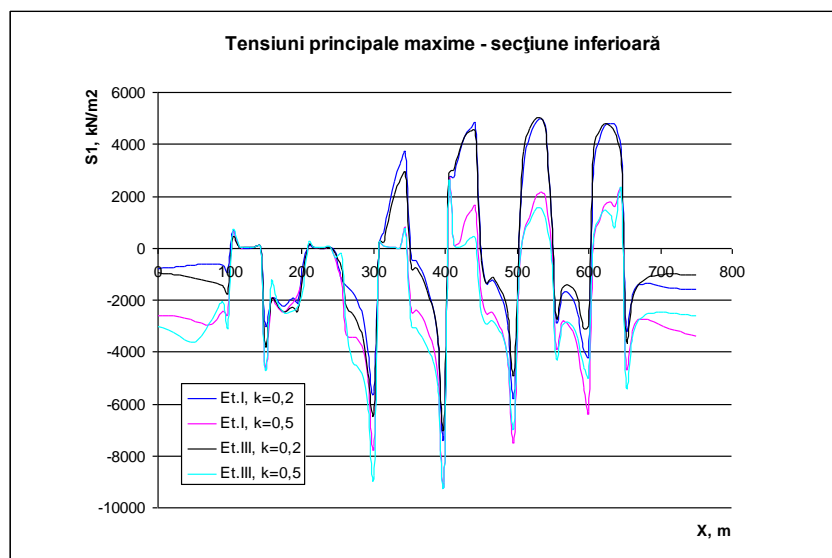


Fig.4.12. Variația tensiunilor principale maxime în planșul de coroană, secțiunea superioară, funcție de etajele exploatare în adâncime și de coeficientul împingerii laterale

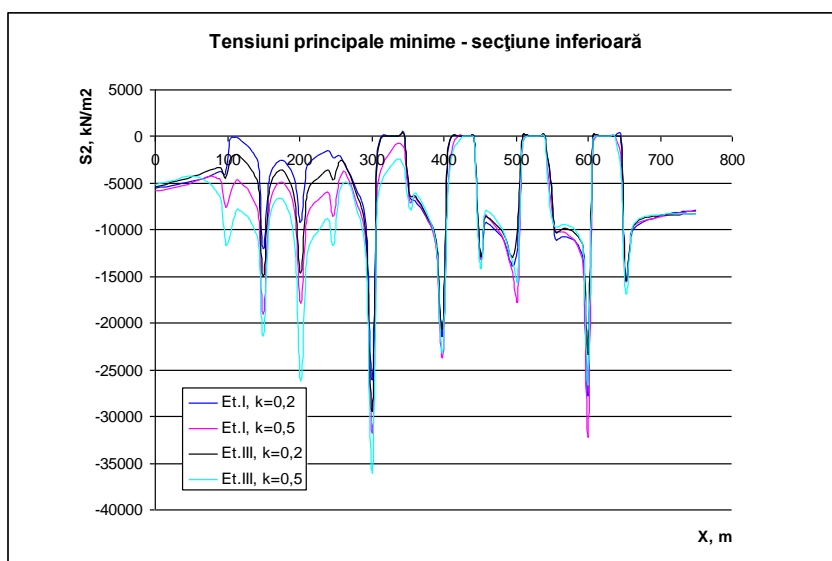


Fig.4.13. Variația tensiunilor principale minime în planșul de coroană, secțiunea superioară, funcție de etajele exploatare în adâncime și de coeficientul împingerii laterale

4.2. ANALIZA STABILITĂȚII SUSȚINERII GALERIILOR DE SUBETAJ DE LA MINA FAGU CETĂȚII – BĂLAN, PE BAZA TEORIEI ECHILIBRULUI LIMITĂ

4.2.1. Introducere

Exploatarea zăcământului din perimetrul minei Fagu Cetății, din cadrul E.M.Bălan, a început cu metoda de exploatare cu surpare în subetaje, sub o pernă de protecție, realizată inițial la nivelul orizontului -590m. Deoarece zăcământul este format din corpuri de minereu neregulate cu înclinare peste 70° , grosimi și extinderi variabile (grosimi de la 2,5m la 30m, respectiv extindere pe direcție de până la 150m), cu intercalații groase de roci sterile între corpurile de minereu, proiectantul a conceput dispunerea galeriilor de pregătire direcțional pe zăcământ (fig.4.14), evitând astfel extragerea rocilor sterile pe perioada săpării galeriilor și necesitatea extragerii selective a minereului în faza de exploatare (Lețu & Onica ș.a., 1988). Mineralizațiile corpurilor de minereu constau din calcopirită și pirită cu un conținut mediu de 0,6-0,7% Cu și sunt localizate în șisturi cloritoase, șisturi clorito-cuarțitice, șisturi sericitoase etc., cu greutate specifică cuprinse între 0,026 și 0,0365MN/m³ și rezistențe la compresiune de 23-125MPa. În general, rocile s-au dovedit ușor surpabile și alterabile sub influența apelor de infiltrație (Lețu & Semen & Onica ș.a., 1989; Lețu & Onica ș.a., 1988).

Utilizarea mașinii de încărcat și transportat LK-1, de mare productivitate, a impus creșterea dimensiunilor secțiunii transversale a galeriilor de subetaj la 3,5m înălțime și 4m lățime, susținute în cadre de lemn de brad. În acest context, s-a prevăzut menținerea între galeriile de subetaj a unui pilier de aproximativ 4m lățime, extras ulterior în retragere, la nivelul subetajului inferior. Necesitatea de înscriere în curbă a mașinilor de încărcat și transportat, la nivelul intersecțiilor, a determinat supralărgirea acestora până la lățimea de 5-6m. Planșeul de minereu dintre două subetaje succesive are înălțimea de 4m, creându-se posibilitatea de execuție în faza de exploatare a unor găuri lungi de sondă în evantai de 11,5m.

Mărirea secțiunii lucrărilor miniere de subetaj și supralărgirea intersecțiilor au determinat amplificarea stării de tensiuni din jurul lucrărilor miniere și reducerea stabilității acestora. De asemenea, datorită dimensiunilor relativ reduse ale pilierilor dintre galerii, concentrarea tensiunilor asupra lor a crescut considerabil, determinând mărirea presiunii dezvoltate din pereți. Ca urmare, după executarea unei galerii paralele, se constată o suprapunere a efectelor stării de tensiuni și deformarea intensă a rocilor înconjurătoare.

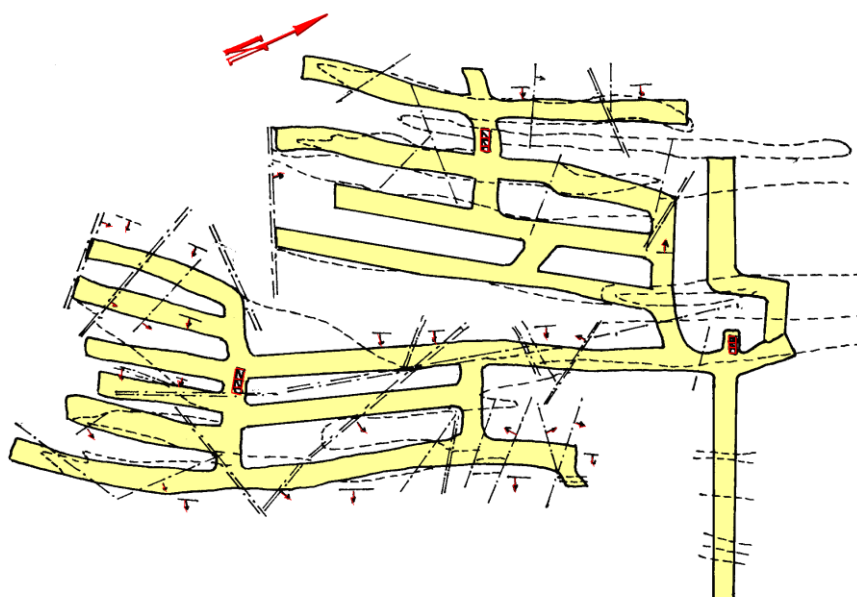


Fig.4.14. Amplasarea direcțională a galeriilor de pregătire în cadrul metodei de exploatare cu surpare în subetaje de la mina Fagu Cetății (Onica ș.a., 2001)

4.2.2. Deformarea galeriilor de subetaj

Ca o caracteristică a zăcămintului se poate menționa structura accentuat șistoasă, cu coeziune redusă după planele de stratificație, coeziune care, sub influența tensiunilor și a undelor dinamice dezvoltate de lucrările de împușcare, scade foarte mult, permițând fisurarea și dezvoltarea unor prisme de alunecare pe suprafețele slăbite. Procesul de slăbire se propagă ușor în sens ascendent și cuprinde practic întregul planșeu de 4m situat sub perna de rambleu, care este subminat de galeriile de subetaj dispuse după direcția planurilor de stratificație. Acest proces tipic de deformare a fost elucidat în urma observațiilor de la mina Fagu Cetății, unde s-a produs o surpare de intensitate redusă, la cca.5m de intersecție (fig.4.15), putându-se face o serie de constatări.

Fenomenul s-a desfășurat etapizat, manifestându-se cu deformări progresive ale susținerii, până la distrugerea integrală a acesteia.

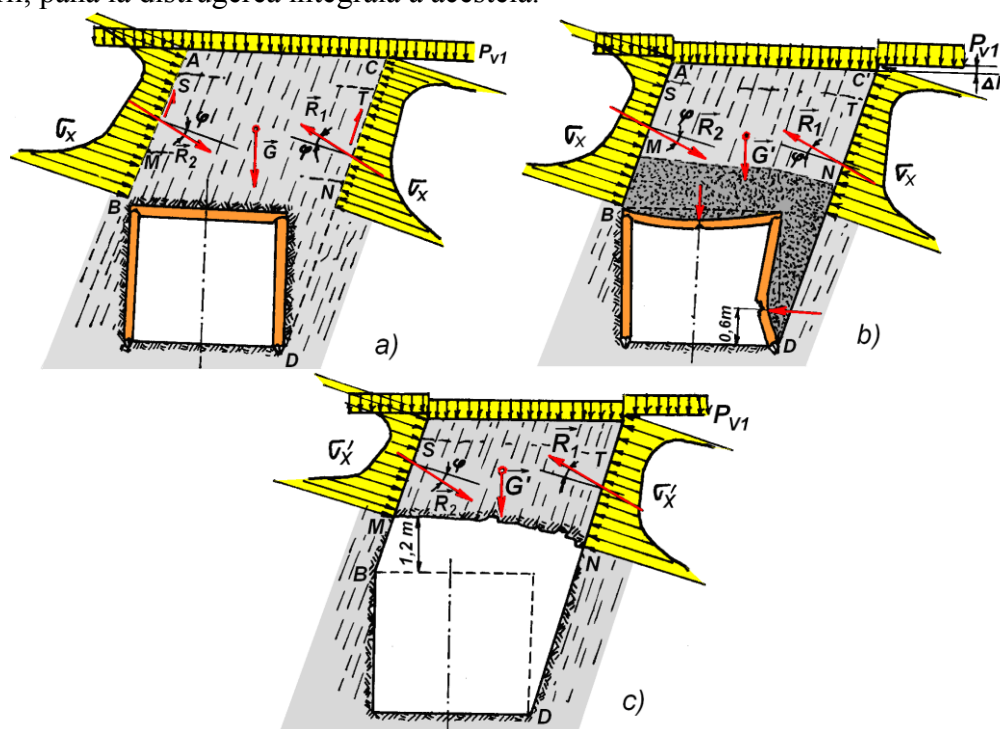


Fig.4.15. Modul de deformare a minereului în condițiile amplasării direcționale a galeriilor de subetaj la mina Fagu Cetății (Onica ș.a., 2001)

Datorită forțelor de gravitație ce au acționat asupra plăcii de minereu situată deasupra excavației create, la care s-a mai adăugat și undele seismice generate în urma exploziilor repetate în procesul de săpare al galeriilor de subetaj și de exploatare propriu-zisă, în tavanul galeriei – dispusă direcțional cu planele de stratificație - s-a fisurat prisma $ABCD$ după suprafețele de stratificație slăbite AB și CD , cu o coeziune mult mai redusă față de starea inițială nederanjată a masivului (fig.4.15.a). Prisma de alunecare $ABCD$ a fost menținută în echilibru datorită forțelor de rezistență \vec{R}_1 și \vec{R}_2 și de coeziune redusă \vec{C} , care s-au opus deplasării acesteia sub influența greutății proprii \vec{G} și a presiunii rocilor surpate \vec{P}_{v1} .

Pe parcursul timpului, coeziunea rocilor de pe suprafețele AB și CD și-a redus mult din valoare, sub influența factorilor amintiți. Forțele de rezistență care s-au opus alunecării au fost depășite și prisma s-a deplasat progresiv, acționând din tavan și din peretele drept al galeriei.

Datorită solicitărilor excesive ale grinzii și stâlpului din dreapta, a început procesul de deformare după planul axial al galeriei, la aproximativ 0,6m de vatră (fig.4.15.b), până la distrugerea completă a cadrului de susținere.

Sub influența tensiunilor laterale σ_x distribuite uniform, conform epurei din figura 4.15, pe planele MN și ST s-au produs în timp fracturi aproximativ perpendiculare pe stratificație, în zonele unde tensiunile laterale au avut concentrări maxime, ceea ce a determinat – după distrugerea elementelor de susținere – desprinderea unei prisme $BMND$ din masiv, după planul MN , la circa 2m înălțime de tavanul galeriei, corespunzătoare a două câmpuri de armare – aproximativ 2m (fig.4.15.c).

Prin detașarea greutateii $\Delta G = G - G'$ din prisma $ABCD$ s-a ajuns din nou la un echilibru al forțelor, respectiv la încetarea deplasării prisme, și o redistribuire a tensiunilor.

Dacă nu s-ar fi luat măsuri urgente de ridicare a surpării, fenomenul ar fi continuat până la distrugerea integrală a prisme de alunecare și s-ar fi ajuns implicit la compromiterea lucrării miniere.

Se poate anticipa că starea viitoarelor planșee de minereu se va îmbunătăți – cu influențe favorabile asupra galeriilor de subetaj – o dată cu exploatarea subetajelor inferioare, prin creșterea distanțelor succesive dintre două suprafețe libere orizontale de la 4m la 11,5m, determinată de geometria dispunerii pe verticală a galeriilor de subetaj.

Importanța analizei fenomenului de surpare amintit constă în stabilirea bazelor teoretice pentru calculul presiunii miniere în galeriile direcționale de subetaj, specifice condițiilor geo-miniere ale minei Fagu Cetății.

4.2.3. Calculul presiunii exercitate asupra susținerii galeriilor de subetaj

La elaborarea calculului s-a considerat că asupra tavanului lucrării miniere acționează greutatea \vec{G} a prisme de alunecare $ABCD$ (fig.4.16.a), după suprafețele slăbite AD și BC , și care preia sarcina \vec{P}_{v1} , generată de presiunea p_{v1} a rocilor surpate. Acestea acționează însumat asupra tavanului DC sub forma unei sarcini verticale \vec{Q} .

Deplasarea acestor sarcini este diminuată de forțele de rezistență \vec{R}_1 și \vec{R}_2 aferente planelor AD , respectiv BC și înclinate față de normala la plan cu unghiul de frecare interioară φ , care tind să mențină prisma $ABCD$ în echilibru.

Presiunea p_{v1} , generată de rocile surpate asupra prisme $ABCD$, se calculează cu relația lui Mahno (Hirian 1981; Popescu & Todorescu 1982):

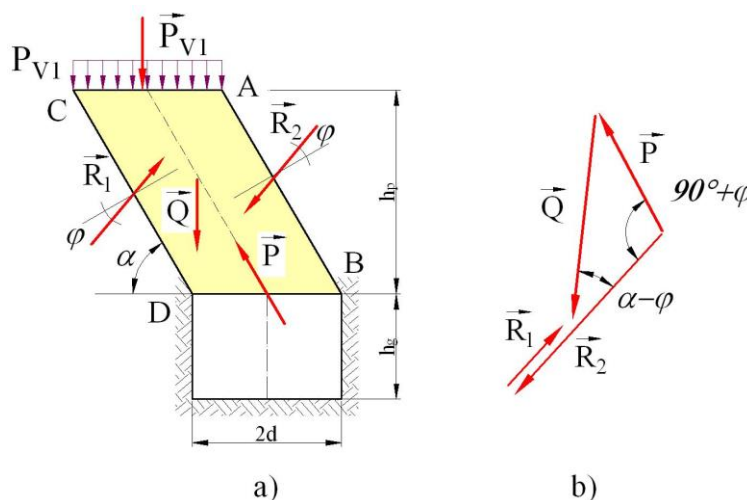


Fig.4.16.Mecanismul formării presiunii miniere asupra tavanului galeriilor de subetaj amplasate direcțional față de zăcământ la mina Fagu Cetății (Onica ș.a., 2001)

$$p_{v1} = K_2 \cdot \frac{\gamma_a \cdot a^2}{f}, [\text{MN/m}] \quad (4.2)$$

unde: K_2 este un coeficient care depinde de mărimea și natura materialului granular; a – semideschiderea galeriei de subetaj, m; γ_a - greutatea volumică a rocilor surpate, MN/m^3 ; f – coeficientul de tărie a rocilor după Protodiakonov.

Însumând forțele care acționează asupra prisme de alunecare (fig.4.16.b), vom obține relația de calcul a reacțiunii susținerii \vec{P} , care se opune mișcării prisme de alunecare, înclinată cu unghiul α față de orizontală:

$$P = Q \cdot \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos \varphi}, [\text{MN/m}] \quad (4.3)$$

Scriind componenta verticală a reacțiunii \vec{P} ca fiind $P_v = P \cdot \sin \alpha$, presiunea asupra tavanului va avea forma:

$$p_v = \frac{1}{2a} \cdot P_v, [\text{MPa}] \quad (4.4)$$

Ținând seama de relațiile de mai sus, se ajunge la forma finală a relației de calcul a presiunii verticale asupra tavanului lucrării miniere (Onica ș.a., 2001):

$$p_v = \left(\gamma \cdot h_p + K_2 \cdot \frac{\gamma_a \cdot a}{2 \cdot f} \right) \cdot \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos \varphi} \cdot \sin \alpha, [\text{MPa}] \quad (4.5)$$

Presiunea dezvoltată din peretele lucrării miniere se calculează în mod analog, conform figurii 4.17, rezultând, în final, următoarea relație (Onica ș.a., 2001):

$$p_l = \left[\gamma \cdot \left(h_p + \frac{h_g}{2} \right) + K_2 \cdot \frac{\gamma_a \cdot h_g \cdot \text{ctg} \alpha}{f} \right] \cdot \frac{\cos^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \varphi)}{\sin \alpha \cdot \cos \varphi}, [\text{MPa}] \quad (4.6)$$

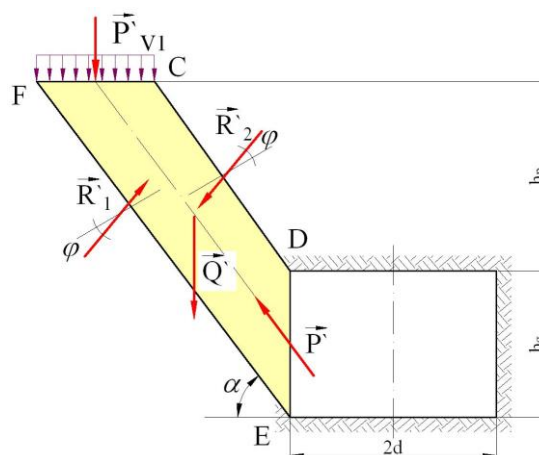


Fig.4.17. Formarea prismelor de alunecare în pereții galeriilor de subetaj amplasate direcțional față de zăcământ (Onica ș.a., 2001)

Considerăm pentru cazul studiat de la mina Fagu Cetății următoarele valori medii ale parametrilor luați în calculul presiunilor: $h_p = 4\text{m}$; $\gamma = 0,0283\text{MN/m}^3$; $\gamma_a = 1/K_{ar} \cdot \gamma = 0,0218\text{MN/m}^3$ (K_{ar} este coeficientul de afânare remanentă); $K_2 = 2,3$; $h_g = 3,5\text{m}$; $a = 2\text{m}$; $f = 3,35$;

$\alpha=70^\circ$; $\varphi=33^\circ$. În aceste condiții, valorile presiunilor exercitate asupra susținerii galeriilor de subetaj sunt: $p_v=0,086\text{MPa}$ and $p_f=0,016\text{MPa}$.

În zona de intersecție a galeriilor de subetaj influența inersecțiilor, după Peng (1986), se extinde la peste 9-21m iar concentrarea tensiunilor poate atinge $2,5-4,6 \cdot \gamma_a \cdot H$ - unde H este adâncimea de situare a lucrărilor miniere (Sirokov, 1976). Bazate pe rezultatele obținute din analiza de stabilitate, se poate arăta că în zonele de intersecție, unde deschiderea galeriilor de subetaj atinge 6m, presiunea exercitată pe sistemul de susținere depășește 0,3 – 0,4MPa. Aceste valori demonstrează că cele mai multe surpări au pornit din zonele de intersecție a galeriilor de subetaj.

4.2.4. Măsuri tehnice pentru îmbunătățirea stabilității galeriilor de subetaj

Pentru a preveni apariția surpărilor și îmbunătăți stabilitatea galeriilor de subetaj de la mina Fagu Cetății – Bălan, au fost propuse următoarele măsuri (Onica ș.a., 2001):

1) Să se treacă, în continuare, la exploatarea cu galerii transversale de subetaj (fig.4.18), galerii care, traversând planele de stratificație ale zăcământului, elimină posibilitatea desprinderii prismelor de alunecare ce înrăutățesc stabilitatea lucrărilor miniere. O astfel de metodă permite reducerea la minim a duratei de existență a intersecțiilor, cu implicații favorabile asupra stabilității acestora;

2) Galerile direcționale de pregătire să formeze cu galeriile transversale un unghi de 70° , care să permită înscrierea în curbă a mașinii de încărcat și transportat LK-1, fără a fi necesară supralărgirea acestora în intersecții;

3) Intersecțiile dintre galeriile de subetaj să fie susținute suplimentar cu ancore, care să fie dispuse perpendicular pe planele de stratificație ale zăcământului;

4) Lucrările de împușcare produse în apropierea intersecțiilor să fie reduse la minimum necesar.

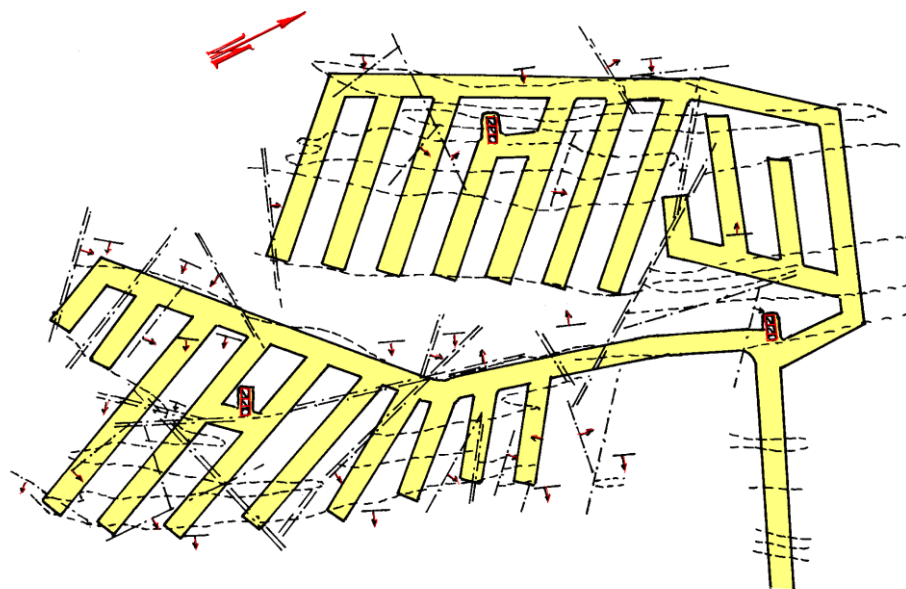


Fig.4.18. Amplasarea transversală a galeriilor de subetaj propusă pentru mina Fagu Cetății (Onica ș.a., 2001)

4.3. CREȘTEREA STABILITĂȚII ABATAJELOR PRIN UTILIZAREA METODEI DE EXPLOATARE CU SUSȚINERE CU CABLURI DE ANCORARE ȘI RAMBLEIERE ÎN CONDIȚIILE ZĂCĂMÂNTULUI DE MOLIBDEN DIN ZONA BĂIȚA-ȘTEI

4.3.1. Geologia zăcământului

Regiunea în care se încadrează, din punct de vedere geologic și structural câmpul de exploatare Băița-Molibden (Băița Ștei), este situată în partea de nord-vest a Munților Bihor (Oncioiu & Onica ș.a., 1999; Onica ș.a., 2000).

Câmpul minier aferent minei Băița-Molibden este situat în cursul superior al văii Băița și se caracterizează, sub aspect geologo-structural, prin prezența în adâncime, la cca.1000m, a unui plutonit intrusiv de compoziție granito - granodioritică, deasupra căruia sunt dispuse unitățile tectonice și anume: unitatea de Bihor; unitatea de Codru și unitatea de Arieșeni.

Formațiunile sedimentare mezozoice și paleozoice, aparținând acestor unități sunt străbătute de corpuri de roci eruptive, care reprezintă derivatele filoniene ale magmatismului banatic.

În ceea ce privește tectonica zăcământului, structurile disjunctive din cuprinsul regiunii Băița Bihor se remarcă prin existența a două sisteme principale de fracturi: falii orientate NV - SE și falii dispuse pe direcția NE - SV. Din primul sistem amintim faliile Blidar și Băița-Bulz, din cel de-al doilea falia Antoniu și falia Valea Băii - Valea Mare.

Formarea acestui zăcământ complex, ce a făcut obiectul exploatării și valorificării cuprului, molibdenului, zincului, plumbului, bismutului, aurului, argintului și skarnelor wollastonitice a fost controlată de o serie de factori cum ar fi: factorul magmatic, factorul structural-tectonic și factorul litologic.

Printre altele, au fost evidențiate corpuri cu skarne formate pe seama rocilor carbonatice (dolomite și calcare) și corpuri de metasomatite impregnate cu mineralizații polimetalice, conturate pe zone de fracturi adânci. Pe zona de puternică falie și fisurație în rocile dolomitice ale unității de Codru au fost în loc stoc-uri masive de skarne magneziene: Sturzu Vechi, Filonul de Plumb, Sturzu Nou, Antonio, Tereza, Pregna, Baia Roșie (Oncioiu & Onica ș.a., 1999; Onica ș.a., 2000).

S-a observat prezența mineralelor de Cu, Pb, Zn, Bi în apropierea dolomitelor și a celor de Mo și W, în apropierea corneenelor, astfel că au putut fi evidențiate rezerve de minereuri de molibden în baza corpului Antonio. Minereul polimetalic cu conținut de molibden este constituit, în principal din molibdenit, căruia i se asociază wolframul sub formă de scheelit și alte minerale. Din acest tip de minereu se valorifică sub formă de concentrate molibdenul și cuprul, pe lângă care se mai pot valorifica wolframul, plumbul și zincul. Deoarece skarnele wollastonitice conțin peste 60% wollastonit, în zona Băița Bihor și acestea constituie obiectul exploatării.

Corpurile de minereu au înclinări medii și mari, peste 25-40° și grosimi variabile, care pot ajunge la peste 25-30m. Extinderea acestora pe direcție și pe înclinare este de ordinul sutelor de metri.

4.3.2. Metoda de exploatare cu susținerea cu cabluri de ancorare a masivului de minereu și rambleiere integrală a spațiului exploatat

Deși minereul și rocile înconjurătoare sunt tari și foarte tari nu prezintă o stabilitate suficientă pentru a nu necesita susținere deoarece sunt puternic fracturate. De exemplu, corpul Antonio este străbătut de două familii principale de plane de fracturare, orientate divergent și înclinate la cca. 30-40° față de orizontală și alte fracturi secundare, care prin intersecție pot forma prisme, care se pot detașa după planele de minimă rezistență (fig.4.19). Prezența mineralelor de molibden în masa de minereu reduc coeziunea și unghiul de frecare interioară

după planele de minimă rezistență, contribuind suplimentar la pericolul apariției căderilor de blocuri în abataj.

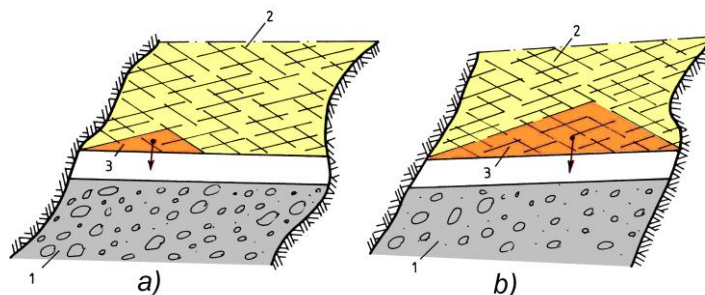


Fig.4.19. Formarea blocurilor de surpare după planele de fracturare (Onica ș.a., 2000)

a) căderi de blocuri izolate; b) surpări generalizate

1-masiv de rambleu; 2-masiv de minereu fisurat; 3-prismă de surpare

Pe măsura apropierii cu felia de exploatare de limita superioară a corpurilor de minereu și de zonele exploatare, are loc o concentrare tot mai accentuată a tensiunilor pe frontul de abataj, măriindu-se probabilitatea de apariție a surpărilor de minereu în abataj (fig.4.20).

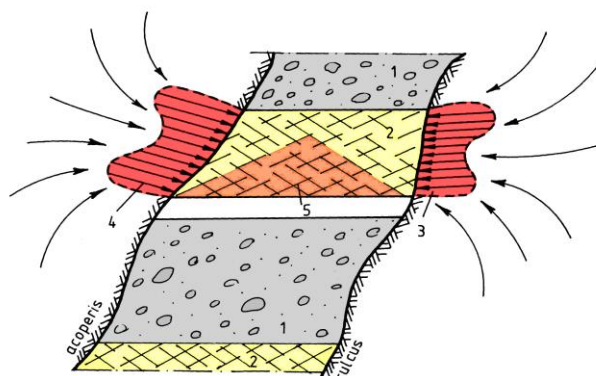


Fig.4.20. Concentrarea tensiunilor pe zonele superioare ale corpurilor de minereu (Onica ș.a., 2000)

1-masiv de rambleu; 2-masiv de minereu fisurat; 3-concentrarea tensiunilor normale pe culcuș;

4-concentrarea tensiunilor normale pe acoperiș; 5-prismă de surpare

Din cauza celor prezentate mai sus, deși ar părea că minereul și rocile înconjurătoare dețin o stabilitate suficientă pentru a nu fi susținute totuși, pentru a asigura securitatea muncii în abataj, metoda adoptată pentru exploatarea acestor corpuri groase de minereu este în felii orizontale (în variantele cu fâșii direcționale și transversale, funcție de grosimea corpului de minereu) extrase ascendent, cu dirijarea presiunii prin susținerea și rambleierea spațiului exploatat (Covaci ș.a, 1999; Onica, 2001b). Deși metodele cu susținere și rambleiere sunt printre cele care asigură cel mai mare grad de siguranță din abataj, totuși prezintă dezavantajul unui mare consum de lemn și implicit costuri și productivități mai reduse. Menționăm că rambleul se obține din mori de rambleu excavate în rocile înconjurătoare prin perforare-puşcare și depuse în spațiul exploatat cu ajutorul mașinilor de încărcat și transportat.

Mai mult decât atât, pentru a crește eficiența exploatării zăcământului, s-a renunțat la utilizarea susținerii în abataj, nerespectându-se astfel metoda cadru de exploatare, practic utilizându-se o metodă de exploatare în felii orizontale ascendente cu rambleierea integrală a spațiului exploatat. Având în vedere stabilitatea zăcământului de minereu, exploatarea avea loc sub un risc permanent de apariția unor surpări în abataj.

Introducerea, pe plan mondial, a susținerilor cu cabluri de ancorare în locul celor din lemn, în cadrul metodelor de exploatare în felii orizontale cu rambleierea integrală a spațiului exploatat a făcut să fie eliminate dezavantajele legate de susținere, îmbunătățindu-se radical

atât performanțele economice obținute în aceste abataje, cât și gradul de securitate (Onica ș.a., 2000).

Trebuie menționat că, deoarece metoda de pregătire rămâne neschimbată (fig.4.21) aceste tehnologii ce conțin susținerea minereului cu cabluri de ancorare se pot aplica în orice etapă de dezvoltare a exploatării blocurilor, fără nici o modificare în sistemul de lucrări miniere de pregătire.

Principalele condițiile de aplicare a acestor metode de exploatare sunt: corpuri groase de minereu (cu grosimea de la 2-3m la câțiva zeci de metri) neregulate și înclinarea peste 30-40°; minereu și roci înconjurătoare de tărie mare, cu o densitate de fracturare pronunțată.

Schema de amplasare a cablurilor, dimensiunile acestora și densitatea de ancorare sunt funcție de modul de fracturare a corpului de minereu, acestea proiectându-se pentru fiecare caz în parte. În lipsa unor studii corespunzătoare, practicarea susținerii cu cabluri se va face luând în considerare niște parametri de susținere acoperitori.

Din punct de vedere al dotării cu echipamente de abataj, pe lângă mașina de încărcat și transportat, utilizată atât la încărcarea și transportul minereului în abataj, cât și a rambleului mai sunt necesare o instalație de forat găuri de sondă cu o lungime de maxim 15-20 m și diametrul de 51-52mm (de tipul celor folosite la exploatarea în subetaje) și o instalație de injectat lapte de ciment. Ținând seama de reducerea substanțială a costurilor din abataj și creșterea importantă a producției și productivității muncii, valoarea investiției în echipamentele necesare pentru punerea în operă a susținerilor din cabluri de ancorare este nesemnificativă.

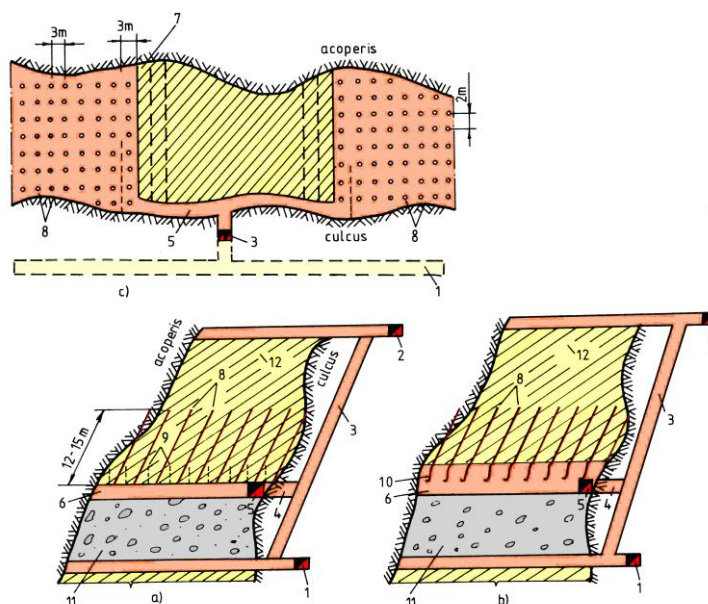


Fig. 4.21. Metoda de exploatare în felii orizontale ascendente, extrase cu fâșii transversale, cu rambleierea spațiului exploatat și susținerea minereului cu cabluri de ancorare (Onica ș.a., 2000)

a) Secțiune transversală - faza de perforare a găurilor; b) Secțiune transversală - faza după împușcare; c) Secțiune în plan orizontal

- 1-galerie direcțională de etaj de transport; 2- galerie direcțională de etaj de aeraj;
 3-suitor în rocile sterile din culcuș; 4 -galerie transversală de felie; 5-preabataj direcțional;
 6-felie în exploatare; 7-fâșie transversală; 8-cabluri de ancorare; 9-găuri de mină obișnuite; 10-capetele cablurilor după împușcare; 11-masiv de rambleu; 12-masiv de minereu

Este, în general, admis că rolul principal al cablurilor de ancorare este de a ramfora masivul de roci, față de susținerea portantă care aplică o forță reactivă la suprafața masivului. Aceasta se verifică, mai ales, în masivele fracturate unde cablurile servesc la creșterea rezistenței la forfecare și a dilatanței discontinuităților (Windsor, 1992).

În fig. 4.22. se prezintă șase deplasări posibile la intersecția unui cablu cu o discontinuitate (trei rotații și trei translații) și încărcarea corespunzătoare a cablului. Acestea

pot antrena mișcări complexe ce pun în joc încărcări axiale, tangențiale, de torsiune și de flexiune a cablului. Până acum, mișcările axiale ale cablurilor au fost cele mai mult studiate și rezultatele obținute sunt utilizate la conceperea schemei de amplasare a cablurilor chiar dacă, din punct de vedere practic, forfecarea are importanța ei (Windsor, 1992).

Cel mai mare avantaj al cablurilor de ancorare este marea lor flexibilitate, ceea ce permite rularea acestora, astfel putându-se instala pe lungimi mari în masivul de roci, plecând dintr-o excavație subterană cu dimensiuni limitate. Primele metode de instalare, utilizate încă și astăzi, sunt cele manuale. După forarea unei găuri cu diametrul de 51mm, cu o lungime dată (pentru găurile forate ascendent, lungimea maximă este de cca. 20m, deoarece la lungimi mai mari, masa cablului devine foarte mare și greu de manipulat) se injectează în gaură lapte de ciment. Această injectare se face după următoarele trei metode (Thibodeau, 1994):

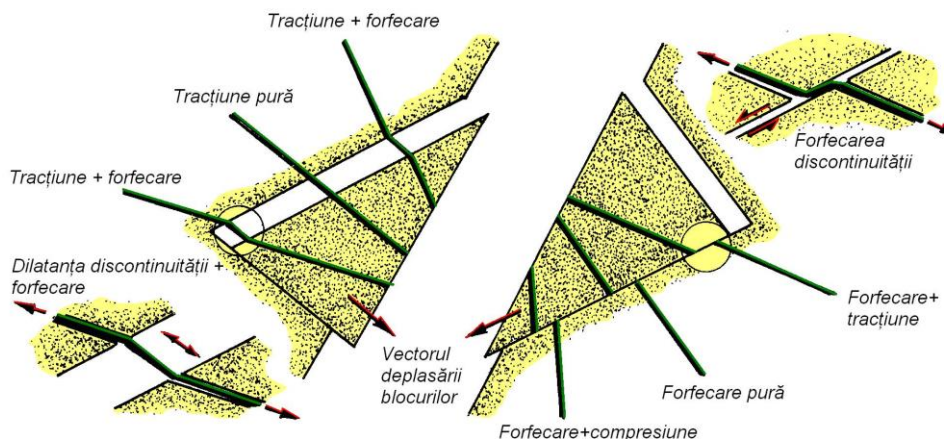


Fig.4.22. Reprezentarea modurilor de solicitare a ramforsării cu cabluri de-a lungul unei discontinuități (Windsor, 1992)

1) Tubul injector este atașat cablului, extremitățile cablului și tubului fiind legate împreună. Ansamblul este împins până în fundul găurii și laptele de ciment este pompat, umplând gaura pe toată lungimea ei;

2) Un tub de evacuare a aerului este atașat cablului, ansamblul fiind introdus până la fundul găurii. Tubul injector este instalat la gura găurii, care este etanșată. Laptele de ciment este injectat până ce este eliminat prin tubul de evacuare a aerului;

3) Un tub injector este plasat la fundul găurii. Gaura este umplută cu lapte de ciment, retrăgându-se progresiv tubul de injectare și cablul este astfel instalat. Ultimul procedeu permite un anumit grad de mecanizare, mai ales în cazul metodelor de exploatare în felii orizontale ascendente cu rambleiere. Acest principiu a fost aplicat de Tamrock, care a pus la punct o instalație (Tamrock cabolt h695), ce permite montarea mecanizată a cablurilor (Räisänen, 1986) - fig.4.23.a.

Instalarea cablurilor constă din patru componente esențiale, descrise mai jos.

a) Pentru instalarea cablului, acesta este tăiat la lungimea necesară, iar la capăt este montat un dispozitiv de fixare a cablului la fundul găurii. Există diferite tipuri de cabluri cum ar fi: fire de oțel, toroane etc.

b) Tubul de cimentare asigură introducerea laptelui de ciment în gaură prin pompare. Tubul de cimentare, în mod frecvent, are diametrul interior de 1,25cm, iar 3m de tub este necesar pentru fiecare instalație. Tubul de cimentare trebuie fixat cu un colier la cca. 40 cm de gura găurii.

c) Tubul de aerisire, cu un diametru interior de 0,6cm, este fixat de capătul cablului și este împins spre extremitatea găurii, având rolul de evacuare a aerului din gaură, pe măsura injectării cimentului.

d) Dacă se dorește, se pot monta de-a lungul cablului (în mod uzual, la intervale de 1,5m) o serie de manșoane de oțel. După introducerea cablului în gaură este necesară etanșarea gurii găurii cu ajutorul unui bușon, de exemplu confecționat din zdrențe de bumbac. Laptele de ciment, ce se va injecta în gaură, constă dintr-un amestec de ciment portland și apă, într-un raport masic de 2 la 1.

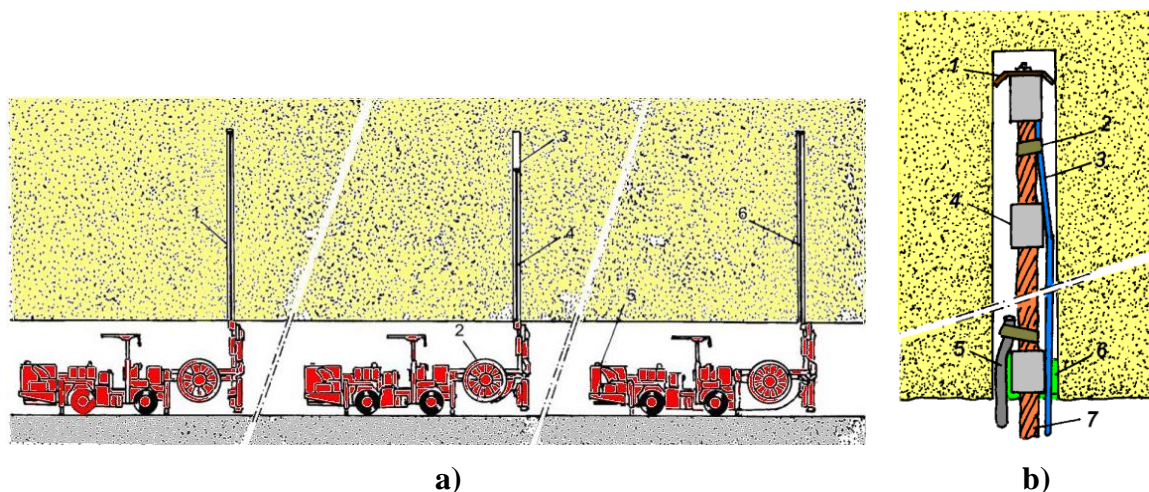


Fig.4.23. Tehnologia de montare a cablurilor de ancorare:
a) Instalarea cablurilor cu ajutorul unei mașini (Räisänen, 1986)
1 - prăjină de foraj; 2 - tambur cablu de injecție; 3 - lapte de ciment;
4 - tub de injecție; 5 - tambur pentru cablu; 6 - cablu de ancoraj
b) Cablu de ancoraj cu manșoane (Jeremic, 1987)
1 - dispozitiv de fixare la fundul găurii; 2 - bandaj; 3 - tub de aerisire;
4 - manșon de oțel; 5 - tub de cimentare; 6 - bușon; 7 - cablu

După M.L.Jeremic (1987) instalarea și cimentarea cablurilor de ancorare poate fi realizată în orice situație, după ce au fost forate găurile în masivul de roci. Schema de amplasare a cablurilor, ca și lungimea și diametrul acestora sunt determinate în urma proiectării sistemului de susținere din subteran. Schema tipică a unui cablu de ancorare este reprezentată în fig.4.23.b.

În *concluzie*, în condițiile impuse mineritului din România de reducerea subvențiilor și apariția economiei concurențiale, considerăm că înlocuirea susținerilor din lemn cu susținerile cu cabluri de ancorare, în condițiile prezentate, este o cale importantă de creștere a eficienței exploatarea zăcămintelor de minereuri (Onica ș.a., 2000).

Perspective privind analiza stabilității terenurilor în condițiile exploatarea zăcămintelor de minereuri

Exploatarea în subteran a zăcămintelor de minereuri din România (în afara zăcămintelor de sare, care fac obiectul pct. 2.3, 2.4 și cap.3, și a două mine de uraniu) a fost sistată integral. În schimb, în viitor, există posibilitatea de exploatarea în subteran a zăcămintelor cuprifere de la Roșia Poieni (vezi pct. 4.1) și a zăcămintelor auro-argentifere de la Roșia Montană, după atingerea adâncimii maxime de exploatarea la zi sau de exploatarea simultană, la zi și în subteran, cu lăsarea unui planșeu de siguranță (planșeu de coroană) sub fundul carierelor. La pct.4.1. am realizat o analiză de stabilitate a planșeului de coroană de la Roșia Poieni, prin modelare cu elemente finite în 2D, asimilând minereul și rocile înconjurătoare, din punct de vedere al caracteristicilor geomecanice, cu niște medii echivalente continue.

Ținând seama de faptul că atât rocile cât și minereul este străbătut de diferite familii de fracturi, ale căror caracteristici geometrice și calitative se pot determina in situ, cele mai adecvate metode de modelare sunt cele care utilizează calculele cu diferențe finite și

discretizarea în blocuri dinamice, oferite de programele UDEC-2D și 3DEC (Onica, 2001a). Pe lângă analiza de stabilitate a structurilor subterane, în cadrul acestora modele se poate realiza și o analiză a stabilității taluzurilor carierei. Mai mult decât atât, aceste programe oferă posibilitatea de analiză a stabilității ținând seama de influența undelor seismice generate de lucrările de detonare a explozivilor de la suprafață și din subteran sau de efectul seismelor naturale asupra stabilității terenurilor.

O altă perspectivă a cercetărilor este orientată spre analiza stabilității terenurilor și construcțiilor de la suprafață sub influența golurilor subterane, aflate în perimetrul minelor de minereuri închise. Deoarece fenomenele de deformare a terenurilor de la suprafață sunt discontinue/brusce (Onica, 2001b, 2016) este necesară o monitorizare continuă a zonelor cu risc potențial ridicat de pierderea stabilității și o analiză de previziune a stabilității/instabilității acestor terenuri.

CAPITOLUL 5

STUDIUL STABILITĂȚII ROCILOR STRATIFICATE DIN ACOPERIȘ CU AJUTORUL TEORIEI ÎNCOVOIERII PLĂCILOR PLANE

După caracterizarea simplificatoare a masivului de roci ca fiind unul elastic, omogen, continuu și izotrop, descrierea masivului ca fiind format din strate separate, care se comportă independent sau în interacțiune cu stratele adiacente, a făcut posibilă analiza masivului de roci stratificate pe baza teoriei încovoierii grinzi și a teoriei încovoierii cilindrice complexe a plăcilor plane. De-a lungul timpului, mai mulți cercetători au încercat să apropie cât mai mult modelele teoretice de realitatea din teren. Aceste modele fiind de la cele mai simple, care asimilează acoperișul excavațiilor subterane cu o grindă dublu încastrată sau simplu rezemată, până la modele complexe ce consideră stratele ca plăci singulare sau în pachet, subțiri sau groase, fixate în reazeme compresibile și solicitate complex (la încovoiere și flambaj). Din multitudinea acestor modele analitice, prezentate în literatura de specialitate, am selectat câteva, considerate de noi mai semnificative (Onica, 2006).

În teza sa de doctorat, Ennour (1990) dezvoltă o serie de modele bazate pe teoria plăcilor și tratează următoarele cazuri: 1) strate subțiri pe reazeme compresibile; 2) strate subțiri dublu încastrate; 3) strate groase; 4) grinzi cu trei șarniere.

Tincelin și Sinou (1978) tratează cazul unei galerii nesuținute, executată într-un masiv cu stratificație orizontală, barat de fisuri cu orientare diferită, conținute în plane orizontale și verticale. Așadar, această galerie deține în acoperiș bancuri de roci fisurate, care sunt stabile doar dacă sunt solicitate de niște forțe de fretaj de o anumită intensitate, astfel încât să determine solidarizarea blocurilor de roci din acoperiș formate prin intersecția familiilor de fisuri. Bancurile fiind constituite din roci fisurate, în ele nu pot lua naștere tensiuni de tracțiune datorate momentelor încovoietoare.

Mandel (1959), utilizând teoria plăcilor, în cazul pachetelor de strate din acoperiș, tratează trei cazuri și anume: 1) acoperiș asimilat cu o placă elastică; 2) acoperiș elastic fixat între două strate compresibile; 3) acoperiș format din strate subțiri slab legate între ele.

Descrierea comportării la încovoiere a acoperișului direct (Tang & Peng, 1983, 1985; Tang, 1985) poate rezulta din asimilarea analizei unei grinzi încastrate la ambele capete, încărcată cu o sarcină transversală uniformă și solicitată axial. Principalele ecuații, rezultate în urma acestei analize, sunt determinate pentru cazul unui singur strat și pentru cazul unui pachet de strate. În cazul pachetului de strate, având la bază modul de grupare a stratelor, acoperișul direct al excavațiilor miniere subterane se poate clasifica în trei tipuri de bază: tipul (a), unde fiecare strat se deformează mult mai mult decât stratele de deasupra; tipul (b), caz în care fiecare strat se deformează mai mult decât stratele de sub ele; tipul (c), pentru care un strat (sau stratele) se deformează mai mult decât stratul (sau stratele) de sub ele.

În acest capitol, se prezintă un model original, conceput de autorul acestei lucrări, ce are la bază „teoria încovoierii cilindrice complexe a plăcilor plane” (Onica, 1991, 1995, 2006), care încearcă să elimine pe cât posibil deficiențele modelelor cunoscute pe plan mondial, încercând să apropie cât mai mult comportamentul teoretic al stratelor de roci, de realitatea din teren.

5.1. STUDIUL STABILITĂȚII STRATELOR DE ROCI DIN ACOPERIȘ CU AJUTORUL UNUI MODEL ANALITIC BAZAT PE TEORIA ÎNCOVOIERII CILINDRICE COMPLEXE A PLĂCILOR PLANE

5.1.1. Formularea problemei

Considerăm cazul execuției unei excavații dreptunghiulare de mare lățime într-un strat de cărbune, minereu sau rocă, având ca destinație amenajarea unei camere de montaj pentru echipamentul din dotarea unui front lung de abataj, o lucrare minieră de deschidere sau de pregătire sau o excavație realizată în urma exploatării unui strat de cărbune, înainte de prima surprare a rocilor din acoperiș. În urma realizării acestei excavații tensiunile naturale din masiv suferă o redistribuire în jurul acesteia. La nivelul acoperișului se dezvoltă o zonă în care stratele lucrează independent de tensiunile naturale σ_{y_0} și doar în interacțiune mecanică succesivă (fig.5.1). Fiecare strat de rocă din acoperiș, situat în această zonă de influență, este supus încovoierii complexe. Adică, este încărcat după orizontală de tensiunile de fretaj σ_{x_0} , generate de tensiunile orizontale σ_h , iar după verticală de propria lor greutate, la care se adaugă încărcările dezvoltate de stratele de deasupra (funcție de corelarea deplasărilor maxime ale acestora).

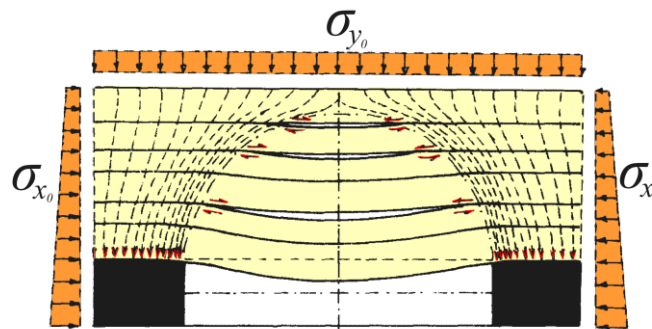


Fig.5.1. Redistribuirea tensiunilor în jurul unei excavații subterane dreptunghiulare, executată în formațiuni stratificate (Onica, 2006)

Deși stratele sunt fisurate transversal, datorită tensiunilor de fretaj, blocurile separate de planele de minimă rezistență sunt obligate să lucreze, din punct de vedere mecanic, ca niște plăci continue.

Deci, în modelul nostru, stratele din acoperiș sunt imaginate ca plăci suprapuse, fără frecare între suprafețele de contact și încastrate parțial, adică având un grad de libertate la nivelul încastrărilor datorită compresibilității acestora.

Cu modelul dezvoltat în continuare se poate analiza:

- 1) stabilitatea lucrărilor miniere dreptunghiulare de mare lățime nesuținute;
- 2) comportarea rocilor din acoperiș, în interacțiune cu susținerea lucrării miniere și dimensionarea susținerii ancorate sau portante;
- 3) apariția primei surprări a rocilor din acoperiș și caracterizarea deplasărilor stratelor, după începerea exploatării câmpului de abataj și evaluarea, în acest moment, a sarcinilor ce solicită susținerile mecanizate;
- 4) analiza deformării terenului de la suprafață sub influența exploatării subterane.

5.1.2. Stabilirea ecuațiilor fundamentale ale modelului analitic ce caracterizează comportarea stratelor din acoperiș

Presupunem stratele ca plăci plane cu lungime infinită după direcția axei z și supuse încovoierii complexe. Pentru rezolvarea problemei apelăm la teoria încovoierii cilindrice a plăcilor plane (fig.5.2).

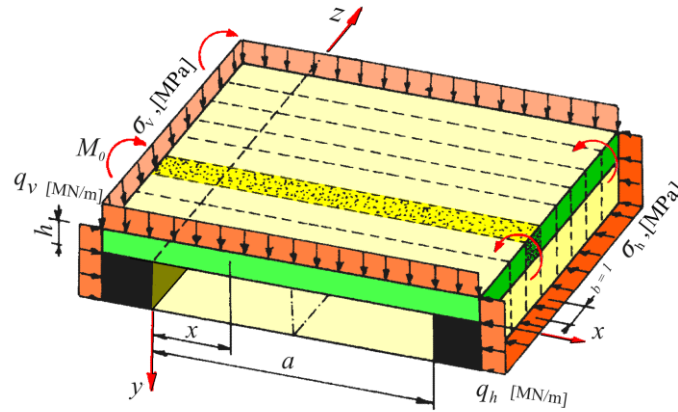


Fig.5.2. Schema modelului analitic de calcul al stabilității stratelor din acoperiș, ce are la bază teoria încovoierii cilindrice a plăcilor plane (Onica, 2006)

Placa este încărcată vertical cu sarcina q , generată de greutatea specifică a rocilor γ și presiunile de contact Δp , de la nivelul interfețelor dintre strate, iar orizontal de către sarcina σ_h . Deci: $\sigma_v = \Delta p + q$, iar $q = \gamma \cdot h$; unde h este grosimea normală a stratului.

Pentru modelul prezentat în figura 4.2, ecuația diferențială a fibrei medii deformate este:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{\sigma_h \cdot h}{D} \cdot y = \frac{\sigma_v}{2 \cdot D} \cdot x^2 - \frac{\sigma_v \cdot a}{2 \cdot D} \cdot x - M_o \cdot D \quad (5.1)$$

în care: M_o reprezintă momentul de încastrare; a -lățimea excavației; $D = E \cdot I(x) / (1 - \mu^2)$ -rigiditatea la încovoiere a plăcii - unde $I(x)$ este momentul de inerție, E modulul de elasticitate longitudinală, iar μ coeficientul lui Poisson.

Ecuția (5.1) are aceeași formă cu ecuațiile obținute de Timoshenko (1961), Ennour (1990), Tincelin și Sinou (1978), Tang (1984), Tang & Peng (1985). Este o ecuație diferențială completă de ordinul doi, neomogenă, cu coeficienți constanți.

Soluția acestei ecuații ne conduce la ecuația deplasărilor date de către momentele încovoietoare:

$$y_i(x) = C_1 \cdot \sin\left(\frac{2 \cdot u}{a} \cdot x\right) + C_2 \cdot \cos\left(\frac{2 \cdot u}{a} \cdot x\right) + \frac{\sigma_v \cdot a^2}{8 \cdot u^2 \cdot D} \cdot x^2 - \frac{\sigma_v \cdot a^3}{8 \cdot u^2 \cdot D} \cdot x - \frac{\sigma_v \cdot a^4}{16 \cdot u^4 \cdot D} - \frac{M_o \cdot a^2}{4 \cdot u^2 \cdot D} \quad (5.2)$$

unde am notat:

$$u^2 = \sigma_h \cdot h \cdot \frac{a^2}{4 \cdot D} \quad (5.3)$$

Ecuțiile momentelor încovoietoare $M(x)$ și forțelor tăietoare $T(x)$, obținute din ecuația (5.2) au forma:

$$M(x) = C_1 \cdot \frac{4 \cdot D \cdot u^2}{a^2} \cdot \sin\left(\frac{2 \cdot u}{a} \cdot x\right) + C_2 \cdot \frac{4 \cdot D \cdot u^2}{a^2} \cdot \cos\left(\frac{2 \cdot u}{a} \cdot x\right) - \frac{\sigma_v \cdot a^2}{4 \cdot u^2} \quad (5.4)$$

$$T(x) = C_1 \cdot \frac{8 \cdot D \cdot u^3}{a^3} \cdot \cos\left(\frac{2 \cdot u}{a} \cdot x\right) - C_2 \cdot \frac{8 \cdot D \cdot u^3}{a^3} \cdot \sin\left(\frac{2 \cdot u}{a} \cdot x\right) \quad (5.5)$$

În cazul plăcilor groase supuse la încovoiere complexă deplasările sunt exprimate atât de momentul încovoietor cât și de forțele tăietoare. Deplasările generate de forțele tăietoare se calculează cu relația:

$$y_i(x) = C_1 \cdot \frac{4 \cdot D \cdot u^2}{G \cdot A' \cdot a^2} \cdot \sin\left(\frac{2 \cdot u}{a} \cdot x\right) + C_2 \cdot \frac{4 \cdot D \cdot u^2}{G \cdot A' \cdot a^2} \cdot \cos\left(\frac{2 \cdot u}{a} \cdot x\right) + C_3 \quad (5.6)$$

unde: A' este aria redusă a secțiunii, care depinde doar de forma acesteia (pentru secțiunea dreptunghiulară $A' = 5/6 \cdot A$ (Mocanu, 1980); A -aria secțiunii transversale; $G = E/2 \cdot (1 + \mu) \cdot (1 - \mu^2)$ - modulul de elasticitate transversală a plăcii.

Atunci, deplasările totale sunt suma deplasărilor date de momentele încovoietoare și de forțele tăietoare:

$$y(x) = y_i(x) + y_t(x) \quad (5.7)$$

Pentru valoarea $x = a/2$, introdusă în relația (4.6) se obține deplasarea maximă produsă la mijlocul excavației:

$$y_{\max} = C_1 \cdot \frac{1}{\sin u} \cdot \left[1 + \frac{24 \cdot D \cdot u^2 \cdot (1 - \cos u)}{5 \cdot G \cdot h \cdot a^2} \right] - \frac{\sigma_v \cdot a^4}{32 \cdot u^4 \cdot D} \cdot (u^2 + 2) - \frac{M_0 \cdot a^2}{4 \cdot u^2 \cdot D} \quad (5.8)$$

În ecuațiile de mai sus, necunoscutele C_1, C_2, C_3 -care sunt constante de integrare-și momentul de încastrare M_0 se obțin din condițiile la limită, considerând încastrările compresibile. Presupunem că încastrările permit atât o rotație limitată a stratului, la nivelul încastrării, cât și o deplasare verticală, dată de compresibilitatea cărbunelui, adică:

-rotația la nivelul încastrărilor, pentru $x=0$ și $x=a$: $dy/dx = -\beta \cdot M_0$;

-rotația la mijlocul excavației, pentru $x=a/2$: $dy/dx=0$;

-presiunea în încastrări, pentru $x=0$ și $x=a$: $D \cdot d^4 y/dx^4 = K \cdot y$.

În aceste condiții, constantele de integrare se prezintă astfel:

$$C_1 = \frac{\sigma_v \cdot a^4}{16 \cdot u^3 \cdot D} - \beta \cdot \frac{a}{2 \cdot u} \cdot M_0 \quad (5.9)$$

$$C_2 = C_1 \cdot ctg u \quad (5.10)$$

$$C_3 = -C_2 \cdot \frac{4 \cdot D \cdot u^2}{G \cdot A \cdot a^2} \quad (5.11)$$

Momentul de încastrare se calculează cu relația:

$$M_0 = - \frac{\frac{\sigma_v \cdot a^2}{4 \cdot u^2} \cdot \left[u \cdot \left(\frac{16 \cdot u^4 \cdot D}{K \cdot a^4} - 1 \right) + tg u \right]}{\frac{2 \cdot \beta \cdot u \cdot D}{a} \cdot \left(1 - \frac{16 \cdot u^4 \cdot D}{K \cdot a^4} \right) + tg u} \quad (5.12)$$

În relațiile de mai sus β este factorul de rigiditate la rotație a încastrărilor, în MN/m^{-1} , iar K reprezintă factorul de compresibilitate a stratului, în MN/m^3 .

Mandel (1959), în cazul încovoierii complexe, demonstrează că factorul de compresibilitate se poate calcula cu relația:

$$K = \frac{E_o}{(1 - \mu_o^2) \cdot H_o} + \frac{E_2}{(1 + \mu_2) \cdot (1 - 2 \cdot \mu_2) \cdot h_2} \quad (5.13)$$

unde: E_o , μ_o și H_o sunt modulul de elasticitate, coeficientul lui Poisson și înălțimea frontului de cărbune; E_2 , μ_2 și h_2 sunt modulul de elasticitate, coeficientul lui Poisson și grosimea stratului de deasupra celui analizat.

Plecând de la elemente de teoria elasticității și modificând relația lui Ghersevanov (Mocanu, 1980) am stabilit o relație de calcul care ține seama de întreg sistemul de formațiuni în interacțiune, de la nivelul tavanului excavației (Onica, 1991) și anume:

$$K = \frac{0,64}{H_o \cdot h_1} \sqrt[3]{\frac{E_o^4}{(1 - \mu_o^4)^4 \cdot E_1}} + \frac{E_2}{(1 + \mu_2) \cdot (1 - \mu_2) \cdot h_2} \quad (5.14)$$

unde: E_1 , h_1 sunt modulul de elasticitate și grosimea stratului analizat.

Am stabilit că între β și K există următoarea corelație (Onica, 1991): $\beta = 2 / K \cdot l^3$ (unde l reprezintă extinderea orizontală a deformației verticale, măsurată de la nivelul pereților excavației).

Se observă că modelul este foarte sensibil la valorile factorilor K și β . Când β este redus, factorul K are valoare foarte mare, iar marginile de sprijin ale stratelor tind spre o încastrare perfectă.

5.1.3. Algoritm de încărcare a modelului

Având stabiliți coeficienții de concentrare a tensiunilor k_i , la înălțimea h_i , măsurată de la nivelul tavanului excavației, se va putea calcula valoarea tensiunilor de fretaj:

$$\sigma_{hi} = k_i \cdot \sigma_{xo} \quad (5.15)$$

De exemplu, pentru $\sigma_{xo} = 23,2$ MPa, $\sigma_{yo} = 20$ MPa și $h/a=0,3$, la nivelul tavanului, se realizează un coeficient maxim de concentrare a tensiunilor $k_o=2,42$ (Onica, 2001a, 2006).

Algoritm de încărcare a pachetului de strate, din acoperișul excavației se bazează pe fenomenul de interacțiune mecanică succesivă a stratelor funcție de valoarea deplasărilor individuale maxime ale acestora. Pentru a calcula stabilitatea fiecărui strat va trebui să găsim valoarea presiunilor de contact dezvoltate la interfața dintre două strate adiacente.

În principiu, acest algoritm constă din faptul că două strate succesive sau două grupe de strate succesive pot fi în contact sau nu, funcție de corelația dintre deplasările lor maxime (fig.5.4). Deci, ele sunt în contact dacă săgeata stratului inferior este mai mică sau egală cu cea a stratului superior, adică $y_k \leq y_{k+1}$, unde k este numărul stratului sau grupului de strate din pachet.

În faza de început a calculului sunt comparate deplasările maxime între ele, presupunând că stratele din acoperiș sunt încărcate doar cu greutatea lor proprie $\gamma_k \cdot h_k$. Când nu mai este respectată condiția $y_k \leq y_{k+1}$, se presupune că stratele au respectat această condiție până la acest nivel, sunt toate în contact și formează un grup $g=1$. Algoritmul continuă cu stratele superioare primului grup, găsindu-se un nou grup $g=2, \dots, \text{ș.a.m.d.}$, algoritmul dezvoltându-se până la ultimul strat din pachet.

Deoarece stratele dintr-un grup au deplasările identice, la o nouă iterație se calculează deformațiile de grup y_g și se compară între ele, respectându-se în continuare algoritmul prezentat. La fiecare nouă iterație se formează noi grupuri de strate, prin asamblarea unor grupuri anterioare între ele, reducându-se continuu numărul acestora. Algoritmul progresează

până când, numărul de grupuri formate la iterația N este egal cu numărul de grupuri de la iterația $N+1$.

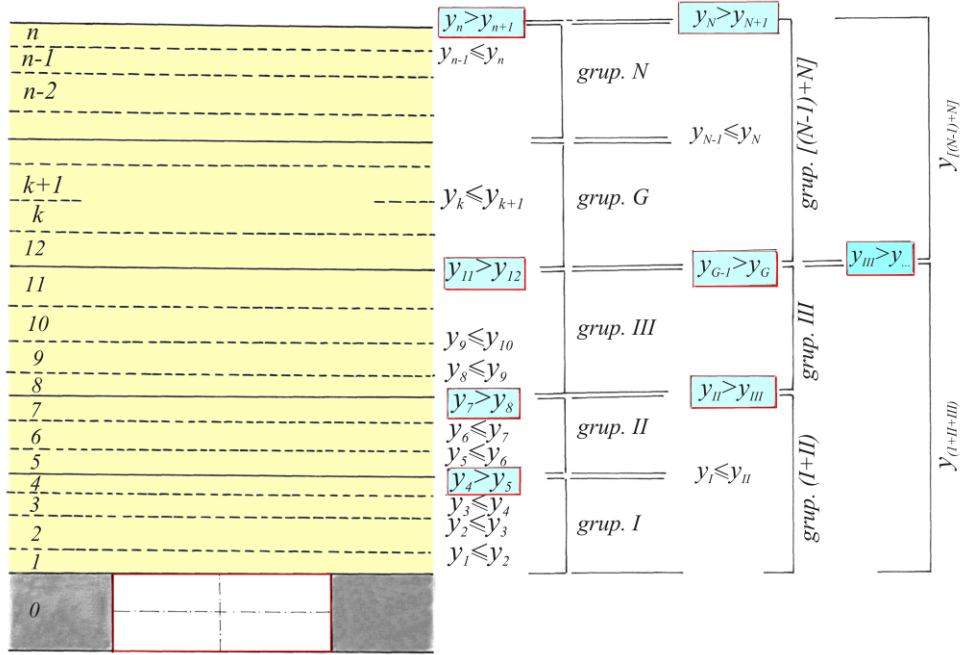


Fig.5.4. Gruparea stratelor din acoperiș (Onica, 2006)

Deplasarea maximă a fiecărui strat sau a unui grup de strate se calculează cu relația (5.8) unde, parametrii U , D , G , C_1 și M_{ok} iau forma U_k , D_k , G_k , C_{1k} și M_{ok} , iar pentru grup, $k=g$. De asemenea, încărcarea verticală σ_v , pentru un strat oarecare, devine σ_{vk} și se calculează cu relația:

$$\sigma_{vk} = \gamma_k \cdot h_k + \Delta p_k - \Delta p_{k-1} \quad (5.16)$$

unde: γ_k și h_k sunt greutatea specifică și grosimea normală a stratului; Δp_k , Δp_{k-1} -presiunea de contact dinspre statul superior stratului k , respectiv inferior stratului k .

Pentru simplificarea calculelor se consideră primul strat din grup ca strat portant și se calculează deplasarea maximă a acestuia ca reprezentativă pentru grupul g , încărcându-l suplimentar cu presiunea de contact generată de stratele acestui grup.

Pentru a evalua presiunea de contact Δp_1 , pentru un grup oarecare de $n-1$ strate care au aceeași săgeată, calculăm y_{max} cu relația (5.8), pentru k și $k+1$ și egalăm valorile obținute. Deci:

$$y_1=y_2, y_2=y_3, \dots, y_k=y_{k+1}, \dots, y_{n-2}=y_{n-1} \quad (5.17)$$

Rezultă astfel un sistem de ecuații liniare, cu necunoscutele Δp_k . Sistemul se poate scrie concentrat, pentru $k=1,2, \dots, n-1$, sub forma:

$$-T_k \cdot \Delta p_{k-1} + (T_k + T_{k+1}) \cdot \Delta p_k - T_{k+1} \cdot \Delta p_{k+1} = -L_k + L_{k+1} \quad (5.18)$$

Sistemul (5.18) are $n+1$ necunoscute ($\Delta p_0, \Delta p_1, \dots, \Delta p_{n-1}, \Delta p_n$) și doar $n-1$ ecuații. Pentru a avea un sistem static determinat, se pun două condiții la limită și anume:

$$\Delta p_0 = 0 \quad \text{și} \quad \Delta p_n = 0 \quad (5.19)$$

ceea ce înseamnă că, la nivelul suprafețelor dintre stratele detașate nu există presiune de contact.

Pentru a simplifica transcrierea ecuației (5.18) se efectuează, pentru $s=k$ și $s=k+1$ următoarele notații:

$$\begin{aligned}
 p_s &= \frac{a^4}{16 \cdot u_s^3 \cdot D_s}; & R_s &= -\beta \cdot \frac{a}{2 \cdot u_s} \\
 S_s &= -\frac{a^4 \cdot (u_s^4 + 2)}{32 \cdot u_s^4 \cdot D_s}; & Q_s &= -\frac{a^2}{4 \cdot u_s^2 \cdot D_s}; \\
 V_s &= \frac{\frac{a^2}{4 \cdot u_s^2} \cdot \left[u_s \cdot \left(\frac{16 \cdot u_s^4 \cdot D_s}{K \cdot a^4} - 1 \right) + \operatorname{tg} u_s \right]}{\left(2 \cdot \beta \cdot u_s \cdot \frac{D_s}{a} \right) \cdot \left(1 - \frac{16 \cdot u_s^4 \cdot D_s}{K \cdot a^4} \right) + \operatorname{tg} u_s} \\
 F_s &= \frac{1}{\sin u_s} \cdot \left[1 + \frac{24 \cdot D_s \cdot u_s^2 \cdot (1 - \cos u_s)}{5 \cdot G_s \cdot h_s \cdot a^2} \right] \\
 T_s &= (P_s + R_s \cdot V_s) \cdot F_s + S_s + V_s \cdot Q_s; \\
 L_s &= T_s \cdot \gamma_s \cdot h_s
 \end{aligned} \tag{5.20}$$

Deci, sistemul de ecuații sub formă dezvoltată este:

$$\begin{array}{rccccccc}
 (0) & \Delta p_0 & & & & & = & 0 \\
 (1) & -T_1 \cdot \Delta p_0 & + (T_1 + T_2) \cdot \Delta p_1 & - T_2 \cdot \Delta p_2 & & & = & L_1 + L_2 \\
 (2) & & -T_2 \cdot \Delta p_1 & + (T_1 + T_3) \cdot \Delta p_2 & - T_3 \cdot \Delta p_3 & & = & -L_1 + L_3 \\
 \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & & \dots \\
 (k) & & & -T_k \cdot \Delta p_{k-1} & + (T_k + T_{k+1}) \cdot \Delta p_k & - T_{k+1} \cdot \Delta p_{k+1} & = & -L_k + L_{k+1} \\
 \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & & \dots \\
 (n-1) & & & -T_{n-1} \cdot \Delta p_{n-2} & + (T_{n-1} + T_n) \cdot \Delta p_{n-1} & - T_n \cdot \Delta p_n & = & -L_{n-1} + L_n \\
 (n) & & & & & \Delta p_n & = & 0
 \end{array} \tag{5.21}$$

Sistemul de ecuații (5.21) pentru $i=0, \dots, n$ și $j=0, \dots, n$ are forma generală:

$$C_{ij} \cdot X_j = W_i \tag{5.22}$$

unde: C_{ij} sunt coeficienții necunoscutelor; W_i - termenii liberi; X_j - necunoscutele.

Criterii de rupere aplicate în teoria încovoierii cilindrice a plăcilor plane

Criteriile de rupere sunt necesare pentru aprecierea stării limită de stabilitate a rocilor din pachetul de strate din acoperiș.

În condițiile naturale ale stratelor considerate, care au secțiune transversală dreptunghiulară, pentru stabilitatea la tracțiune a fibrelor inferioare, la compresiune a fibrelor superioare și la forfecare a planelor paralele fibrei medii deformată, s-au introdus următoarele criterii de rupere:

$$\sigma_h - \frac{6 \cdot M(x)_{\max}}{h^2} < R_t; \quad \sigma_h + \frac{6 \cdot M(x)_{\max}}{h^2} < R_c; \quad \frac{3 \cdot T(x)_{\max}}{2 \cdot h} < \tau_f \tag{5.23}$$

în care: σ_h este tensiunea orizontală, în MPa; $M(x)_{max}$ -momentul încovoietor maxim, în MNm; $T(x)_{max}$ -forța tăietoare maximă, în MN; R_t , R_c , τ_f -rezistențele de rupere a rocii la tracțiune, compresiune, respectiv forfecare, în MPa; h - grosimea stratului de rocă, în m.

Presupunând că mediul este continuu și izotrop, ruperea ar trebui să apară într-un plan perpendicular pe stratificație și situat fie la pereți, fie la mijlocul deschiderii excavației.

Sinteza practică a elementelor teoretice prezentate în subcapitolele anterioare 5.1.1,...,5.1.4 este conținută în programul de calcul a stabilității stratelor de roci din acoperișul excavațiilor al cărui algoritm urmărește schema logică din figura 5.5.

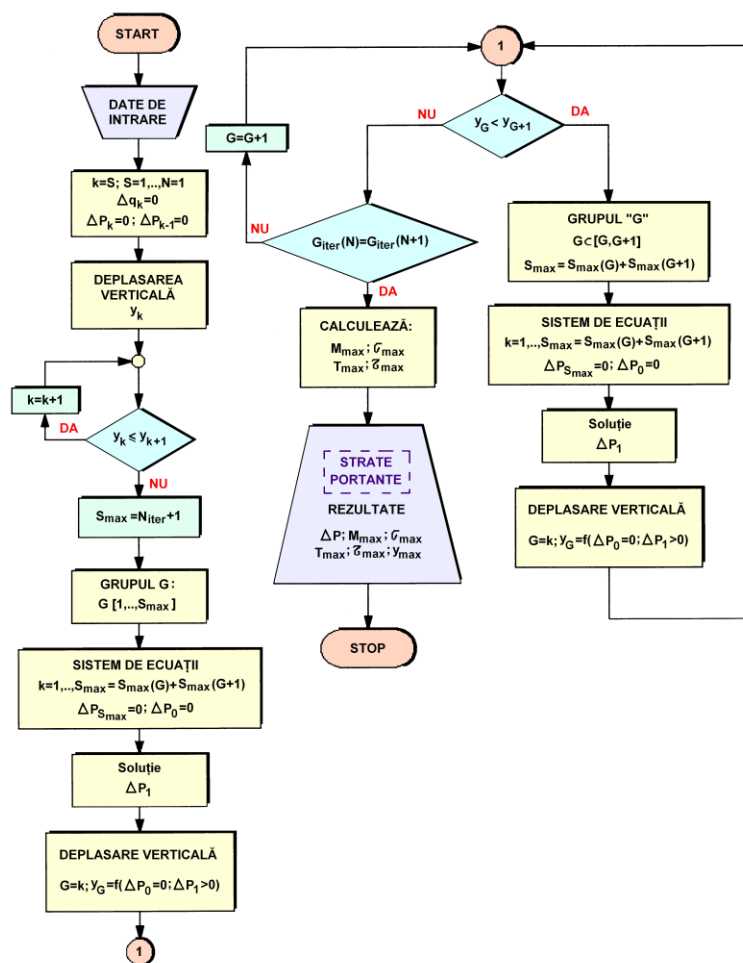


Fig.5.5. Schema logică a programului de calcul a stabilității stratelor de roci din acoperiș, bazat pe teoria încovoierii cilindrice complexe a plăcilor plane

5.2. ANALIZA STABILITĂȚII STRATELOR DE ROCI DIN ACOPERIȘ – STUDII DE CAZ

5.2.1. Determinarea primului pas de dirijare a presiunii. Aplicație pentru cazul exploatării str.5, bl. VI, Livezeni, bazinul carbonifer Petroșani

Pentru analiza stabilității pachetului de strate din acoperiș am apelat la programul STABTER, conceput de noi și care are la bază algoritmul de calcul prezentat mai sus. S-a luat în considerare str.5, bl.VI, Livezeni, pentru care avem la dispoziție coloana stratigrafică cu principalele caracteristici geo-mecanice ale stratelor de roci, prezentate în tabelul nr.5.1, în ordine succesivă, începând de la planul acoperișului.

Tabelul nr.5.1. Caracteristicile geomecanice ale stratelor de roci și cărbunelui din acoperișul stratului 5, bl.VI, Livezeni (Onica, 2006)

Ordinea stratului de rocă	Tipul rocii	Grosimea stratului, h , [m]	γ [MN/m ³]	E [MPa]	μ	R_c [MPa]	R_t [MPa]
10	Marnă grezoasă cenușie	3,0	0,027	3500	0,08	37	3,3
9	Gresie grosieră cu ciment silicios	3,0	0,027	6000	0,14	50	5,0
8	Argilă	5,0	0,026	2500	0,2	12	5,2
7	Cărbune str.6	0,5	0,013	3000	0,25	10	1,0
6	Argilă	0,6	0,026	2500	0,2	11	1,0
5	Marnă	2,5	0,027	3400	0,075	35	3,0
4	Gresie marno-calcaroasă	3,2	0,028	4500	0,15	42	4,0
3	Argilă	0,6	0,026	2500	0,2	11	1,2
2	Marnă fosiliferă	4,0	0,027	3400	0,07	36	3,5
1	Argilă	1,8	0,026	2500	0,2	11	1,3
0	Cărbune str.5*	3,5 - 4,0	0,0135	2000	0,25	12	1,0

*inclusiv paprica (0,3m) și intercalația de argilă fosiliferă

În analiza efectuată s-au avut în vedere și rezultatele modelării cu ajutorul materialelor echivalente, pe care le sintetizăm în cele ce urmează (Onica, 2006) și o serie de observații efectuate în situ.

În urma modelării cu materiale echivalente s-a constatat că primele fisuri în acoperișul direct au luat naștere după 6-8m, avansare a frontului de abataj, iar fisurile mai pronunțate, după o avansare de 16-18m. Prima prăbușire a acoperișului direct a apărut după 20m avansare a abatajului. Blocurile desprinse din acoperiș au înălțimea de 4-5m, constituind zona surpărilor neregulate (acoperișul deține variații mari ale rezistenței la compresiune: între 12MPa, pentru argile și 38MPa, pentru marne) – Onica, 2006.

Avansarea, în continuare, a frontului la 22m față de punctul de pornire a condus la dezvoltarea surpărilor neregulate, pe o înălțime de 14-15m și antrenarea în fisurare a rocilor din culcușul direct al stratului de cărbune 6. După o avansare mai importantă a frontului de abataj, deasupra zonei surpărilor neregulate se constată apariția unei zone în care rocile din acoperiș se desprind sub formă de blocuri, constituind zona surpărilor regulate. Unghiul de fracturare a rocilor în fața și spatele spațiului exploatat este de 68-72°, valori remarcate și în urma observațiilor efectuate în teren.

Am simulat exploatarea unui câmp de abataj, începând de la 8m la 25m, distanță măsurată de la lucrarea de atac, pentru $K=8000\text{MN/m}^3$ și $\beta = 0,1$ (MN·m)⁻¹ (fig.5.6).

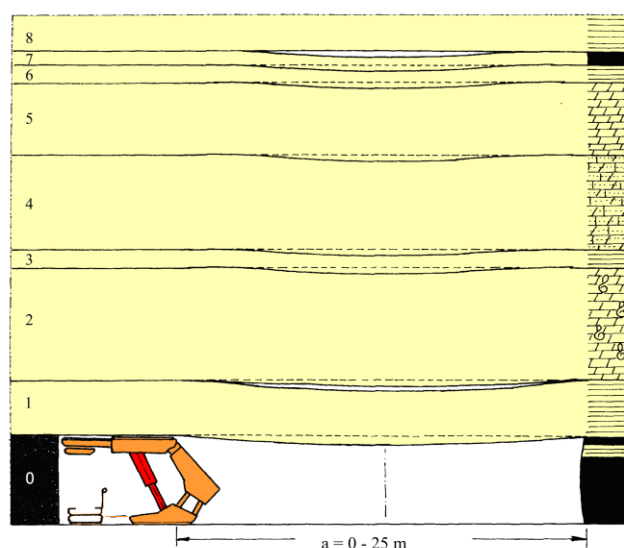


Fig. 5.6. Prezentarea stratelor de roci din acoperișul stratului 5, bl.VI, Livezeni, exploatat cu un front lung de abataj (Onica, 2006)

După rularea programului în condițiile celor 10 strate de roci, constatăm că după iterația a 3-a, calculul se stabilizează la formarea a trei grupuri de strate și anume: stratul 1, stratele 2-7 și stratele 8-10. Deci, stratul portant, din fiecare grup este în ordine: 1, 2 și 8. Fiecare strat portant este încărcat suplimentar cu presiunea de contact, generată de stratele superioare ce variază odată cu extinderea exploatării câmpului de abataj a , ca în fig.5.6. Evoluția deplasărilor verticale maxime, a fiecărui grup de strate este prezentată în fig.5.7.b.

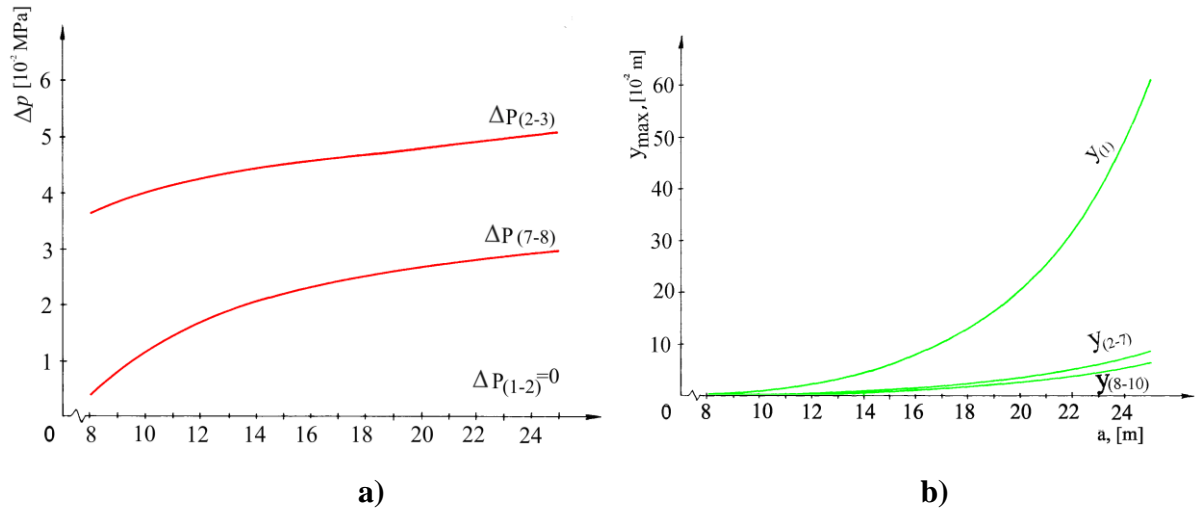


Fig. 5.7. Presiunea de contact și deplasarea maximă (Onica, 2006):

- a) Variația presiunii de contact la nivelul straturilor portante funcție de extinderea exploatării câmpului de abataj;
b) Evoluția deplasărilor verticale maxime în urma extinderii exploatării câmpului de abataj

Momentele maxime de încovoiere (fig.5.8.a), corelate cu tensiunile laterale de fretaj ($\sigma_{h\text{ mediu}} = 5 \text{ MPa}$, corespunzătoare unei adâncimi de situare a abatajului de cca. 300-350m), conduc la o evoluție a tensiunilor în fibrele inferioare (σ_{inf}) și cele superioare (σ_{sup}) aferente straturilor portante, ca în fig.5.8.b. Eforturile tranșante maxime (fig.5.9.a) generează tensiuni de forfecare a căror variație este prezentată în fig.5.9.b.

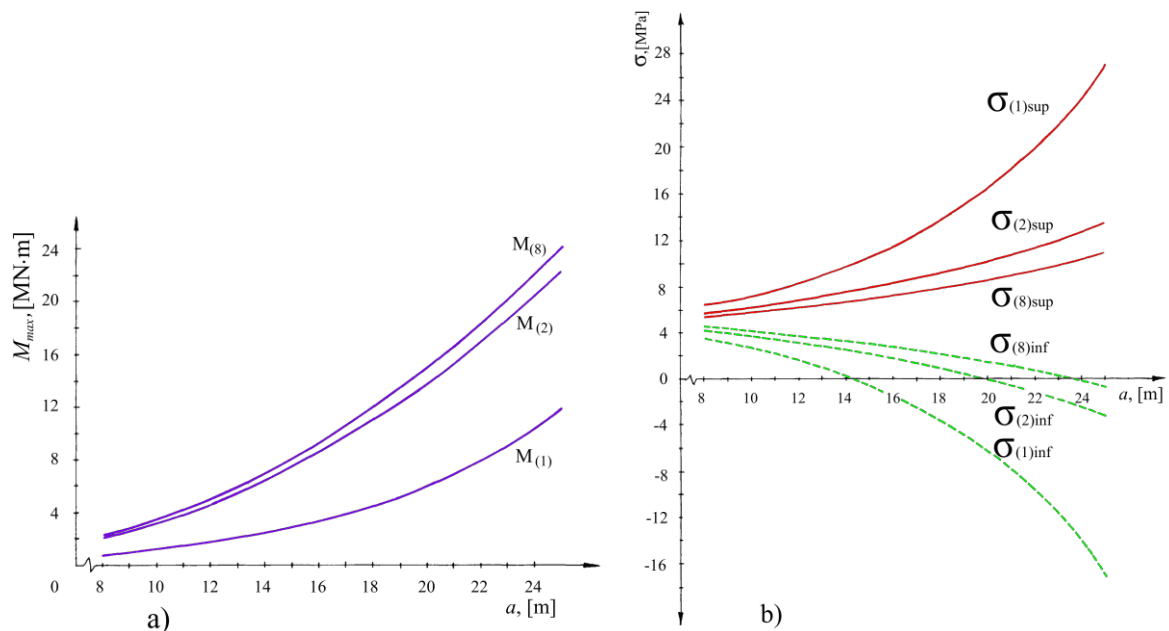


Fig.5.8. Evoluția momentului încovoietor maxim (a) și a tensiunilor maxime dezvoltate în fibrele superioare și inferioare (b), pentru stratele portante, funcție de avansarea exploatării frontului de abataj (Onica, 2006)

Până la o avansare de 14-15m în stratele din acoperiș se dezvoltă doar tensiuni de compresiune astfel încât, apariția primelor fisuri în roca compactă poate să aibă loc prin tracțiune, numai după această valoare. Deci, este posibilă deschiderea unor fisuri naturale chiar după 4-5m avansare, prin fenomene complexe de rupere prin forfecare combinată cu tracțiune și compresiune. Este puțin probabil să apară colapsul rocilor din acoperiș datorită tensiunilor laterale care mențin în bloc bucățile din stratele fracturate.

Primul strat poate să se prăbușească după cca. 10-12m avansare a frontului de abataj, după care are loc desprinderea stratului portant nr.2, la aproximativ 16-18m avansare. Acesta, probabil, va antrena în surpare stratul nr.3, astfel încât se va forma o zonă surpată pe o înălțime de aprox. 6,4m. Stratul nr.4 va deveni succesiv strat portant, care va urma să cedeze după încă 3-4m avansare. Antrenând astfel surparea, pe o înălțime de 13m a tuturor rocilor din grupul al doilea de strate la care, în anumite condiții, se poate adăuga și stratul nr.8 (ce are o grosime de cca.5m).

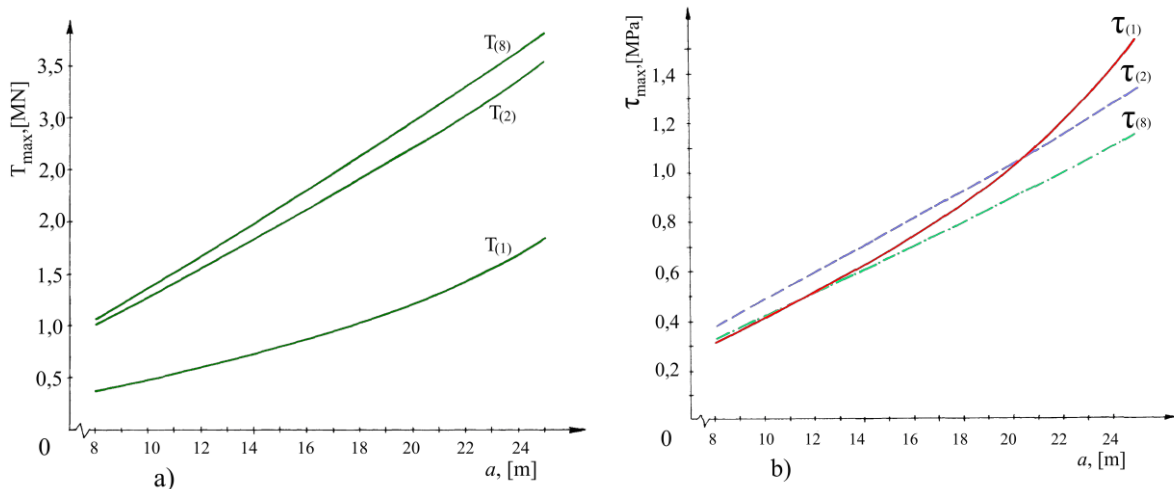


Fig.5.9. Variația forțelor tăietoare maxime (a) și tensiunilor de forfecare maxime (b), din stratele portante, funcție de avansarea exploatarea frontului de abataj (Onica, 2006)

Luând în considerare analiza precedentă și în special graficele din fig.5.8.b și fig.5.9.b putem trage concluzia că prima prăbușire se poate produce la o avansare de cca. 20-25m. Susținerea din abataj are o solicitare mai importantă în urma prăbușirii stratelor 4-7, când este posibilă dezvoltarea unei sarcini pe susținere ce poate ajunge la cca. 0,35-0,5MPa, sarcină preluată la limită de susținere mecanizate frecvent întâlnite în Valea Jiului.

Prăbușirea stratului 8, împreună cu stratele 4 - 7 ar conduce la creșterea sarcinilor pe susținere până la 0,7MPa și chiar mai mult. Deși prin afănare, stratele inferioare pot sprijini stratul 8, evitându-se astfel ruperea bruscă a acestuia.

În final, remarcăm faptul că rezultatele analizei de mai sus sunt în concordanță cu rezultatele obținute în urma modelării cu ajutorul materialelor echivalente și cu observațiile din teren.

5.2.2. Analiza stabilității galeriilor dreptunghiulare de mare lățime. Aplicație pentru cazul galeriei de montaj PT-06, sectorul Eguilles, mina de cărbuni Provence (Franța)

Formațiunile geologice sunt formate din cărbuni dispuși între serii de calcare, rezultate dintr-o sedimentare fluvio-lacustră omogenă, a căror caracteristici geo-mecanice sunt prezentate sintetic în tabelul nr.5.2.

Galeria de montaj, ce face obiectul analizei, (fig.5.11.a) este situată la o adâncime de cca.1000m, unde măsurătorile de tensiuni inițiale realizate prin fracturare hidraulică au

evidențiat o valoare a tensiunii verticale (minoră) de 20MPa, o tensiune orizontală majoră de 31MPa, orientată N104° și o tensiune orizontală intermediară, N14°, de 23MPa.

Tabelul nr.5.2. Caracteristicile geomecanice ale rocilor din acoperișul galeriei PT-06

Ordinea stratului de rocă	Tipul rocii	Grosimea stratului, h , [m]	E [MPa]	μ	R_c [MPa]	R_t [MPa]
6	Calcar		10 000	0,20	94,0	6,3
5	Cărbune M.M.	1,0	3 200	0,27	58,0	4,8
4	Calcar gri	2,5	17 900	0,20	116,0	7,8
3	Calcar cochilifer	2,7	7 870	0,20	86,3	5,5
2	Calcar gri lintal 2	0,6	20 000	0,20	167,0	11,0
1	Calcar gri lintal 1	0,2	9 000	0,20	120,0	8,6
0*	Cărbune	2,5	3 000	0,30	50,0	4,1

*galeria este executată în acest strat de cărbune

Galeria de montaj PT 06 a fost săpată pe înclinarea stratului la o lățime de 8m, iar fisurile principale traversează axa galeriei aproape perpendicular. În endoscopiile de control, efectuate în timpul săpării lucrării miniere, desprinderea pe planele de clivaj a fost deja vizibilă, începând cu nivelul stratelor de calcar de tip lintal, dar nu au depășit 3m. În zona de surprare, expansiunea acoperișului pe 2,4m a continuat să crească cu o viteză de 10mm pe lună, iar în lunile precedente atingea chiar 70mm, la nivelul unei stații (fig.5.10).

Se poate presupune că măsurătorile de expansiune, la un nivel mai profund în acoperiș, ar pune în evidență expansiuni și înălțimi de bolți de maximum 5,5m, în zona de surprare. Aceste fenomene se petrec în nord, unde sunt prezente calcarele de tip lintal subțiri, respectiv în bancuri cu caracteristici mecanice foarte dispersate, ușor clivabile (Onica, 2006).

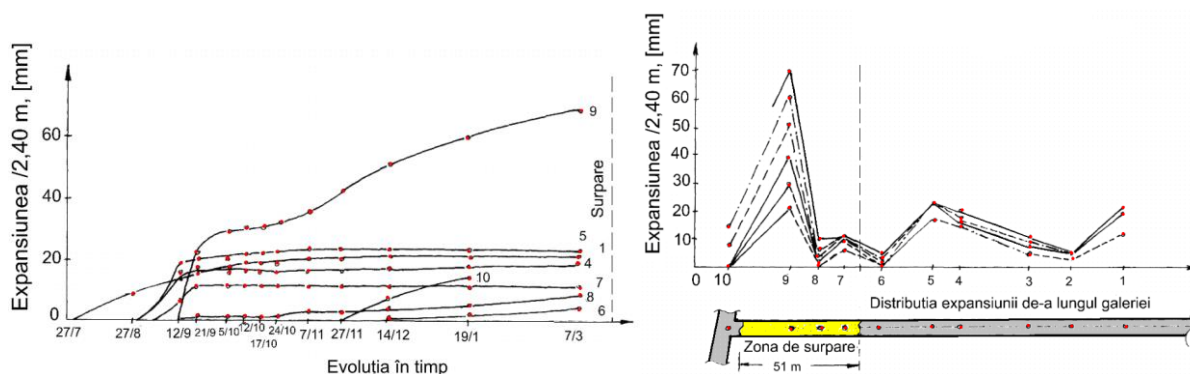


Fig.5.10. Expansiunea acoperișului în galeria de montaj PT 06

Pentru a simula prezența ancorelor, în ipoteza grinzii echivalente (fig.5.11.b), între stratele ancorate s-au considerat deplasările tangențiale împiedicate. Astfel că, s-a asimilat acoperișul galeriei cu un grup de strate de roci ancorate, în primul caz, pe o înălțime de 1,8m și apoi, în al doilea caz, pe o înălțime de 2,2m.

În vederea determinării lățimii critice până la care se asigură stabilitatea galeriei PT-06 s-au luat în studiu lățimi variabile ale galeriei, de la 6 la 8m, cu incremente de 0,5m.

Rularea programului, pentru cazul luat în studiu a pus în evidență desprinderi ale acoperișului galeriei după stratificație la înălțimea de 3,5m și 7,8m, măsurate de la tavanul galeriei, semnalate și de către observațiile endoscopice.

În urma analizei rezultatelor obținute am constatat că acoperișul galeriei PT-06 (care are o lățime de 8m), ancorat pe o înălțime de 2,2 m își menține stabilitatea. În plus, dacă ancorele de 2,2m lungime au avut rolul de a consolida rocile, obligându-le să lucreze ca o placă unică, ancorele laterale, cu o lungime de 4m, au avut un efect de suspendare, mai precis de o reducere fictivă a lățimii galeriei, contribuind astfel la creșterea gradului de stabilitate a galeriei.

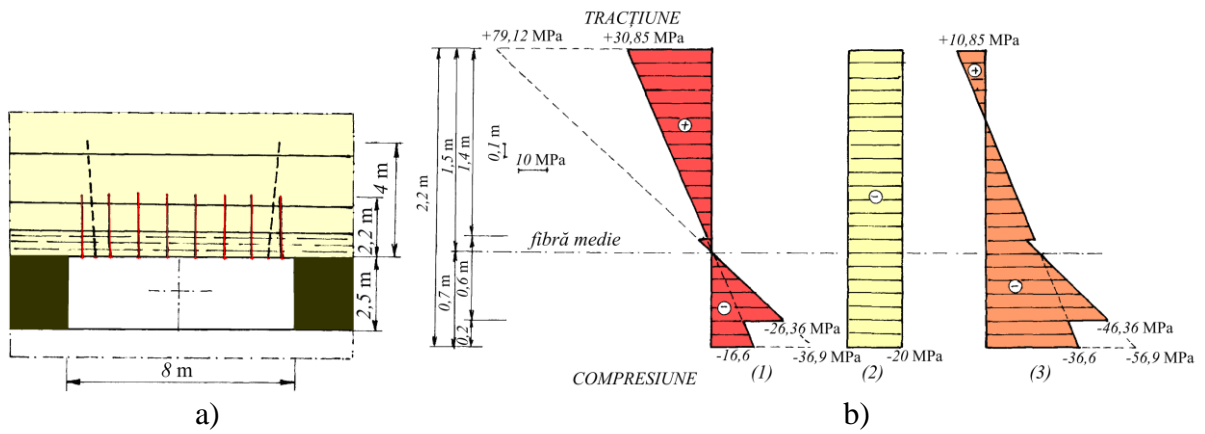


Fig.5.11. Sustinerea galeriei PT-06 (a) și distribuția tensiunilor axiale la nivelul pereților pentru un acoperiș ancorat pe o înălțime de 2,2m: (1) + (2) = (3) (b)
 $\sigma_v^* = 5 \text{ MPa}$; $\sigma_h = 20 \text{ MPa}$; $M_{f\max} = 27,06 \text{ MN}\cdot\text{m}$; $a = 8 \text{ m}$; $h = 2,2 \text{ m}$

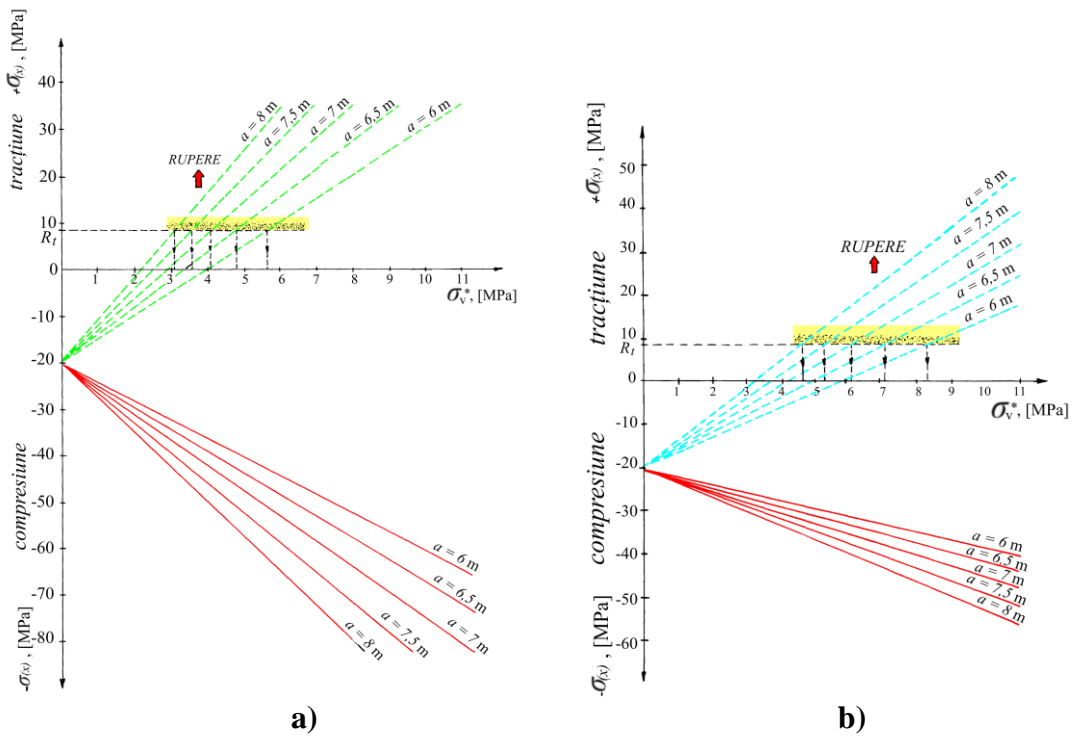


Fig.5.12 Variația tensiunilor maxime la nivelul pereților în fibrele superioare (linie întreruptă) și în fibrele inferioare (linie continuă), în funcție de σ_v^* (a) pentru un acoperiș ancorat pe o înălțime de 1,8m; (b) pentru un acoperiș ancorat pe o înălțime de 2,2m σ_v^*

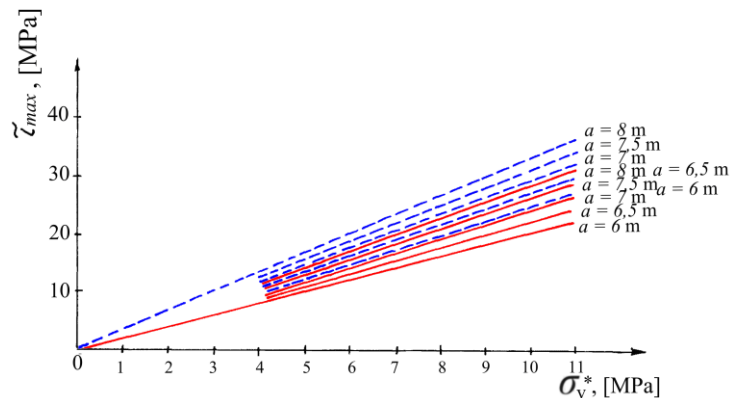


Fig.5.13. Variația tensiunilor de forfecare maxime în acoperișul ancorat pe o înălțime de 1,8m (linie întreruptă) și 2,2m (linie continuă), în funcție de tensiunile verticale σ_v^*

Pentru a simula concentrarea tensiunilor asupra galeriei, odată cu apropierea de zona de intersecție (unde au avut loc cele mai multe surpări) am încărcat modelele prezentate cu sarcini progresive (ca în figurile 5.12 și 5.13), constatând că surparea acoperișului are loc pentru o sarcină verticală de cca. 4,5MPa, de 4-5 ori mai mare decât sarcinile dezvoltate în afara zonei de influență a intersecției.

5.2.3. Analiza stabilității radierului galeriei de transport cu bandă, de la Salina Ocnele Mari

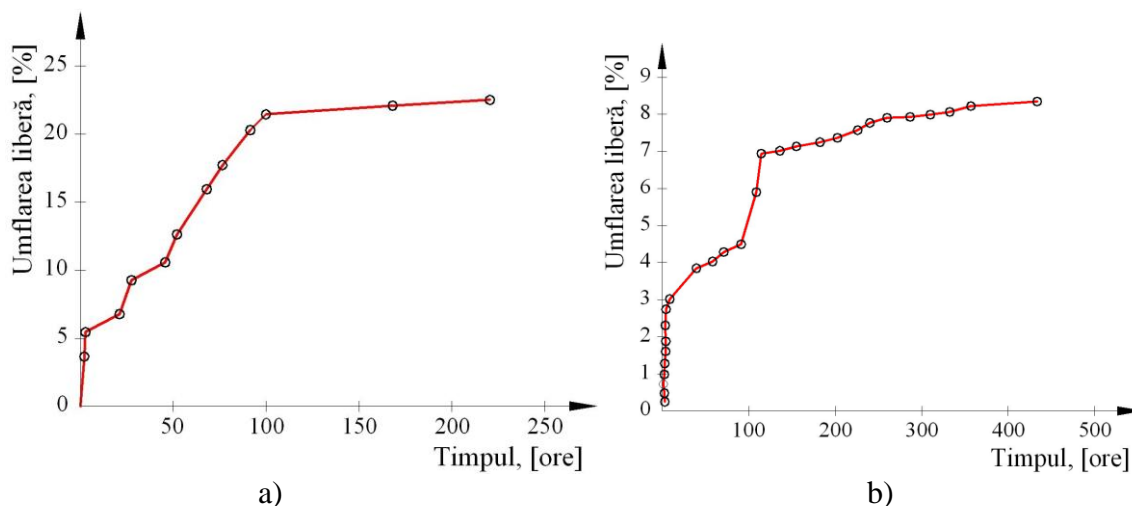
Galeria de transport cu bandă de la Salina Ocnele Mari reprezintă o lucrare principală de deschidere care are drept scop transportul producției de sare la suprafață, așa cum rezultă din proiectul realizat de colectivul de la Catedra de Exploatare Miniere Subterane, de la Universitatea din Petroșani (Cozma & Onica ș.a., 2001).

În timpul execuției galeriei de transport cu bandă de la Salina Ocnele Mari s-a constat degradarea radierului din beton armat al acestei galerii, exprimată printr-o tendință de ridicare a acestuia, pe tronsonul 0-53m (pe partea dreaptă, adiacentă rigolei) și prin existența unei fisuri longitudinale, pe tronsonul 53-77m (pe centrul radierului). Datorită duratei mari de existență proiectată a lucrării miniere (Cozma & Onica ș.a., 2001), s-a cerut expertizarea urgentă a stabilității galeriei, în vederea determinării cauzelor care au condus la această stare a lucrării și stabilirea celor mai adecvate măsuri pentru stabilizarea fenomenului (Todorescu & Onica, 2002).

În urma observațiilor efectuate în teren s-au constat infiltrații importante de apă în interiorul galeriei, spre frontul de lucru.

Deși geologii unității miniere au sugerat că apa provine din infiltrațiile de apă de pe coama masivului de sare, analizele de laborator au demonstrat o salinitate normală a apei, ceea ce ne-a condus la ideea că infiltrațiile de apă provin de la suprafață.

Pentru a explica dacă producerea fenomenului de instabilitate a vetrei se datorează numai acțiunii presiunii secundare p_m , generată doar de prezența excavației sau dacă acestea se adaugă și presiunea de umflare p_{umf} a mării argiloase din vatra lucrării, în contact cu apa (Zamfirescu ș.a., 1985), era necesară analiza în laborator a rocilor din vatra lucrării miniere. În acest scop au fost colectate probe din galerie, care au fost studiate, ulterior, în cadrul Laboratorului de Geomecanică al Universității din Petroșani, unde au fost realizate analize mineralogo-petrografice, determinarea umflării libere monoaxiale u (în %) și determinarea presiunii de umflare p_{umf} (în MPa). În urma încercărilor de laborator s-au obținut rezultatele prezentate în figura 5.14, din care se poate constata faptul că marna-argiloasă în interacțiune cu apa este o rocă foarte activă (Zamfirescu ș.a., 1985), în sensul că își mărește volumul (se umflă), fiind capabilă să dezvolte o presiune de umflare de 9,99daN/cm² (aprox. 1,0 MPa).



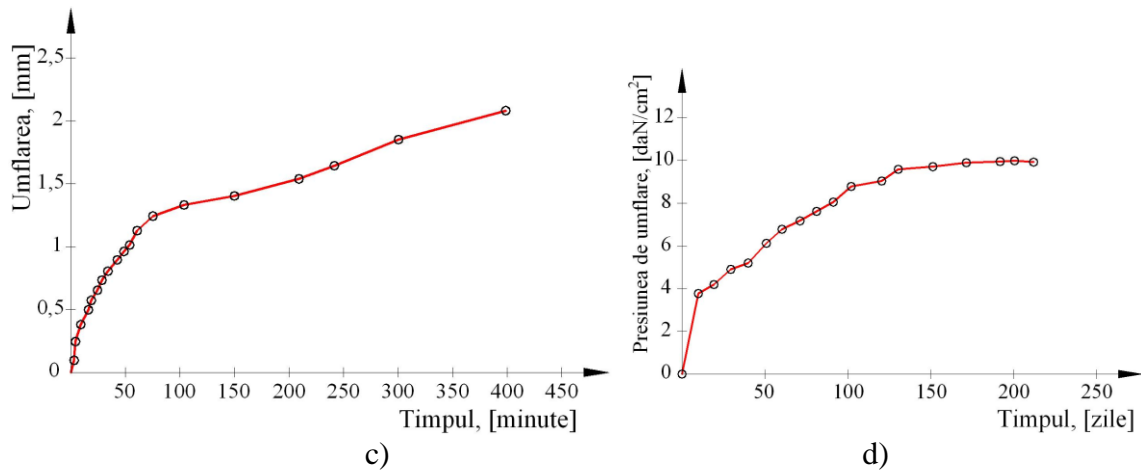


Fig. 5.14. Umflarea liberă și presiunea de umflare unor roci de la Ocnele Mari: a) Umflarea liberă pentru marnă-argiloasă – proba 1; b) Umflarea liberă pentru marnă-argiloasă – proba 2; c) Umflarea liberă pentru marnă-argiloasă după o direcție perpendiculară pe stratificație; d) Presiunea de umflare dezvoltată de a marna-argiloasă de la Ocnele Mari

De asemenea, a fost calculată presiunea minieră dezvoltată de masiv la nivelul vetrei lucrării miniere, pe baza teoriilor existente în literatura de specialitate (Todorescu & Gaiducov, 2001), ca fiind de aproximativ $p_{m,v} = 0,0083\text{MPa}$. Așadar, valoarea maximă a presiunii totale ($p_{umf} + p_{m,v}$), care se dezvoltă în mijlocul vetrei lucrării miniere este de $1,0083\text{MPa}$. Dezechilibrarea rocilor din vatra galeriei extinzându-se pe o adâncime de până la $1,86\text{m}$.

Presiunea cumulată, dezvoltată din vatra lucrării miniere, a condus la distrugerea radierului, care a fost proiectat necorespunzător pentru condițiile geo-miniere de situare a acestei lucrări miniere de deschidere.

În vederea stabilirii măsurilor tehnice de stabilizare a structurii de susținere s-a considerat necesară efectuarea unei analize de stabilitate a radierului. În acest sens, s-a asimilat radierul galeriei cu o placă plană cu lungimea infinită după direcția axei z și supusă la sollicitarea de încovoiere complexă (Ennour, 1990; Onica, 2006; Timoshenko, 1961). Pentru a rezolva această problemă s-a făcut apel la teoria încovoierei cilindrice complexe a plăcilor plane încastrate elastic (fig.5.15).

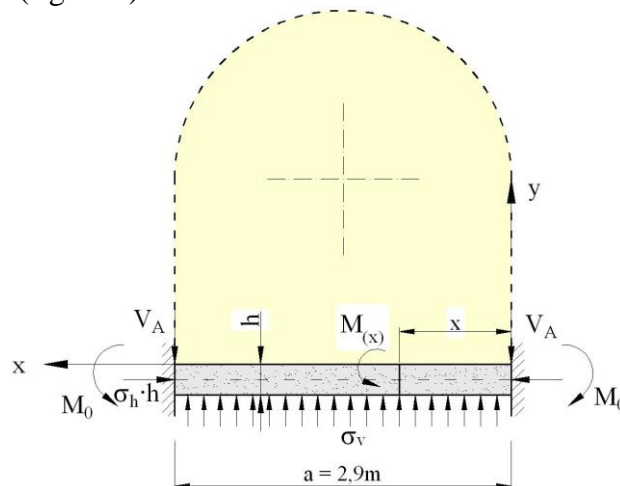


Fig.5.15. Schema modelului analitic de calcul al stabilității radierului, ce are la bază teoria încovoierei cilindrice complexe a plăcilor plane

Placa este solicitată vertical de suma dintre presiunea minieră din vatră, ca efect al excavației p_m și presiunea de umflare a rocilor din vatră p_u ($\sigma_v = p_{m,v} + p_{umf}$), iar orizontal de către sarcina $\sigma_h \cdot h$.

Ecuatiile momentelor încovoietoare M_{max} (5.4) și deplasării verticale maxime y_{max} (5.2) sunt utilizate în analiza de stabilitate a planșeului de vatră. În calcule s-au considerat următorii parametri: $p_{m,v}=0,0083\text{MPa}$; $p_{umf}=1\text{MPa}$; $\sigma_v=1,0083\text{MPa}$; modulul de elasticitate $E=35000\text{MPa}$ și coeficientul lui Poisson $\mu=0,15$ (pentru betonul armat – Nicula&Oneț 1982); $E=2000\text{MPa}$ și $\mu=0,32$ (pentru marna - argiloasă).

De asemenea, calculele s-au efectuat pentru patru situații diferite de construcție a susținerii vetrei galeriei (Todorescu & Onica, 2002; Onica ș.a., 2003a): 1) vatră din beton armat; 2) vatră din beton armat și ancore de 1,5m lungime; 3) vatră din beton armat și ancore de 2,2m lungime; 4) vatră din beton armat și ancore de 2,5m lungime (tab. nr. 5.3 și 5.4).

Tablul nr.5.3. Principalii parametri geometrici și de elasticitate ai structurii de susținere din vatră (Todorescu & Onica, 2002)

		Vatră betonată	Vatră betonată + ancore 1,5m	Vatră betonată + ancore 2,2m	Vatră betonată + ancore 2,5m
b_i , (în m)	b_1	1,0	0,057	0,057	0,057
	b_2		1,0	1,0	1,0
h_i , (în m)	H_1	0,2	1,3	2,0	2,3
	h_2		0,2	0,2	0,2
y_{gi} , (în m)	y_{g1}	0,1	0,65	1,0	1,15
	y_{g2}		1,4	2,1	2,4
y_G , (în m)	y_G	0,1	1,2	1,7	1,9
I_x , (în m ⁴)		0,00066	0,042	0,127	0,182
D , (în MPa m ⁴)		24,0	1519,0	4593,0	6583,0

Observații: I_x -momentul de inerție; D – rigiditatea la încovoiere; h_i – grosimea plăcii; b_i – lățimea echivalentă; y_G – distanța față de centrul de greutate.

Momentele de încovoiere maxime și deplasările verticale maxime sunt prezentate în tabelul nr. 5.4.

Tabelul nr.5.4. Valorile momentelor încovoietoare maxime și a deplasărilor verticale maxime (Todorescu & Onica, 2002)

	Vatră betonată	Vatră betonată + ancore 1,5m	Vatră betonată + ancore 2,2m	Vatră betonată + ancore 2,5m
M_{max} , (MN·m)	5,876	0,807	0,53	0,47
y_{max} , (m)	0,124	0,017	0,011	0,009

Pentru aprecierea stabilității plăcii de beton armat la tensiunile de tracțiune produse în fibra superioară, la mijlocul plăcii, s-au calculat tensiunile datorate momentului încovoietor maxim, pentru cele patru cazuri, cu relația:

$$\sigma_{t,max} = \sigma_h - \frac{M_{max}}{W_{i(x)}} \quad (5.24)$$

în care: $W_{i(x)}$ este modulul de rezistență la încovoiere al fibrelor superioare, în m³, care se calculează cu relația:

$$W_{i(x)} = \frac{I_x}{y_{imax}} \quad (5.25)$$

unde: y_{imax} este distanța până la fibra superioară a plăcii de beton armat, în m.

După calculele efectuate cu relațiile de mai sus s-au obținut rezultatele prezentate sintetic în tabelul nr.4.5.

Tabelul nr.5.5. Valorile tensiunilor maxime de tracțiune (Todorescu & Onica , 2002)

	Vatră betonată	Vatră betonată + ancore 1,5m	Vatră betonată + ancore 2,2m	Vatră betonată + ancore 2,5m
y_{imax} , (în m)	0,1	0,3	0,5	0,6
$W_{i(x)}$, (în m ³)	0,00666	0,14	0,254	0,303
$\sigma_{t,max}$, (în MPa)	880,39	4,76	1,054	0,55

Concluzii

În urma calculelor a rezultat că radierul lucrării miniere, executat conform proiectului, nu rezistă la presiunea de umflare din vatră (generată de infiltrațiile de apă), respectiv la tensiunile de tracțiune de peste 880MPa și o deformare verticală de peste 12cm, fapt dovedit și de starea actuală a lucrării miniere.

În cazul ancorării vetrei pe o adâncime mai mare de 2,2m, tensiunile de tracțiune scad sub 1MPa, iar deformarea verticală se reduce la sub 1cm, permițând preluarea tensiunilor de tracțiune maxime de către armăturile radierului. Din cauza dimensiunilor interioare ale lucrării miniere de sub 3m, din punct de vedere tehnic acestea nu permit perforarea găurilor și montarea unor ancore dintr-o singură bucată, decât pentru lungimi ale acestora de sub 2,2m (deși în urma calculelor efectuate, adâncimea pe care are loc umflarea rocilor din vatră este de 1,86m).

Se recomandă ancorarea vetrei pe o adâncime de cel puțin 2,2m, cu folosirea de ancore cu fixare pe toată lungimea (fig.5.16). Din cauza sensibilității foarte mari la prezența apei a rocilor din vatra lucrării miniere, s-ar recomanda fixarea ancorelor cu rășini sintetice (apa din cimentul de fixare a ancorelor contribuie la degradarea în oarecare măsură a rocilor).

În zonele în care radierul a fost degradat, respectiv în zonele unde este executat canalul de scurgerea a apelor, radierul se va demola și reconstrui după execuția susținerii ancorate. În zonele unde radierul prezintă fisuri și degradări minore, acesta se va fixa cu ancore de rocile din vatră prin găuri perforate prin beton.

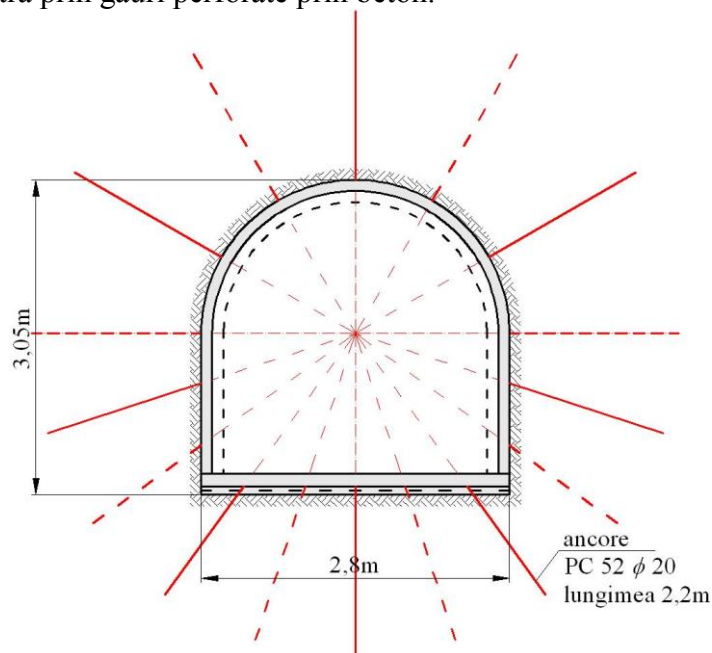


Fig.5.16. Schema de susținere cu ancore a radierului, propusă pentru stabilizarea galeriei (Onica ș.a., 2003a)

Analizând stabilitatea lucrării miniere la boltă și la pereți, în special a tronsonului inundat, unde nu a fost realizată cămășuiala din beton monolit, constatăm că deși lucrările au fost oprite timp de mai multe luni și susținerea s-a situat sub influența stării de tensiuni generată de apropierea frontului, stabilitatea pereților și a bolții este bună.

Având în vedere cheltuielile foarte mari realizate cu execuția lucrării miniere (datorită utilizării unei tehnologii clasice cu consum mare de manoperă - în special datorită tăierii rocilor din front cu ciocanul de abataj) propunem consultarea proiectantului (I.S.P.H. București) în vederea analizei posibilității de renunțare la cămășuiala de beton (cu grosimea de 15cm) și înlocuirea ei cu încă în strat de beton proiectat de 5-6cm grosime, eventual ramforsat cu plasă metalică, în zonele cu condiții geominiere mai dificile. Dacă se adoptă această soluție tehnică atunci se vor executa un rând de ancore, aproape orizontale, la limita dintre vatră și pereți, care se vor lega cu armăturile din radier. Pe lângă consumul mai mare de

materiale și de manoperă, datorită condițiilor tehnice grele de execuție a cămășuielii din beton, este foarte dificilă execuția simultană a săpării și a susținerii definitive cu beton monolit, ceea ce reduce foarte mult viteza de execuție a lucrării miniere și implicit performanțele economice realizate.

Perspective privind analiza stabilității terenurilor din roci stratificate cu ajutorul „teoriei plăcilor”

Pe baza modelului original prezentat în acest capitol se pot dezvolta o serie de aplicații ale „teoriei încovoierii cilindrice complexe a plăcilor plane, în încastrări compresibile” și anume:

Prin rularea programului conceput de noi, pentru un pachet de strate situate deasupra unei excavații miniere, rezultate în urma extragerii unui strat de cărbune, până la suprafața de la zi, se poate determina gruparea stratelor, deplasarea verticală a fiecărui strat, starea de tensiuni (tensiunile de tracțiune, compresiune și forfecare) și scufundarea suprafeței de la zi.

Acest program de calcul se poate îmbunătăți, pentru a modela mai bine realitatea din teren, introducând un prim strat situat peste un mediu compresibil, care să simuleze existența rocilor surpate din acoperișul direct, pe o înălțime egală cu (6 – 8) ori grosimea stratului exploatat. Ecuațiile de guvernare a comportamentului acestui strat se vor baza pe „teoria încovoierii cilindrice complexe a plăcilor plane, încastrate compresibil și așezate pe medii compresibile”. Simularea interacțiunii dintre strate va fi similară cu cea prezentată în acest capitol.

Realizarea unui program de simulare a bolții de surpare în trepte, pe baza „teoria încovoierii cilindrice complexe a plăcilor plane, încastrate compresibil”. Acest program se va dezvolta pe baza programului existent, adăugându-se un modul care va simula comportamentul surpării în trepte. Menționăm că ecuațiile de guvernare a fiecărui tip de strat/placă, din figura 5.17, sunt dezvoltate în Capitolul VIII, din lucrarea (Onica, 2006).

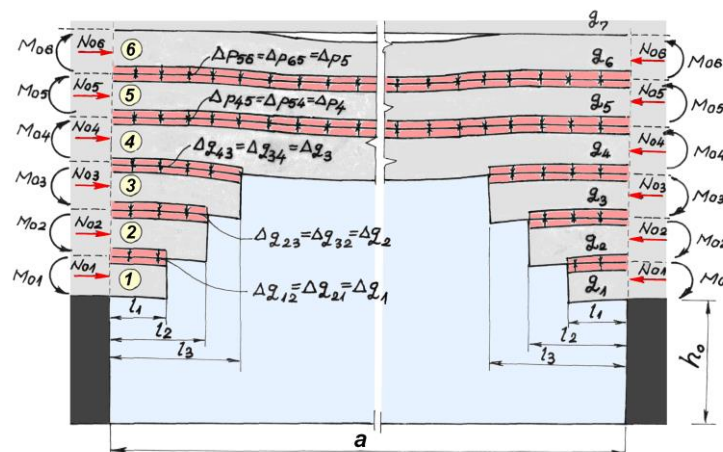


Fig.5.17. Surparea stratelor din acoperiș, în condițiile unei galerii de pregătire (Onica, 2006)

CAPITOLUL 6

STAREA DE TENSIUNE-DEFORMARE DEZVOLTATĂ ÎN JURUL ABATAJELOR FRONTALE, ÎN CAZUL STRATELOR GROASE DE CĂRBUNE DIN VALEA JIULUI

Valea Jiului este cel mai important bazin carbonifer al României, atât prin valoarea rezervelor de bilanț cât și prin calitățile speciale de cocsificare ale cărbunilor din vestul bazinului. Din cele 22 de strate de cărbune identificate, stratele groase 3 și 5 reprezintă aprox. 60% din totalul rezervelor. Stratele de cărbuni sunt intens tectonizate, cu variații mari ale parametrilor cantitativi și calitativi, fiind în prezent unul dintre cele mai complexe zăcăminte de cărbune. Dificultățile exploatării sunt amplificate de emanațiile de metan, tendința spre autoaprindere a cărbunelui și stabilitatea redusă a rocilor.

Exploatarea stratelor groase de cărbune s-a produs în felii orizontale (la înclinări mari) și în felii pe înclinare (la înclinări mici și medii), cu dirijarea presiunii prin surparea integrală a rocilor înconjurătoare și/sau cu banc de cărbune subminat (în ultimii 20 de ani). Feliile au fost extrase cu fronturi scurte (abataje cameră) sau cu abataje frontale, dotate cu tehnologii clasice sau complex mecanizate (Popa & Onica ș.a., 1996; Onica, 2001b, 2016; Onica & Cozma, 2016).

Exploatarea stratelor groase de cărbune presupune extragerea unui volum important din masiv, ceea ce face ca în jurul excavațiilor să se producă o importantă modificare a stării de tensiuni și deformații, însoțită de distrugerea și mișcarea amplă ale rocilor și dezvoltarea unor fenomene geomecanice complexe, redistribuirea tensiunilor și a sarcinilor asupra susținerii abatajelor și lucrărilor miniere de pregătire. O parte dintre aceste fenomene geomecanice complexe, dezvoltate în jurul abatajelor frontale din Valea Jiului, fac obiectul acestui capitol și sunt prezentate în cele ce urmează.

6.1. STAREA DE TENSIUNI ȘI DEFORMAȚII DIN JURUL ABATAJELOR FRONTALE CU DIRIJAREA PRESIUNII PRIN SURPAREA TOTALĂ A ROCILOR ÎNCONJURĂTOARE

6.1.1. Cazul stratelor groase de cărbune din Valea Jiului exploatate în felii înclinate

În cazul exploatării cu abataje frontale (fig.6.1) a stratelor de cărbuni de diferite grosimi, *principalii factori* care determină starea de tensiuni și deformații din jurul abatajelor sunt următorii (Onica, 2016): starea naturală de tensiuni; dimensiunile excavației create în urma exploatării (lungimea frontului de abataj, extinderea porțiunii exploatate din câmpul de abataj, grosimea exploatată a stratului); adâncimea de situare a abatajului, măsurată de la suprafață; caracteristicile geomecanice ale cărbunelui și rocilor înconjurătoare; tipul și caracteristicile susținerilor din abataj și susținerilor lucrărilor miniere de pregătire; viteza de avansare a frontului de abataj; prezența și poziția spațială a altor excavații în apropierea frontului de abataj (câmpuri de abataj, strate în exploatare sau deja exploatate etc.).

Starea de tensiuni și deformații din jurul fronturilor lungi de abataj a fost studiată în detaliu de către mai mulți autori, cum ar fi: Whittaker (1993); Choi & McCain (Beniawski,

1987); Szwilski & Whittaker (1975); Jenkins (Peng, 1978); Josien (1972); Shepherd (1973); Peng (1978, 1986); Bieniawski (1987); Zhu ș.a. (1989, 1992); Everling & Jacobi (1977); Borisov (1989) și alții.

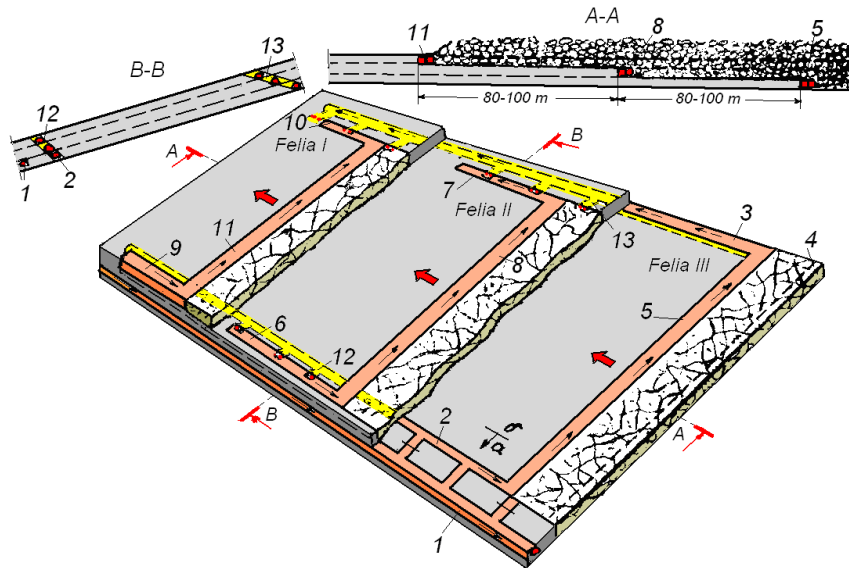


Fig.6.1. Metoda de exploatare în felii înclinate, cu surparea rocilor înconjurătoare și avansarea frontului pe direcție, varianta „abataj pe etaj” (Onica, 2016)

- 1, 2 – galerii direcționale conjugate de transport, felia III; 3 – galerie direcțională de aeraj, felia III;
 4 – plan înclinat de atac, felia III; 5 – front lung de abataj direcțional, felia III; 6, 7 – galerie direcțională de transport, aeraj, felia II; 8 – front lung de abataj direcțional, felia II; 9, 10 – galerie direcțională de transport, aeraj, felia I;
 11 – front lung de abataj direcțional, felia I; 12 – contrasuiitor de legătură între felii; 13 – galerie transversală de legătură

Pentru a descrie starea de tensiuni normale, ce acționează în principalele zone de influență a spațiului exploatat, vom avea ca referință diagrama bloc prezentată în figura 6.2 (Onica&Chiril, 2005). Aceasta schemă reprezintă o perfecționare a modelelor propuse de către Whittaker (1993), Peng (1986) și alții.

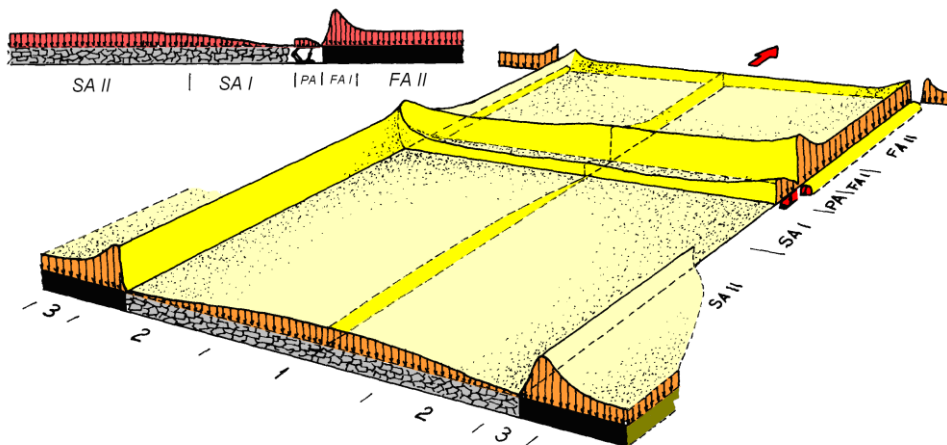


Fig.6.2. Diagrama bloc cu principalele zone de influență din jurul unui front lung de abataj, în cazul stratelor groase, cu înclinare mică și medie (Onica & Cozma, 2008b)

După cum se poate constata din figura 6.2, domeniul de influență a spațiului exploatat se împarte în următoarele zone (Onica, 1995): a) zona PA, de la tavanul abatajului, unde rocile din acoperiș solicită susținerea sub influența presiunii miniere, generând convergența acestuia; b) zona din fața abatajului, unde acționează tensiunile de reazem, pe domeniul FA I și care, în spațiul FA II descrește exponențial, spre valoarea tensiunilor din masiv; c) zona din spatele frontului de abataj (zona spațiului exploatat), unde tensiunile sunt mai reduse în domeniul SA

I, datorită detensionării rocilor prin fenomenul de rupere și cresc progresiv, tinzând să se stabilizeze, spre o valoare maximă, în SA II.

După lățimea spațiului exploatat, zonele prezentate mai sus sunt divizate în următoarele arii de influență, în care tensiunile iau valori diferite: 1-zona din mijlocul abatajului; 2-zonele de margine ale câmpului de abataj; 3-zonele de frontieră ale câmpurilor de abataj adiacente.

Concentrarea tensiunilor în fața frontului de abataj

În urma cercetărilor efectuate, mai mulți autori apreciază diferit distanța pe care acționează tensiunile de reazem și valoarea acestora. Astfel că, Peng (1986) consideră că extinderea zonei tensiunilor de reazem este egală cu adâncimea măsurată de la suprafață, până la nivelul abatajului, iar acestea încep să crească pe o distanță de 30m, în fața frontului, atingând valoarea maximă la 1 - 6m, față de front. De asemenea, se apreciază că, spre centrul frontului de abataj, lățimea zonei tensiunilor de reazem este de $0,35 - 0,5 \cdot H$, iar valoarea maximă a acestora este de $0,2 - 6,4 \cdot \gamma_a \cdot H$ (unde H este adâncimea măsurată de la suprafață, iar γ_a - greutatea specifică aparentă medie a rocilor înconjurătoare).

Everling&Jacobi (Jeremic, 1985) constată că, pentru un front de 200m lungime, extinderea zonei tensiunilor de reazem devine importantă, numai după o avansare a exploatării cu 200 m. Dejean (Piguet, 1983) consideră că tensiunile maxime sunt plasate la o distanță de 2-7m de linia frontului, iar reducerea acestora spre valoarea tensiunilor inițiale, se realizează pe o lungime de 15-35m. După Whittaker (Wardle, 1993), maximul tensiunilor de reazem se află la 1-3m față de front, iar Josien (1974) este de părere că pe primii doi metri, în fața frontului, cărbunele este detensionat, iar pe următorii 8m, acționează maximul tensiunilor de reazem.

În zona de intersecție a abatajului cu lucrările miniere de pregătire, tensiunile de reazem se pot concentra până la $2,5 - 4,6 \cdot \gamma_a \cdot H$ (Sirokov, 1976), iar după Peng (1978), zona de influență a intersecției este de 9-21m.

În continuare, în zona FA-II, tensiunile cresc în jurul lucrărilor miniere de pregătire de aproximativ 2-2,5 ori (Jacobi, 1981), în special funcție de lățimea galeriei. Peng (1986) consideră că valoarea acestor tensiuni verticale este între $0,4 \cdot \gamma_a \cdot H$, în zona detensionată și $3,5 \cdot \gamma_a \cdot H$ (în majoritatea cazurilor, repartizate exponențial) și sunt dezvoltate pe o lungime egală cu $5,134 \cdot \sqrt{H}$.

Localizarea tensiunilor de reazem diferă de la un zăcământ la altul. Pentru bazinul Ruhr (Germania) este la 10m față de front (Everling & Jacobi, 1977), iar pentru mina Olga 1, din Virginia de Vest (S.U.A) este de 5-9m (Peng & Chiang, 1984).

În *concluzie*, extinderea zonei tensiunilor de reazem și valoarea maximă a acestora, depind, în principal, de următorii factori: starea naturală de tensiuni; dimensiunile spațiului exploatat (grosimea exploatată, lungimea frontului de abataj și distanța pe care s-a realizat exploatarea câmpului de abataj etc.); caracteristicile geomecanice ale cărbunilor și rocilor înconjurătoare; comportarea rocilor din acoperiș în urma exploatării; tipul și portanța susținerii din abataj; viteza de avansare a frontului de abataj etc.

Pentru a elucida comportarea masivului în zona tensiunilor de reazem, din fața frontului de abataj, apelăm la analiza efectuată de Wu & Zhao (1989). După acești autori, spațiul FA-I se poate delimita în 3 zone de comportament și anume: 1-zona fracturată, de curgere; 2-zona de deformare neelastice; 3-zona elastică (în care tensiunile scad continuu spre tensiunile inițiale).

În mod asemănător, Zhang & Dai (1989) definesc următoarele zone: 1 - zona plastică; 2 - zona tensiunilor reziduale; 3 - zona tensiunilor elastice și 4-zona tensiunilor in-situ.

Imediat după tăierea frontului de cărbune, dimensiunea zonei de fracturare a cărbunelui este de cca. 3-5m, iar tensiunile de reazem pot atinge valori mai mari de $(2,5 \div 3,0) \cdot \gamma_a \cdot H$. Pe măsura trecerii timpului, această zonă se extinde progresiv, spre

interiorul masivului de cărbune și odată cu ea se deplasează și tensiunile maxime de reazem. Fenomenul de distrugere a compactității cărbunelui din jurul abatajului, datorită trecerii acestuia din starea de solicitare triaxială în starea biaxială și chiar uniaxială, este cu atât mai pronunțat cu cât acesta este mai friabil și timpul de stagnare a abatajului este mai mare (respectiv viteza de avansare a abatajului este mai redusă).

Concentrarea tensiunilor în fața frontului de abataj are ca efect creșterea sarcinilor pe susținerea lucrărilor miniere de pregătire, fracturarea prealabilă a rocilor din acoperișul direct și desprinderea cărbunelui din front.

În cazul abatajului 6101, str.5, bl.I - II, Livezeni, la nivelul galeriei de cap, influența abatajului s-a făcut simțită pe o distanță de 28m, iar intensitatea maximă a deplasărilor pe 8-11m în fața abatajului. În galeria de bază, zona de influență s-a extins pe o distanță mai mare, de 32 - 45m și valoarea maximă a deplasărilor, pe o lungime de 3 - 5m față de abataj.

Presiunea asupra abatajului și concentrarea tensiunilor pe abataj

Pentru cazul stratului 3 și 5 exploatate cu fronturi lungi de abataj, în felii înclinate, după reformularea relației de calcul a convergenței specifice, obținem următoarea relație de calcul a capacității portante medii (Onica & Cozma, 2008b):

$$P = 4,57 \cdot 10^{-3} \cdot h_{ex}^{0,313} \cdot H^{1,665} \cdot C^{-0,446}, [10^{-2} \text{ MPa}] \quad (6.1)$$

unde: h_{ex} este grosimea de strat exploatată de la nivelul acoperișului până la vatra abatajului, în m; H -adâncimea de situare a abatajului, în m; C -convergența specifică maximă admisibilă, în mm/m.

Condițiile de aplicare a relației (6.1) sunt următoarele: exploatarea stratului 3 și 5 pe toată grosimea sau în felii înclinate, cu fronturi lungi direcționale și dirijarea presiunii prin surparea rocilor înconjurătoare; unghiul de înclinare a stratului: α =maxim 18° ; grosimea stratului: h_{ex} =2-11m; adâncimea de situare a abatajului: H =300-350m.

Dacă analizăm relația de calcul a convergenței specifice (fig.6.3) și a capacității portante medii (6.1) constatăm că variabilele explicative, atât în cazul convergenței, cât și în cazul capacității portante medii, se implică în model în același grad. Adică, atunci când condițiile de lucru ale susținerilor din abataj sunt dificile, crește convergența abatajului și devine necesară utilizarea unor susțineri cu o capacitate portantă mai ridicată.

Pentru a explica sensibilitatea modelului (6.1) la variația înălțimii exploatate, pentru condițiile str.3 și 5, exploatat în felii înclinate, prezentăm graficele din figura 6.3, construite pentru niște condiții concrete, mai frecvent întâlnite în cazul abatajelor din Valea Jiului.

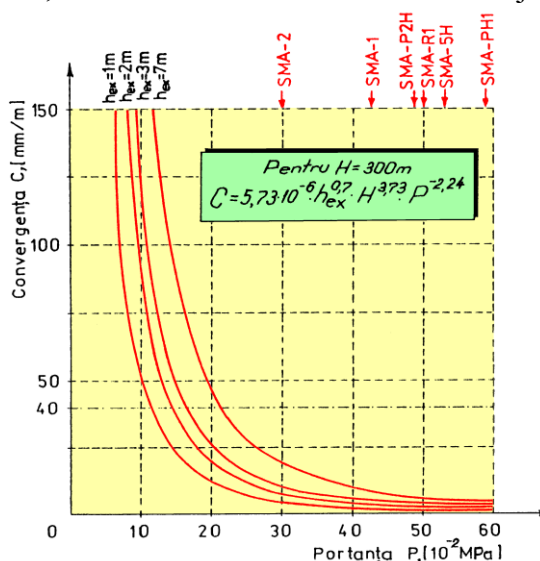


Fig.6.3. Sensibilitatea convergenței specifice la variația portanței susținerii și înălțimii feliilor extrase, în condițiile exploatării stratului 3 în felii înclinate, pentru o adâncime de exploatare $H=300\text{m}$

În cazul stratelor groase exploatare în felii înclinate, susținerile mecanizate indigene dețin o portanță suficient de mare pentru a asigura o convergență care să nu depășească 25mm/m (fig.6.3). Chiar în cele mai dificile condiții de situare a abatajului din Valea Jiului susținerile mecanizate asigură o convergență de maxim 125mm/m. Creșterea portanței susținerilor peste $15 \cdot 10^{-2}$ MPa nu are implicații deosebite în reducerea convergenței.

Concentrarea tensiunilor pe zonele 2, de la capetele abatajului, sub influența intersecțiilor cu lucrările miniere de pregătire, poate ajunge până la de 2-3 ori valorile medii înregistrate în celelalte zone ale abatajului. Din măsurătorile de presiune efectuate asupra secțiilor de susținere mecanizată SMA-2, din abatajul 6604, panoul 6, stratul 5, Livezeni se poate constata o creștere a acestora de până la 100%, adică de la o medie de $60 \cdot 10^4$ N/m de front până la peste $120 \cdot 10^4$ N/m (valoare care se apropie de portanța nominală a susținerii).

Pentru a descrie comportarea susținerilor mecanizate în fronturile lungi de abataj s-a plecat de la observațiile efectuate asupra susținerilor SMA-2, din ab.6604, str.5, Livezeni și Klöckner Becorit, din panoul 8, str.17-18, Uricani. Astfel că, prin interpretarea rezultatelor măsurătorilor se ajunge la relațiile de interdependență dintre sarcina de pretensionare P_p și sarcina maximă P_m , respectiv sarcina de pretensionare și incrementul rezistenței susținerii ΔP , reprezentate grafic în figura 6.4, sub forma ecuațiilor generale:

$$P_m = P_p + \Delta P \quad (6.2)$$

$$\Delta P = a \cdot P_p^b \cdot e^{-c \cdot P_p} \quad (6.3)$$

unde: a , b și c sunt coeficienți de regresie.

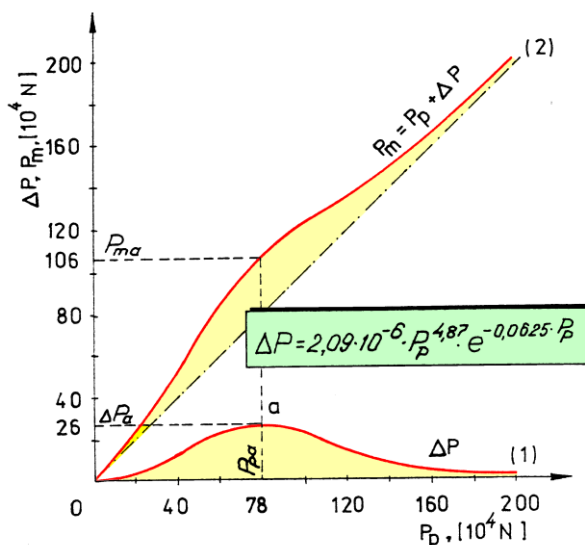


Fig.6.4. Corelația dintre sarcina de pretensionare P_p și (1) sarcina maximă P_m sau (2) incrementul rezistenței susținerii ΔP pentru susținerea mecanizată SMA-2 din ab.6604, str.5, Livezeni

Sarcina specifică optimă de pretensionare, recomandată în diferite țări, este diferită, funcție de condițiile geominere ale zăcămintelor de cărbuni și de tipul și caracteristicile susținerilor mecanizate utilizate. Ea este de $(11,2 \div 47,25) \cdot 10^{-2}$ MPa, în Franța (Pitsilis, 1969), $44,78 \cdot 10^{-2}$ MPa, în Germania (Jacobi, 1966), $(5,38 \div 10,7) \cdot 10^{-2}$ MPa, în Polonia și de $(4,3 \div 43,06) \cdot 10^{-2}$, în Rusia (Peng, 1986). După Wilson (Peng ș.a., 1987), sarcina medie de pretensionare atinge doar 60% din sarcina nominală de pretensionare. De aceea, se recomandă ca sarcina nominală de pretensionare să fie de 1,6 ori mai mare decât sarcina minimă de pretensionare.

Interacțiunea dintre susținere și rocile înconjurătoare, ținând seama de factorul timp, poate fi studiată prin intermediul diferitelor modele reologice. Din observațiile realizate, în fronturile lungi de abataj, asupra susținerilor mecanizate, se constată că durata unui ciclu t_c este compusă din două perioade: a) prima perioadă, t_1 în care, susținerea intră progresiv în

contact cu rocile din acoperiș, de la sarcina de pretensionare P_p , până la sarcina maximă de lucru P_m ; b) a doua perioadă, t_{II} în care, dacă se atinge sarcina de reglare a supapei de siguranță (sarcina de cedare), sarcina P_m oscilează în jurul acestei valori, datorită închiderii și deschiderii repetate a acesteia (fig.6.5).

Gritsko și alții (1978) consideră că prima perioadă t_I , din curba de funcționare a susținerii mecanizate, poate fi simulată cu un model reologic de tip Maxwell înseriat cu perioada a doua t_{II} , respectiv cu un model reologic de tip Newton, legat în paralel cu un model Saint Venant.

Analizând măsurătorile efectuate asupra susținerilor mecanizate SMA-2, în condițiile abatajului 6604, stratul 5, Livezeni, pentru modelul de tip Maxwell, determinăm următoarea ecuație a curbei de relaxare:

$$P_m = 1,159 \cdot P_p \cdot e^{0,02249t}, [10^4 \text{ N}] \quad (6.4)$$

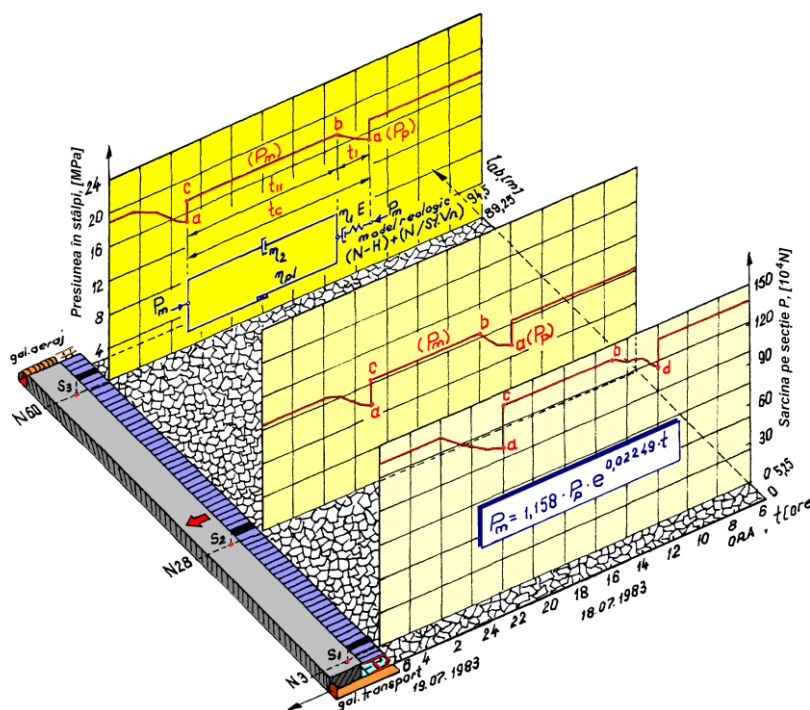


Fig.6.5. Modelul reologic de comportare în timp a susținerilor mecanizate SMA-2 în ab. 6604, str.5, Livezeni

Pentru funcționarea optimă a susținerilor mecanizate, majoritatea autorilor recomandă raportul $P_m / P_p \leq 1,25$ (Whittaker, 1974; Peng, 1986). Barczak (1992), însă, recomandă ca acest raport să fie de 1,66.

Din ecuația (6.4) constatăm că raportul P_m/P_p crește exponențial cu variația primelor perioade de lucru ale susținerilor mecanizate. Creșterea raportului P_m/P_p implică înrăutățirea condițiilor de lucru, generată prin degradarea rocilor din acoperiș, datorită întârzierii excesive în atingerea sarcinii finale P_m .

6.1.2. Cazul stratului 3 din Valea Jiului exploatat în felii orizontale

Dacă fenomenele geominiere dezvoltate în zonele de influență a fronturilor lungi de abataj situate pe strate cu grosime mică și medie și chiar strate groase, extrase în felii înclinate (în special pentru primele felii), sunt bine cunoscute (vezi pct.6.1.1), în cazul stratelor groase exploatate în felii orizontale, descrierea acestor fenomene este mai puțin conturată. Această cunoaștere insuficientă, pe plan mondial și local, se datorează frecvenței reduse a exploatării subterane a stratelor groase și complexității acestor fenomene.

Principali factorii care contribuie la definirea stării de tensiuni și deformații din jurul excavațiilor, create în urma exploatării stratului 3 în felii orizontale, cu surparea rocilor înconjurătoare (fig.6.6), sunt următorii: dimensiunile excavației realizate în urma exploatării; grosimea orizontală a stratului; adâncimea măsurată pe verticală, de la nivelul de rețezare a stratului până la cel al feliei în exploatare; extinderea pe direcție a zonei exploatare; înclinarea stratului; caracteristicile geo-mecanice ale cărbunelui și rocilor din acoperișul și culcușul stratului; adâncimea de situare a feliei exploatare, măsurată de la suprafață; tipul și caracteristicile susținerilor de abataj și lucrărilor miniere de pregătire; viteza de avansare a frontului de abataj; distanța până la câmpurile de abataj adiacente; prezența și poziția unor strate apropiate, exploatare sau aflate în exploatare.

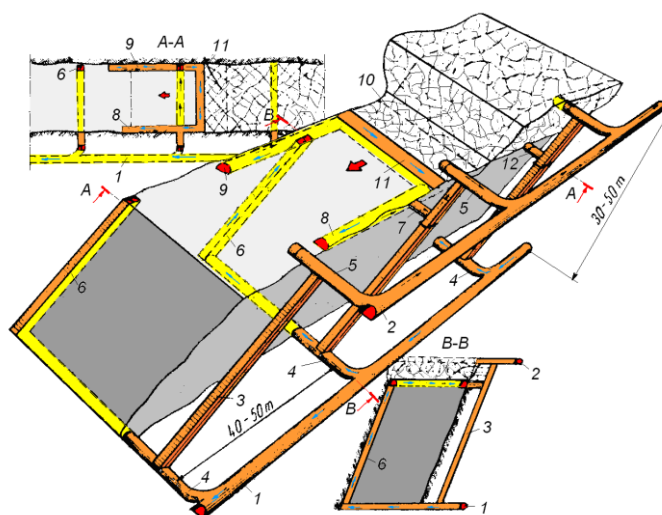


Fig.6.6. Metoda de exploatare în felii orizontale cu front lung direcțional (Onica, 2016)

- 1, 2 – galerie direcțională de etaj de transport, aeraj; 3 – suitor intermediar de câmp de abataj;
4, 5 – galerie transversală intermediară de câmp de abataj de transport, aeraj; 6 – suitor de aeraj sub acoperiș;
7 – baionetă; 8 – preabataj direcțional de transport pe culcuș; 9 – preabataj direcțional de aeraj

Pentru a efectua o analiză a tensiunilor normale, distribuite în jurul abatajelor, în condițiile exploatării stratului 3 în felii orizontale, în diagrama bloc din fig.6.7 am delimitat spațiul de influență din jurul abatajului în următoarele zone: a) zona PA, de la nivelul tavanului abatajului, unde presiunea minieră acționează pe susținerea din abataj; b) zona din fața frontului de abataj, care cuprinde următoarele domenii: FA-I, în care acționează presiunea de reazem; FA-II, în care tensiunile normale pe felia în exploatare sunt în ușoară creștere și FA-III, unde tensiunile sunt relativ stabilizate; c) zona din spatele abatajului, care conține: domeniul SA-I, în care tensiunile sunt într-o creștere continuă și domeniul SA-II, unde tensiunile tind spre valorile maxime de stabilizare; d) zona planului acoperișului, care cuprinde domeniile: Ac-I, în care tensiunile sunt concentrate datorită efectului de margine; Ac-II, unde tensiunile tind spre valorile inițiale și Ac-III, în care tensiunile sunt maxime datorită influenței directe a abatajului; e) zona planului culcușului, reprezentată de: Cc-I unde acționează tensiunile de margine; Cc-II, pe care tensiunile normale tind spre tensiunile inițiale, existente înaintea exploatării stratului și Cc-III, unde tensiunile sunt concentrate, sub influența abatajului.

Presiune minieră ce acționează pe susținerea abatajelor cu front lung, situate sub tavan artificial

În diagrama bloc din figura 6.7, presiunea dezvoltată pe tavanul abatajului, respectiv pe susținere, este reprezentată de zona PA. Cunoașterea valorilor și a modului de distribuție a presiunii sunt foarte importante în activitatea de proiectare a susținerilor de abataj. Evaluarea tensiunilor dezvoltate în celelalte zone prezintă interes din punctul de vedere al asigurării stabilității lucrărilor miniere de deschidere și pregătire.

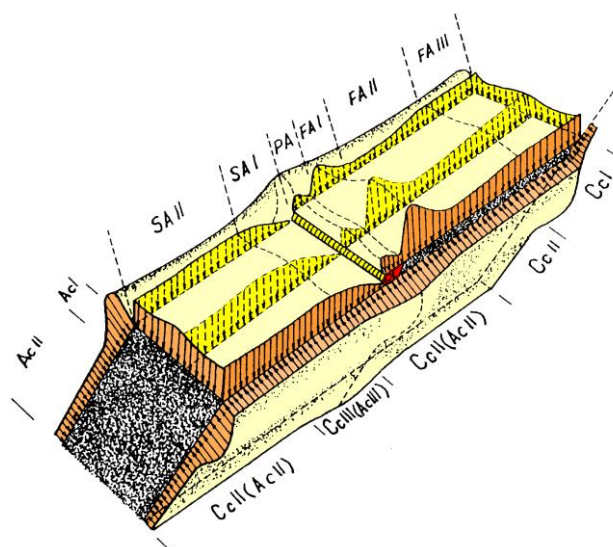


Fig.6.7. Diagrama bloc cu principalele zone de influență din jurul unui front de abataj direcțional, în condițiile exploatării stratului 3 în felii orizontale (Onica & Chiril, 2005)

Analizând valorile medii ale presiunilor măsurate de-a lungul timpului într-o serie de abataje, de la diferite mine din Valea Jiului, constatăm că acestea variază în limite foarte largi: de la $4,85 \cdot 10^{-2}$ MPa, pentru cazul abatajului numărul 74, stratul 3, blocul VII, Lonea, până la $23 \cdot 10^{-2}$ MPa, în condițiile abatajului numărul 2 Est, stratul 3, blocul IV, Lupeni, valori cu mult sub 5-10% din $\gamma \cdot H$ (Oncioiu & Onica, 1999).

În condițiile în care, în relația convergenței se impune o valoare maximă admisibilă pentru convergența specifică a abatajului, care să asigure funcționarea procesului de producție în depline condiții de securitate, se poate explicita capacitatea portantă medie funcție de celelalte variabile ale modelului. De exemplu, Josien și Gouilloux (Mahmoud, 1974) consideră că această valoare optimă a convergenței ar fi de 40mm/m avansare a frontului de abataj. Noi, însă, considerăm că această valoare este foarte restrictivă pentru exploatarea în felii. Deoarece sunt susțineri care pot asigura o bună funcționare a abatajului și în condițiile unei convergențe mai mari de 40mm/m (adică, susțineri cu un domeniu larg de variație a înălțimii și cu o capacitate portantă ce nu variază semnificativ după înălțime) putem admite ca limită maximă a convergenței valoarea de 100-150mm/m. Dacă ținem seama de faptul că susținerile mecanizate avansează după tăierea unei fâșii de 0,63m, această valoare limită a convergenței specifice admisibile este destul de acoperitoare.

Valoarea presiunii medii pe susținerea fronturilor lungi de abataj se calculează cu ajutorul relației (6.5), rezultată dintr-o analiză de regresie liniară multiplă a măsurătorilor efectuate în condițiile exploatării stratului 3 în felii orizontale (Onica & Cozma, 2008b):

$$P = \frac{6,789 \cdot 10^{-10} \cdot l_{ab}^{3,65} \cdot h_f^{43,115} \cdot H^{8,218} \cdot R_c^{13,945}}{h_{ex}^{2,995} \cdot \alpha^{4,437} \cdot R_a^{21,732} \cdot C^{5,464}}, [10^{-2} \text{ MPa}] \quad (6.5)$$

în care: l_{ab} este lungimea frontului de abataj sau grosimea orizontală a stratului, în m; h_f -înălțimea feliei exploatare, în m; h_{ex} -înălțimea exploatăată a stratului, măsurată de la nivelul de rețezare a stratului, în m; α -unghiul de înclinare a stratului, în grade, H -adâncimea de situare a abatajului, măsurată de la suprafață, în m; R_a - rezistența medie la compresiune a rocilor pe 10m de culcuș, în MPa; R_c -rezistența medie la compresiune a rocilor pe 10m de acoperiș, în MPa; C -convergența specifică maximă admisibilă, în mm/m avansare a frontului de abataj (se poate admite, pentru condițiile din Valea Jiului, o convergență maximă de 100-150mm/m).

Condițiile de aplicare a relației (6.5) sunt următoarele: exploatarea stratului 3 în felii orizontale, cu fronturi lungi direcționale și dirijarea presiunii prin surparea rocilor

înconjurătoare; lungimea frontului de abataj (grosimea orizontală a stratului) $l_{ab}=20-110m$; grosimea feliei extrase $h_f=2,5-3m$; înălțimea exploatată $h_{ex}=10-130m$; unghiul de înclinare a stratului: $\alpha=30-80^\circ$; adâncimea nivelului de exploatare $H=65-580m$.

Dacă se analizează relația (6.5) se poate constata că variabilele explicative, atât în cazul convergenței cât și capacității portante medii, se implică în model în același grad. Adică, atunci când condițiile de lucru ale susținerilor din abataj sunt dificile, crește convergența abatajului și devine necesară utilizarea unor susțineri cu o capacitate portantă mai ridicată.

Pentru a explica sensibilitatea modelului (6.5) la variația înălțimii exploatate h_{ex} și a feliei h_f , prezentăm graficele din figura 6.8, construite pentru niște condiții concrete, mai des întâlnite în abatajele din Valea Jiului.

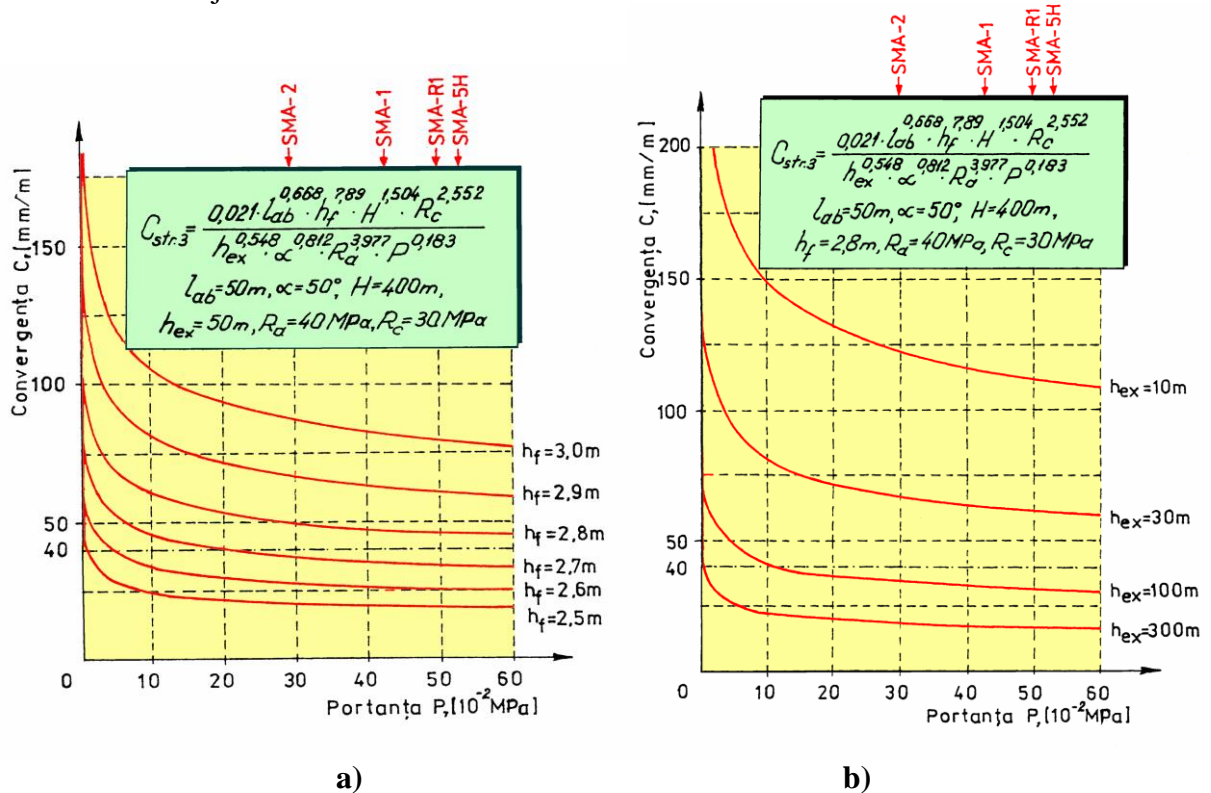


Fig. 6.8. Sensibilitatea convergenței specifice C la: a) variația portanței susținerii P și înălțimii feliei extrase h_f ; b) variația portanței susținerii P și înălțimii exploatate h_{ex} , în condițiile exploatării str.3 în felii orizontale, pentru: $l_{ab}=50m$; $\alpha=50^\circ$; $H=400m$; $h_{ex}=50m$; $R_a=40MPa$; $R_c=30MPa$

Așadar, pentru str.3, exploatat în felii orizontale, cu cât crește înălțimea exploatată și scade înălțimea feliei, portanța necesară susținerilor din abataj scade (fig.6.8). Putem spune și în acest caz că, în cele mai dificile condiții de situare a abatajelor din Valea Jiului, susținerile mecanizate asigură o convergență de maxim 125mm/m. De asemenea, creșterea portanței susținerilor peste $15 \cdot 10^{-2}MPa$ nu are implicații deosebite în reducerea convergenței.

După prelucrarea datelor privind presiunea ce acționează pe grinzile de susținere, se poate trage concluzia că distribuția sarcinilor pe tavanul abatajelor respectă o lege polinomială -mai frecvent parabolică- cu valoarea maximă spre spațiul exploatat. În cazul abatajului numărul 69, stratul 3, blocul III, Lonea, pentru o portanță a susținerii de $40 \cdot 10^{-2}MPa$, dacă spre vârful grinzii sarcina are valoarea de $9 \cdot 10^{-2}MPa$, spre limita cu spațiul exploatat ea crește la $38 \cdot 10^{-2}MPa$ (Scroban, 1975).

În ceea ce privește distribuția sarcinilor după lungimea abatajului, putem remarca faptul că valorile maxime sunt concentrate în zona din centrul abatajului (fig.6.9). Spre zona culcușului, sarcinile au o valoare cu circa 30% mai redusă, iar înspre acoperiș cu aproximativ 50% (Iliș&Onica 1994). Acest lucru se explică prin mecanismul particular de mișcare a rocilor în spațiul exploatat, specific stratelor groase cu înclinare medie sau mare.

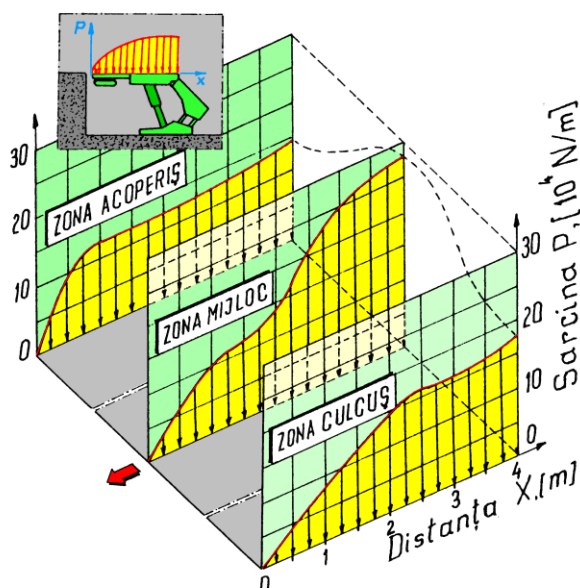


Fig.6.9. Distribuția sarcinilor pe grinzile de susținere, după lungimea unui front de abataj direcțional, în cazul str.3, exploatat în felii horizontale

Datele prezentate în fig.6.9 se pot exprima prin ecuațiile următoare:

$$P_A(x) = 16,579 \cdot x - 6,812 \cdot x^2 + 0,89 \cdot x^3, \quad [10^4 \text{ N/m}] \quad (6.6)$$

$$P_B(x) = 20,299 \cdot x - 17,477 \cdot x^2 - 7,395 \cdot x^3 - 0,963 \cdot x^4, \quad [10^4 \text{ N/m}] \quad (6.7)$$

$$P_C(x) = 10,549 \cdot x - 1,841 \cdot x^2 + 0,083 \cdot x^3, \quad [10^4 \text{ N/m}] \quad (6.8)$$

unde: $P_A(x)$, $P_B(x)$ și $P_C(x)$ sunt funcțiile de distribuție a sarcinilor pe grinzile de susținere de la acoperișul, mijlocul și culcușul abatajului, [10^4 N/m].

În zonele de intersecție a abatajului cu lucrările miniere de pregătire presiunea poate crește de până la de 2 ori, față de valorile medii înregistrate în restul abatajului.

Din observațiile efectuate s-a constatat o creștere ciclică a presiunii în momentul surprării rocilor din acoperiș, cu până la 50-60%, în special în zona acoperișului. Deci, putem vorbi de un pas de surpare de circa 5-8m, după înclinarea stratului, iar după direcție, de circa 15-20 m (funcție de rezistența rocilor), care se reduce odată cu creșterea adâncimii de exploatare. Dirijarea rocilor din acoperiș este urmată de o relaxare a presiunii ce acționează pe susținere dinspre spațiul de la acoperiș, ca efect al golurilor ce se formează deasupra abatajului, sub plăcile de roci prăbușite din acoperiș.

Fenomenele geomecanice dezvoltate în spațiul exploatat, după exploatarea stratelor groase în felii, sunt deosebit de complexe și dificil de teoretizat. Cu toate acestea, în vederea elaborării unor formule de calcul a presiunii miniere pe susținerile de abataj, rocile surpate ce apasă pe susținere au fost asimilate cu medii granulare, apelând la mecanica specifică a acestor medii și la elemente din teoria silozurilor. Ianssen (Gavrașenco 1963; Popescu & Todorescu 1982) Mahno (1985), Gherontiev (1985), Ruppeneit (1954, 1960), Râvkin (1965), bazându-se pe teoriile sus menționate, au creat diferite formule de calcul a presiunii ce acționează pe susținerea abatajului. Toate metodologiile teoretice amintite conțin o serie de caracteristici echivalente ale rocilor surpate, greu de determinat sau de apreciat și care fac practic imposibilă aplicarea acestor metodologii de calcul. Mai mult decât atât, aceste ipoteze nu țin seama de interacțiunea dintre roca surpată și susținere și de implicarea rocilor din culcușul și acoperișul stratului în mecanica rocilor surpate. Borisov (1964) îmbunătățește aceste teorii prin luarea în considerare a interacțiunii dintre susținere și rocile surpate.

Tinând seama de deficiențele modelelor teoretice amintite, cercetările se orientează tot mai mult spre modelarea pe materiale echivalente și pe măsurătorile din teren. În acest sens, plecând de la măsurătorile in situ, am elaborat relația de calcul (6.5), valabilă pentru calculul presiunii în anumite condiții de exploatare a stratului 3 și pentru o convergență maximă impusă, în așa fel, încât procesul de producție din abataj să se desfășoare în depline condiții de securitate (Onica, 1995).

Tensiunile de reazem, distribuite în fața frontului de abataj

Tensiunile de reazem acționează imediat în fața frontului de cărbune, în zona *FA-I*, din figura 6.7 și apar ca efect al redistribuirii sarcinilor în jurul spațiului exploatat. Concentrarea tensiunilor normale pe masivul de cărbune din fața abatajului poate depăși valoarea doi, fiind mai redusă decât în condițiile exploatării stratelor de cărbune sub tavan natural.

Din studiile efectuate pe modele din materiale echivalente, (Popescu, 1971; Roman, 1966), au rezultat diferite valori ale coeficientului de concentrare a tensiunilor, funcție de adâncimea măsurată de la suprafața liberă a feliei în exploatare și distanța până la frontul de abataj. Simularea a fost realizată pentru o rigiditate a susținerii de $300 \cdot 10^{-2}$ MPa/m.

În cazul stratului 3, exploatat în felii orizontale, tensiunile de reazem se datorează diferenței dintre gradul de tasare a rocilor prăbușite, din fața frontului de abataj, față de cele din spate. Acestea, fiind în mișcare, nu pot transmite tensiunile redistribuite în jurul abatajului la întreaga lor dimensiune.

În domeniul *FA-I*, al tensiunilor de reazem, se remarcă trei zone în care masivul de cărbune are comportamente diferite: a) zona 1, unde cărbunele se comportă vâsco-plastic. Cărbunele este fisurat datorită tensiunilor excesive care au acționat pe front, la un interval de timp, după faza de tăiere. Tensiunile care se manifestă în această zonă sunt în limitele rezistenței reziduale a cărbunelui. Extinderea zonei menționate este de la 0,5 m până la 1-1,5 m; b) zona 2, unde cărbunele se comportă preponderent plastic, pe un domeniu de circa 1-2 m. În această zonă tensiunile cresc brusc, până ating curba tensiunilor maxime de reazem; c) zona 3, în care cărbunele are un comportament elastic. Tensiunile au valorile cele mai mari și sunt distribuite după anumite legi exponențiale. Extinderea acestei zone este de circa 20-30 m. În fața zonei 3 masivul de cărbune se comportă elastic, iar tensiunile tind spre valorile lor inițiale.

Starea de tensiuni din fața frontului de abataj și comportarea masivului de cărbune depind, printre altele, de rigiditatea (portanța) susținerii, caracteristicile geo-mecanice ale cărbunelui și modul de interacțiune cu rocile surpate.

Pe colțurile de la capetele abatajului, datorită prezenței lucrărilor miniere de pregătire, coeficientul de concentrare a tensiunilor de reazem poate depăși valoarea 3-4.

Depășirea valorilor de rezistență a cărbunelui din front poate conduce la taluzarea acestuia, care poate determina apariția surpărilor în abataj.

Efectul tensiunilor de reazem se resimte și asupra stabilității galeriilor de pregătire, de pe culcușul și de sub acoperișul stratului 3, pe o distanță de circa 10-15m, până la 30 m. Din observațiile realizate asupra lucrărilor de pregătire s-a constatat că, cu cât crește viteza de avansare a frontului (ceea ce determină reducerea duratei de menținere a lucrării miniere de pregătire în zona de influență *FA-I* a abatajului) convergența totală a susținerii scade corespunzător.

Ca efect al tensiunilor de reazem, s-a constatat că, zona de influență a presiunii de reazem, care este extinsă pe 10-15 m, convergențele ajung până la 150 mm, pentru abatajul nr. 11, Aninoasa și până la 450mm, în cazul abatajului 1 Est, Lupeni - față de câțiva zeci de mm, în afara zonei de influență.

După analiza măsurătorilor de presiune efectuate asupra unor galerii direcționale de pregătire de pe stratul 3 (de pe culcuș și de sub acoperiș), se poate constata că presiunea variază exponențial cu distanța față de frontul de abataj și implicit cu timpul t (deoarece $d = \alpha \cdot t$, unde α este viteza medie de avansare a abatajului) - fig.6.10:

$$P = 29,276 \cdot 0,993^d, [10^{-2} \text{MPa}] \quad (6.9)$$

Ceea ce reconfirmă faptul că distribuția tensiunilor de reazem se realizează după o lege exponențială.

Studiind figura 6.10 se poate observa că presiunile ce se manifestă asupra preabatajului de la acoperiș (max. $5 \cdot 10^{-2} \text{MPa}$) sunt mult mai reduse decât la culcuș (max. $30 \cdot 10^{-2} \text{MPa}$), ceea ce dovedește că preabatajul de la acoperiș se află sub protecția unui pod din plăci, format din rocile din acoperiș, care preiau sarcinile rocilor sfărâmate, de deasupra. Această situație se menține până în momentul dirijării acoperișului când, în această zonă de la acoperiș, se va semnala o creștere accentuată a presiunii.

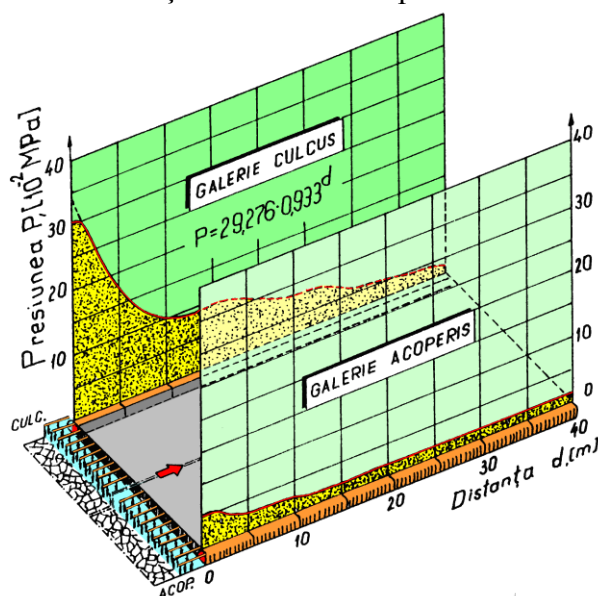


Fig.6.10. Creșterea sarcinilor pe susținerea lucrărilor miniere de pregătire, în zona de influență a tensiunilor de reazem (Onica & Cozma, 2008b)

În zona *FA-II*, dispusă pe o lungime de 20-30 m în fața abatajului, rocile surpate mai dețin o oarecare rezervă de tasare, iar tensiunile cresc odată cu tasarea, respectiv cu trecerea timpului. Concentrarea maximă a tensiunilor, după grosimea orizontală, este localizată în mijlocul stratului. Fenomenul se accentuează în timp, tensiunile devenind maxime în zona *FA-III*.

În zonele *FA-I*, *FA-II*, și *FA-III*, de-a lungul lucrărilor miniere de pregătire, tensiunile cresc cu peste 100%, sub influența acestor excavații.

Tensiunile verticale, generate de rocile surpate pe planul feției, în spatele frontului de abataj

Tensiunile transmise prin roca surpată, în spatele frontului de abataj, respectiv în zonele *SA-I* și *SA-II* sunt, în majoritatea situațiilor, mai pronunțate înspre culcuș. Ele cresc în timp, pe măsura creșterii tasării rocilor surpate, având un maxim spre mijlocul stratului. Acest fenomen a fost constatat în urma analizei măsurătorilor efectuate cu ajutorul unor doze tensometrice amplasate în zona surpată, din spatele abatajului.

Pentru frontul de abataj 1 Est, stratul 3, bloc IV, orizontul 480, Lupeni, măsurătorile realizate au scos în evidență faptul că maximum presiunilor (de cca. $(1,1 \div 1,6) \text{MPa}$ sau $(0,14 \div 0,2) \cdot \gamma \cdot H$) se situează la peste 10 ÷ 12 m față de abataj, iar evoluția sarcinilor respectă o lege tip putere (relația (6.9)). În zonele de exploatare a abatajului menționat, pentru o înclinare de 18-20° stratul are o grosime orizontală de 110 m.

Cu același tip de doze tensometrice au fost efectuate măsurători și în frontul lung de abataj numărul 11, stratul 3, blocul I, orizontul VIII, Aninoasa (fig.6.11). La o distanță de 18 m, față de abataj, s-au înregistrat valori ale presiunii de cca. 0,5 MPa, sau $0,06 \cdot \gamma \cdot H$, spre

culcuș și de 2,2 MPa, sau $0,27 \cdot \gamma \cdot H$ spre acoperiș. Stratul deține în această zonă o înclinare medie de 45° și o lungime de 45-50 m.

Având la dispoziție măsurătorile realizate pe patru aliniamente, dispuse după grosimea stratului, am încercat să prelucrăm datele, pentru a obține legea matematică de distribuție a tensiunilor pe toată suprafața, studiată a feliei, situată în spatele frontului de abataj (Iliș & Onica, 1994; Oncioiu & Onica, 1999).

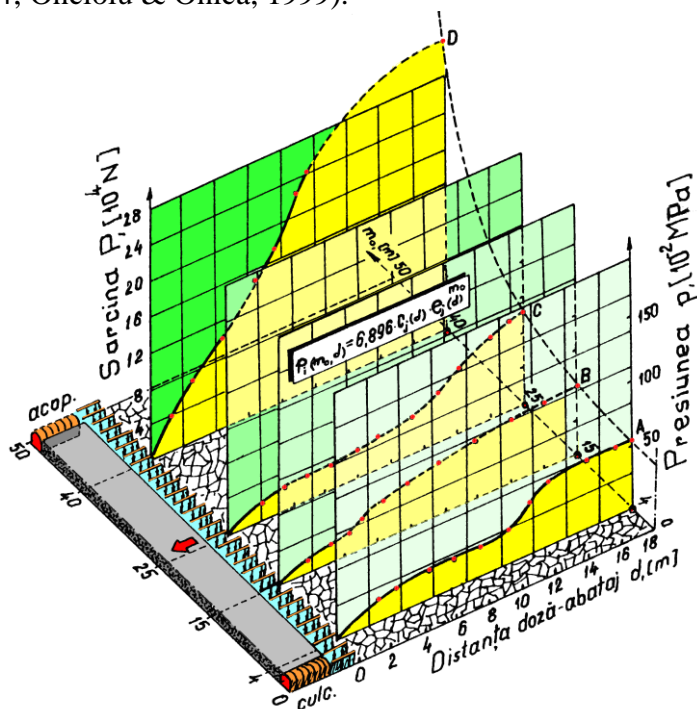


Fig.6.11. Evoluția sarcinilor dezvoltate pe dozele tensometrice, situate sub rocile surpate, din spatele frontului de ab. nr. 11, bl. I, oriz. VIII, str. 3, Aninoasa (Onica & Cozma, 2008b)

Am analizat sarcinile P , în 10^4 N, concentrate pe doze, iar transformarea sarcinilor concentrate în presiunile dezvoltate de roca surpată p în 10^2 MPa, s-a realizat prin înmulțirea celor dinainte cu o constantă $k_d=6,896$, ce ține seama de metodologia de măsurare. Distribuția presiunilor (tensiunilor normale) pe planul din spatele abatajului are forma:

$$p(m_o, d) = 6,896 \cdot c_j(d) \cdot e_j(d)^{m_o}, [10^{-2} \text{MPa}] \quad (6.11)$$

Valorile coeficienților variabili $c_j(d)$ și $e_j(d)$, pentru d cuprins între 0 și 18m, se calculează cu relațiile:

$$c_j(d) = 1,0162 + 0,11 \cdot d + 0,0076 \cdot d^2 \quad (6.12)$$

$$e_j(d) = 1,027 + 0,0027 \cdot d - 1,158 \cdot 10^{-4} \cdot d^2 \quad (6.13)$$

Analiza detaliată a măsurătorilor efectuate în spatele abatajului numărul 11, Aninoasa este importantă atât prin faptul că din situația critică surprinsă de acest abataj se poate descrie fenomenul dezvoltării tensiunilor în spațiul exploatat, în momentul surpării acoperișului, cât și prin posibilitatea evaluării tensiunilor, în această fază, printr-o ecuație de prognoză de tipul (6.11).

Deoarece, în ecuația (6.11), distanța d , măsurată de la doză la frontul de abataj, este funcție de timp ($d = \alpha \cdot t$), mai precis funcție de gradul de tasare în timp a rocilor surpate (viteza medie α , de avansare a frontului de abataj, fiind relativ constantă, $\alpha=1-1,6$ m/zi), tensiunile normale dezvoltate pe planul feliei cresc corespunzător, în timp, în conformitate cu legitatea (6.11).

6.2. STAREA DE TENSIUNI ȘI DEFORMAȚII DIN JURUL ABATAJELOR FRONTALE CU BANC DE CĂRBUNE SUBMINAT

6.2.1. Determinarea decalajului dintre două abataje frontale cu banc de cărbune subminat

Datorită avantajelor economice deosebite pe care le prezintă metodele de exploatare cu abataje frontale și banc de cărbune subminat, în ultimii ani a avut loc generalizarea aplicării acestora la nivelul exploatării stratului 3 din Valea Jiului. În figura 6.12 este reprezentată metoda de exploatare cu banc de cărbune subminat, în felii pe înclinare, cu abataje frontale direcționale, aplicată la stratele de cărbuni cu înclinare mică. Varianta în felii orizontale, cu abataje frontale direcționale aplicată stratelor cu înclinare mare este prezentată în figura 7.4.

Epuizarea rezervelor deschise și pregătite, din anumite câmpuri miniere (cum este cazul minei Petrita) a obligat la luarea deciziei de exploatare concomitentă a două felii succesive, cu abataje frontale decalate. Datorită faptului că atât metoda de exploatare cu banc subminat, cât și exploatarea concomitentă a două felii succesive, constituie elemente noi, ridicate de activitatea minieră din Valea Jiului, se pune problema determinării decalajului optim dintre fronturile de abataj, ce ar putea asigura securitatea maximă a acestora (Onica ș.a., 2003a, 2005; Onica&Chiril, 2005).

Decalajul optim necesar dintre fronturile de abataj luate în studiu a fost stabilit după următoarele criterii: a) criteriul interacțiunii stării de tensiuni și deformații; b) criteriul zonei de extindere a mișcării rocilor surpate; c) criteriul rezistenței aerodinamice a rocilor surpate din spatele frontului de abataj.

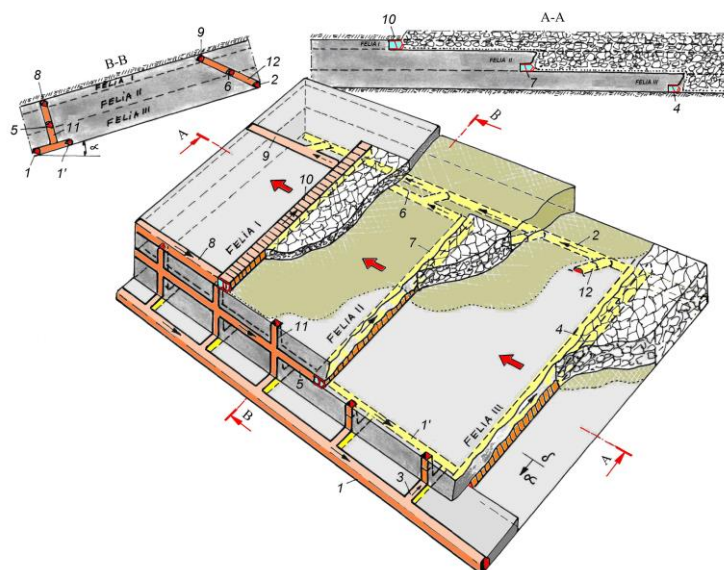


Fig.6.12. Metoda de exploatare cu banc de cărbune subminat în abataje frontale direcționale (Onica, 2016)

1, 1'-galerii direcționale conjugate de transport pe culcuș; 2-galerie direcțională de aeraj pe culcuș; 3-plane înclinate de legătură; 4-abataj frontal cu banc subminat felia III-a; 5-galerie direcțională de transport felia a II-a; 6-galerie direcțională de aeraj felia a II-a; 7-abataj frontal direcțional cu banc subminat felia II-a; 8-galerie direcțională de transport sub acoperiș; 9-galerie direcțională de aeraj sub acoperiș; 10-abataj frontal de montaj felia I-a; 11-contrasuiitor de transport, de legătură între felii; 12-contraplan de aeraj, de legătură între felii

6.2.1.1. Criteriul interacțiunii stării de tensiuni și deformații dintre două abataje succesive

În urma cercetărilor efectuate pe modele din materiale echivalente, în vederea stabilirii interacțiunii, respectiv decalajului optim dintre fronturile de abataj succesive, situate pe două

strate apropiate, Borisov ajunge la o serie de rezultate interesante, sintetizate în lucrarea Borisov (1980). Adaptarea acestor rezultate, la cazul a două fronturi de abataj situate în două felii succesive, cu banc de cărbune subminat, este reprezentată în figura 6.13.

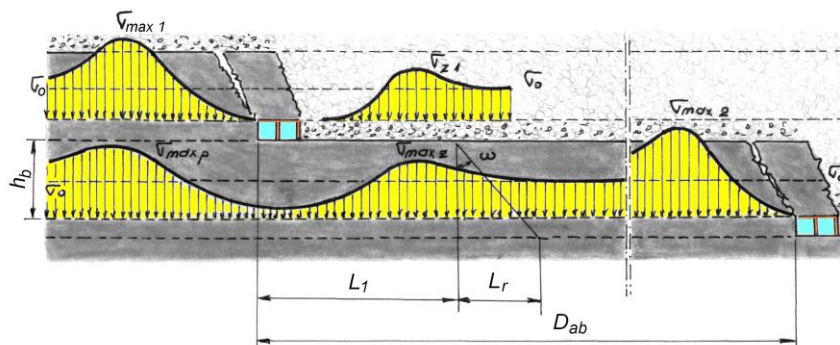


Fig.6.13. Influența reciprocă a două fronturi de abataj, cu banc de cărbune subminat, pentru cărbuni de rezistență scăzută (Onica ș.a., 2005)

Tensiunea de reazem $\sigma_{\max 1}$, ce acționează în fața frontului, pe planul abatajului de le felia superioară, poate atinge valoarea $(2 \div 4) \cdot \sigma_o$ (unde $\sigma_o = \gamma_a \cdot H$ reprezintă tensiunile inițiale verticale), cu un maxim la cca.6-8m de linia frontului (distanță care poate crește la peste 15-20m, în cazul cărbunilor mai puțin rezistenți și vitezelor reduse de avansare a frontului de abataj). Această valoare maximă descrește progresiv, pe o lungime de peste 20-30m, până la atingerea valorii tensiunilor inițiale. Acest fenomen este evidențiat și la exploatarea stratului 3 în felii, cu surparea rocilor înconjurătoare (vezi pct.6.1).

Pe măsura tasării rocilor surpate în spatele frontului de abataj, tensiunile normale cresc la valoarea maximă de $\sigma_{z1} = (1,3 \div 1,5) \cdot \sigma_o$, după care descreșc până la stabilizarea lor la nivelul lui σ_o . Pe planul feliei inferioare se produce o transmitere a tensiunilor dezvoltate în jurul abatajului corespunzător feliei superioare. Există un maxim al tensiunilor $\sigma_{\max p} = (1,5 \div 2) \cdot \sigma_o$, situat la peste 10-12m față de primul front, urmat de o detensionare sub zona plasată imediat în spatele acestui front de abataj. Creșterea tensiunilor în spațiul exploatat la nivelul lui σ_{z1} este resimțită în fața frontului de abataj de pe felia a doua, la un maxim de aprox. $\sigma_{\max z} = 1,2 \cdot \sigma_o$. Dacă frontul al doilea se află la o distanță suficient de mare de primul front, tensiunea de reazem $\sigma_{\max 2}$ va fi egală cu $(2 \div 4) \cdot \sigma_o$.

Aceste valori ale tensiunilor normale dezvoltate în fața frontului de pe felia inferioară, respectiv în spatele frontului de pe felia superioară, sunt amplificate corespunzător odată cu apropierea fronturilor de abataj. Din punct de vedere al stabilității bancului de cărbune și presiunii produse pe susținerea abatajului și lucrărilor miniere de pregătire, amplificarea tensiunilor afectează cel mai mult starea lucrărilor situate pe felia inferioară.

În ceea ce privește valoarea și distanța pe care se dezvoltă tensiunile de reazem în fața frontului de abataj, acestea depind foarte mult de rezistența cărbunelui și viteza de avansare a abatajului. Menținerea unui cărbune mai puțin rezistent (cum este cazul zăcămintelor din Valea Jiului) sub influența tensiunilor de reazem, face ca frontul de cărbune să treacă din starea elastică în starea elasto - plastică, respectiv elasto - vâsco - plastică (datorită fisurării accentuate a frontului din cauza stagnărilor relative ale abatajului, respectiv vitezelor reduse de avansare ale acestuia, de sub 7-8m/lună). Sub efectul fisurării frontului de cărbune, tensiunile de reazem se deplasează în profunzimea masivului, mărind în mod corespunzător distanța pe care se distribuie acestea. Fenomenul prezentat are ca efect creșterea decalajului necesar între fronturile de abataj.

După Borisov (1980), pentru ca cele două abataje succesive să nu se influențeze reciproc, este necesar ca decalajul D_{ab} dintre acestea să respecte condiția:

$$D_{ab} \geq L_1 + L_r \quad (6.14)$$

unde: L_1 reprezintă distanța de unde încep să se stabilizeze tensiunile în spatele primului front de abataj; $L_r=30-40\text{m}$ – distanța de rezervă, ce ține seama de lungimea pe care se dezvoltă tensiunile de reazem din fața frontului situat pe felia inferioară.

De asemenea, se consideră că decalajul minim dintre două fronturi succesive, trebuie să fie mai mare decât distanța L_r :

$$D_{\min} \geq L_r \quad (6.15)$$

În condițiile prezentate mai sus, Șeviakov (1953) propune ca decalajul dintre două fronturi de abataj succesive să fie calculat cu relația:

$$D_{ab} = h_b \cdot \text{ctg } \omega + L_r \quad (6.16)$$

unde: h_b este, în cazul nostru, înălțimea bancului subminat aferent feliei inferioare; ω -unghiul de mișcare a rocilor (cărbunelui).

Având în vedere relația (6.16), pentru un banc subminat de 10m înălțime, cu un unghi de mișcare de 35° , pentru cărbuni de rezistență scăzută și 58° , pentru cărbuni tari și $L_r=30-40\text{m}$, se obține un decalaj calculat între fronturile de abataj între 37m și 54m.

În ceea ce privește calculul decalajului dintre două fronturi succesive Jeremic (1985) propune ca în relația (6.16) distanța L_r să fie de 20m. În acest caz, din calcul efectuat mai sus, rezultă un decalaj de 27-34m.

Krâlov ș.a. (1973) consideră că, pentru buna funcționare a două fronturi de abataj situate în felii succesive, cu un banc de cărbune subminat de 2-5m, decalajul trebuie să fie de cel puțin 30-50m.

Starea de tensiuni dezvoltată în jurul fronturilor de abataj afectează integritatea bancului subminat, a cărui degradare depinde, atât de caracteristicile geomecanice ale cărbunelui cât și de intensitatea solicitărilor și durata de acțiune a acestora. Viteza de avansare a fronturilor de abataj fiind foarte redusă, sub acțiunea tensiunilor de reazem bancul de cărbune din fața frontului se fisurează, comportându-se ca un masiv granular, necoeziv sau cu coeziune redusă și cu frecare interioară.

Ținând seama de unghiul θ , de rupere a bancului subminat în fața frontului de abataj situat în felia inferioară, și de tensiunile dezvoltate în spațiul exploatat pe felia superioară, așa cum este reprezentat în figura 6.14, decalajul dintre fronturi poate fi calculat cu o relație asemănătoare formulei (6.16):

$$D_{ab} = h_b \cdot \text{ctg } \theta + L_r \quad (6.17)$$

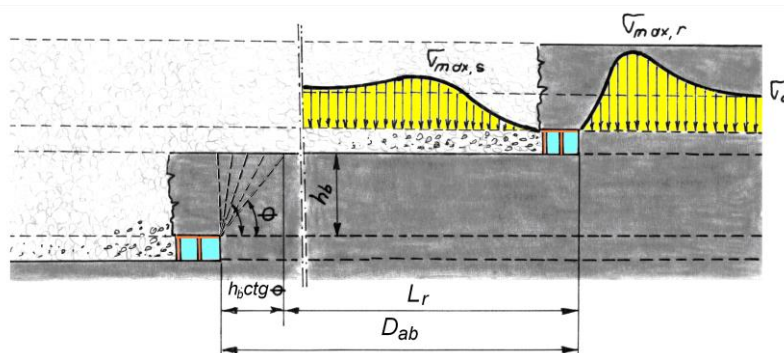


Fig.6.14. Decalajul dintre fronturile de abataj cu subminare, funcție de unghiul de rupere a cărbunelui din bancul subminat (Onica ș.a., 2005)

Unghiul θ , rezultat din observațiile efectuate în condițiile abatajelor cu subminare din Franța și C.S.I., este cuprins între 90° , pentru cărbuni foarte tari și 65° , pentru cărbuni cu rezistență scăzută. Deoarece cărbunii din Valea Jiului sunt de tărie mică și medie, iar unghiul de rupere a bancului subminat, datorită basculării acestuia spre spațiul exploatat depinde foarte mult și de viteza de avansare a frontului, considerăm că unghiul θ tinde spre valoarea unghiului de frecare interioară (care pentru cărbunii din Valea Jiului este de aproximativ 40°). În acest caz, pentru un banc de cărbune subminat de 10m înălțime, decalajul dintre fronturi este de 42-52m. Ceea ce corespunde, pentru o viteză maximă de avansare a fronturilor de abataj de 7-8m/lună, un decalaj în timp cuprins între 5 și 7luni.

6.2.1.2. Criteriul zonei de extindere a mișcării rocilor surpate

Un alt criteriu de care s-ar putea ține seama la calculul decalajului dintre două abataje succesive este zona de extindere a mișcării rocilor surpate (fig.6.15) care, de fapt, influențează și starea de tensiuni-deformații dezvoltată în jurul abatajelor.

Așa cum se cunoaște din cercetările efectuate în domeniul curgerii mediilor granulare (Onica ș.a. 2005), prin avansarea abatajelor și efectuarea operației de dirijarea a presiunii, rocile se pun în mișcare după niște elipsoizi de curgere (elipsoidul de extracție și elipsoidul de mișcare). În aceste caz, se ține seama de faptul că rocile se deplasează în limitele elipsoidului de mișcare și că pentru stabilizarea rocilor, respectiv tasarea acestora (care trebuie să fie suficient de bună pentru a împiedeca apariția unor fenomene geodinamice în abatajul inferior), este necesară o perioadă de cel puțin 2 luni de stabilizare a rocilor surpate. În aceste condiții, decalajul dintre fronturile de abataj se poate calcula cu relația:

$$D_{ab} = h_b \cdot \text{ctg } \theta + v_l \cdot t + \frac{r}{\sin \xi} + e + l_{ab} \quad (6.18)$$

în care: v_l este viteza medie lunară de avansare a frontului de abataj; $t = 2$ luni – durata necesară pentru stabilizarea rocilor surpate din spațiul exploatat; r - raza maximă a elipsoidului de mișcare a rocilor; ξ - unghiul de înclinare a elipsoidului de mișcare spre spațiul exploatat, datorită frecării cu bancul de cărbune; e - distanța dintre axul elipsoidului și frontul de abataj; l_{ab} - lățimea abatajului.

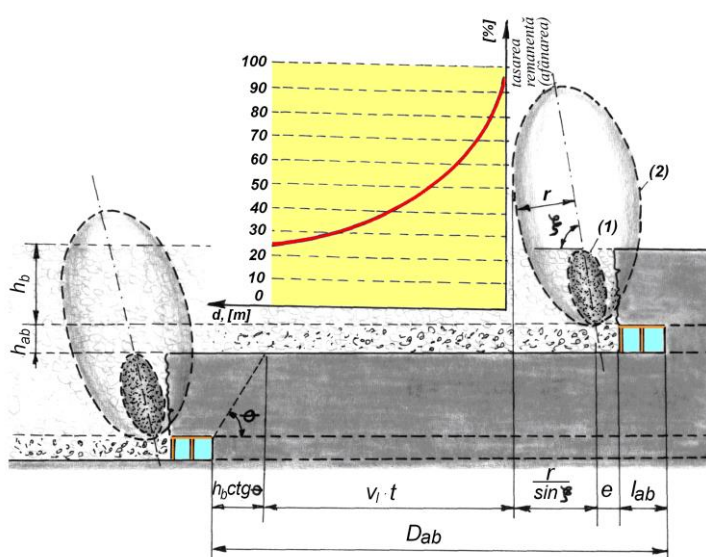


Fig.6.15. Decalajul dintre fronturile de abataj, cu banc de cărbune subminat, funcție de extinderea zonelor de mișcare a rocilor surpate (Onica ș.a., 2005)

(1)-elipsoidul de extracție; (2)-elipsoidul de mișcare

După Kvapil (1982), raza elipsoidului de mișcare a rocilor se poate calcula cu relația:

$$r = \frac{h_b + h_{ab}}{2} \cdot \sqrt{6 \cdot (1 - \varepsilon^2)} \quad (6.19)$$

unde: h_{ab} este înălțimea frontului de abataj; ε - excentricitatea elipsoidului (după Wu Jian ș.a., 1988, 1996), pentru zăcămintele de cărbuni $\varepsilon = 0,91 \div 0,95$).

Pentru $h_b=10\text{m}$, $h_{ab}=3\text{m}$, $l_{ab}=4\text{m}$, $\theta = 40^\circ$, $v_l=8\text{m/lună}$, $t=2\text{luni}$, $\varepsilon = 0,91$, $\xi = 75^\circ$, $e=2\text{m}$, din relația (6.19) rezultă $r=6,6\text{m}$ și decalajul dintre fronturile de abataj, calculat cu formula (6.18), este de aproximativ 41m.

Din analizele prezentate mai sus, rezultă că pentru a nu exista o interacțiune geomecanică între două fronturi de abataj succesive, cu banc de cărbune subminat, trebuie ca decalajul dintre fronturile de abataj să nu fie mai mic de 40-50m.

6.2.1.3. Criteriul rezistenței aerodinamice a rocilor surpate din spatele frontului de abataj

În condițiile zăcămintelor din Valea Jiului tratarea problemei decalajului dintre fronturile succesive de abataj cu banc de cărbune subminat, din punct de vedere al interacțiunii stării de tensiune-deformație, nu este suficientă. Alte fenomene de interacțiune care pot apărea în abatajele de acest fel, în condițiile minelor din Valea Jiului, sunt legate de apariția focurilor endogene și/sau acumulărilor de metan. Din ambele puncte de vedere, un decalaj mare între fronturile de abataj determină o tasare foarte bună a rocilor surpate din spațiul exploatat, astfel încât să fie posibilă reducerea semnificativă a debitului de aer scurcircuitat prin spațiul exploatat între abataje cu implicații în special asupra autoaprinderii cărbunelui pierdut în zona surpată și chiar asupra migrării gazului metan, de la nivelul abatajului inferior spre cel superior.

Miletici (1962, 1968), în baza cercetărilor efectuate în bazinul carbonifer Doneț a constatat că rezistența aerodinamică specifică a spațiului exploatat $r(x)$ depinde de adâncimea de exploatare, modul de dirijare a presiunii și distanța măsurată de la frontul de abataj (fig.6.16). Astfel că, rezistența specifică este maximă, pentru surparea totală a rocilor înconjurătoare, începând cu distanța de 700m, măsurată de la frontul de abataj. Adică, în cazul nostru, se poate spune că este posibilă obținerea unei etanșeități suficiente a spațiului exploatat, fără alte măsuri tehnice, doar începând de la un decalaj între fronturile de abataj mai mare de 700m.

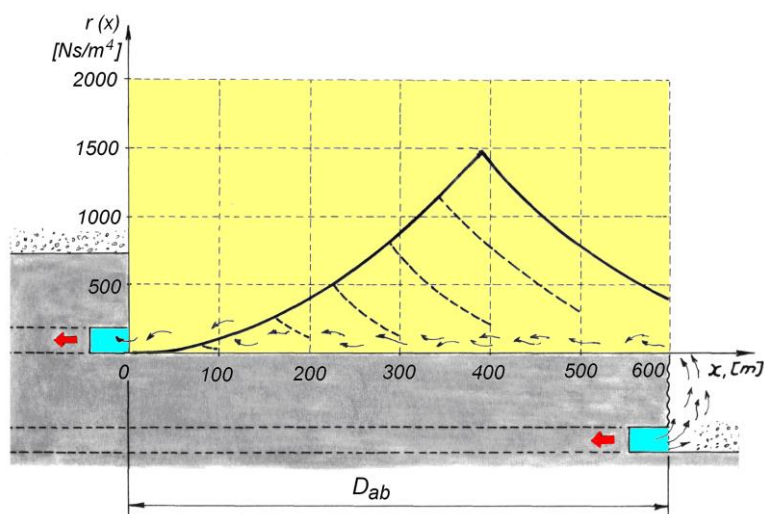


Fig.6.16. Variația rezistenței aerodinamice specifice a spațiului exploatat funcție de distanța dintre fronturile de abataj, pentru un acoperiș clasa III, cu $R_d = 6 \cdot 10^6 \text{N/m}^2$ (Onica ș.a., 2005)

În *concluzie*, în condițiile minelor de cărbuni din Valea Jiului, în cazul exploatării cu banc de cărbune subminat, nu este posibilă exploatarea concomitentă a două felii succesive, fără luarea unor măsuri de creștere a gradului de etanșare a spațiului exploatat și a unor măsuri profilactice, cât mai eficiente, de prevenire a autoaprinderii cărbunelui pierdut în spațiul exploatat.

6.2.2. Analiza stării de tensiuni și deformații din jurul abatajelor frontale cu banc de cărbune subminat, cu ajutorul metodei elementelor finite

Considerații generale

Starea de tensiuni dezvoltată în formațiunile înconjurătoare se modifică fundamental în urma extragerii cărbunelui din strat și este însoțită de deformații, ruperi și deplasări ale rocilor, cu intensități diferite (fig.6.17).

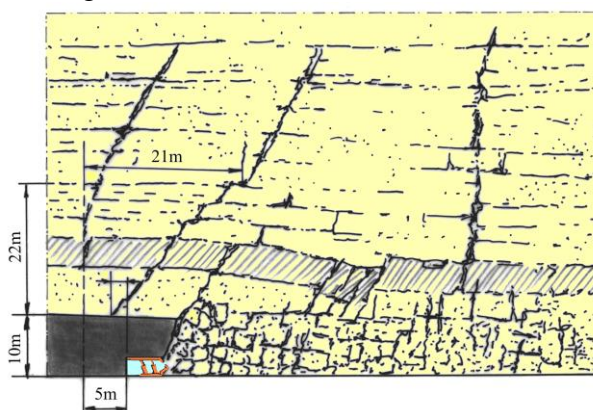


Fig.6.17. Dezvoltarea fenomenului de mișcare a rocilor din acoperiș (Wang Qingkang ș.a., 1988)

Dezvoltarea stării de tensiuni și deformații în unele abataje din Valea Jiului au condus la manifestarea unor fenomene geomecanice periculoase pentru securitatea personalului și echipamentelor. Astfel că, pe parcursul anilor 1999-2004, în aria de influență a abatajelor cu banc subminat de la minele Lupeni, Uricani, Vulcan și Petrița s-au produs 6 cazuri de accidente grave, soldate cu pierderi de vieți omenești, accidentați ITM, pagube materiale și imobilizarea unor rezerve importante de cărbune - vezi capitolul 7.

Descrierea stării de tensiune-deformare a bancului de cărbune, în cazul abatajelor frontale cu subminare, se poate sintetiza astfel: mișcarea bancului de cărbune începe dintr-o zonă situată înaintea liniei frontului, la nivelul primului plan de tracțiune (punctul de începere a mișcării, pentru cărbunii cu tărie redusă, este între 15 și 20m, înaintea liniei frontului și la 6-10m, pentru cei cu tărie medie); deplasarea principală a bancului de cărbune înaintea frontului este orizontală, iar în spatele frontului verticală, rezultând o basculare a bancului spre spațiul exploatat; densitatea fracturilor induse în bancul de cărbune crește, generând sfărâmarea progresivă a cărbunelui spre fereastra de evacuare (Onica & Chiril, 2005).

Domeniul de influență a spațiului exploatat se împarte în anumite zone de influență prezentate în detaliu în subcapitolele 6.1.1. și 6.1.2.

Dimensiunea zonei de fracturare a cărbunelui, imediat după tăierea frontului de cărbune, este de cca. 3-5m, iar tensiunile de reazem pot depăși $2,5-3 \cdot \gamma_a \cdot H$. Această zonă se extinde progresiv spre interiorul masivului de cărbune, pe măsura trecerii timpului, și odată cu dezvoltarea fenomenului se deplasează și tensiunile maxime de reazem.

Deși cu o intensitate mai redusă, și în cazul exploatării cu banc subminat apare o ciclitate a surpării rocilor din acoperiș (având ca rezultat variația periodică a presiunii asupra susținerii din abataj), cu deosebirea că, în acest caz, datorită vitezelor de avansare ale frontului de abataj mult mai reduse, factorul timp determină distrugerea naturală a rocilor și desprinderea consolelor formate în spatele frontului.

Acțiunile repetate de tensionare-detensionare ale susținerii din abataj, în timpul procesului tehnologic, au un efect important asupra sfărâmării masivului de cărbune din bancul subminat (pe o adâncime de cca.2-3m), respectiv asupra oscilației valorilor tensiunilor din banc.

În cazul exploatării unui strat de cărbune cu subminare, simultan în mai multe felii, este foarte importantă stabilirea decalajului minim dintre abataje, ținând seama de superpoziția stării de tensiuni, respectiv de influența reciprocă a acestora. Din acest punct de vedere, pentru condițiile abatajelor din Valea Jiului, s-a calculat un decalaj minim între fronturile de abataj de 37m și 54m (vezi fig.6.13).

Starea de tensiuni dezvoltată în jurul fronturilor de abataj afectează integritatea bancului subminat, a cărui degradare depinde atât de caracteristicile geomecanice ale cărbunelui cât și de intensitatea solicitărilor și durata de acțiune a acestora. Viteza de avansare a fronturilor de abataj fiind foarte redusă, sub acțiunea tensiunilor de reazem bancul de cărbune din fața frontului se fisurează, comportându-se ca un masiv granular, necoeziv sau cu coeziune redusă și cu frecare interioară.

În cazul exploatării cu banc subminat, înălțimea de surpare a acoperișului direct este mare și corelată în mod semnificativ cu grosimea exploatată a stratului de cărbune și cu gradul de umplere a spațiului exploatat (capacitatea de afânare a rocilor).

Între zona abatajului și în spațiul exploatat se formează o structură complexă din blocuri sau bucăți de roci comprimate, aflate în echilibru, dispuse sub formă de pod. Luând în considerare condițiile de subminare, structura de echilibru este predispusă la două forme de rupere și anume: prin alunecare și prin rotație. Atunci când grosimea acoperișului principal este mai redusă poate apare distrugerea ciclică a structurilor de echilibru, rezultând o altă modalitate importantă de rupere a structurii acoperișului principal. În anumite condiții, destabilizarea structurilor de blocuri articulate din acoperișul principal poate determina încărcarea frontului de abataj, prin supraîncărcarea acoperișului direct. De aceea, structurile în arc de echilibru și cele formate din blocuri mari articulate se vor influența reciproc. Existența unor strate moi, între cele două structuri de echilibru, va diminua mult din interacțiunea reciprocă a acestora (Onica & Chiril, 2005).

Analiza stării de tensiuni și deformații ajutorul metodei elementelor finite

Pentru prima dată, pentru condițiile abatajelor cu banc de cărbune subminat din Valea Jiului, în această lucrare, s-a utilizat metoda elementelor finite, pentru studiul stării de tensiune-deformare dezvoltate în jurul abatajelor cu banc de cărbune subminat. Astfel că, studiul s-a axat pe analiza rezultatelor obținute din calculele efectuate asupra următoarelor 4 modele (Onica ș.a., 2006a; Roșioru, 2007): a) abataj cu banc de cărbune subminat ($h_b=5m$) aflat în faza de pornire; b) abataj cu banc de cărbune subminat, cu $h_b=5m$; c) abataj cu banc de cărbune subminat, cu $h_b=10m$; d) abataje succesive cu banc de cărbune subminat, cu $h_b=5m$, decalate la 20m.

Realizarea modelării s-a realizat în 2D, în ipoteza deformației plane, rezultând modele cu dimensiunile de $Y=410m / X=350m$ (tabelul nr.6.1). S-au luat în considerare, în mod simplificat, 3 regiuni cu caracteristici geomecanice diferite care, în ipoteza comportamentului elastic liniar izotrop, au fost definite astfel: 1) pentru rocile din acoperiș și culcuș: $\rho_r=0,026MN/m^3$, $E_r=5000MPa$ și $\mu_r=0,2$; 2) stratul de cărbune nr.3: $\rho_c=0,014MN/m^3$, $E_c=1000MPa$, $\mu_c=0,15$; 3) rocile surpate: $\rho_s=0,008MN/m^3$, $E_s=50MPa$, $\mu_s=0,4$. Condițiile inițiale de încărcare a modelului au fost considerate geostatice, corespunzătoare unei adâncimi de $H=260m$. Tensiunile induse de prezența frontului de abataj au fost, reprezentate de tensiunile orizontale de 1,7MPa și verticale de 6,5MPa, considerate ca tracțiuni pe suprafețele interioare ale excavației. Prezența susținerii a realizată prin capacitatea sa portantă de 0,5MPa. Ceea ce înseamnă că, încărcarea modelului a fost realizată în tensiuni totale (Onica, 2001a; Onica ș.a., 2006a).

Tabelul nr.6.1. Discretizarea modelelor cu elemente finite

Modelul	Nr. noduri	Nr. elemente triunghiulare
a) Abataj cu banc subminat ($h_b=5m$) în faza de pornire	7894	3882
b) Abataj cu banc de cărbune subminat cu $h_b=5m$	5448	2680
c) Abataj cu banc de cărbune subminat cu $h_b=10m$	6586	3244
d) Abataje cu banc subminat, cu $h_b=5m$, decalate la 20m	8797	4332

Studiul tensiunilor are în vedere evaluarea stabilității cărbunelui și rocilor înconjurătoare abatajului și a modului de manifestare a unor fenomene geomecanice. În acest sens, rapoartele de concentrare a tensiunilor σ_y/σ_x și a tensiunilor principale σ_1/σ_2 (fig.6.18 și fig.6.20) pot descrie dezechilibrarea tensiunilor și implicit posibilitatea de apariție a fenomenelor de rupere. De asemenea, tot din punct de vedere al stabilității, foarte semnificativ este și studiul tensiunilor de tracțiune și de forfecare, știut fiind faptul că rocile și cărbunele au rezistențele la tracțiune și forfecare foarte reduse și cel mai adesea ruperea apare datorită depășirii acestor limite.

La pornirea abatajului se observă că deformațiile verticale sunt mult mai mari decât ale abatajelor în exploatare, datorită golului foarte mare creat deasupra susținerii, conducând la o convergență progresivă a susținerii spre spațiul exploatat, respectiv la bascularea bancului în această direcție.

Cea mai mare concentrare a tensiunilor σ_1/σ_2 este în fața frontului de abataj și în partea frontală a golului din banc (fig.6.18), unde există cea mai mare probabilitate de apariție a fenomenelor de dislocare a cărbunelui. Ruperea cărbunelui are șanse să se producă prin tracțiune în bancul de deasupra susținerii, iar prin forfecare în aceeași zonă și în colțul superior al frontului. Ruperea prin forfecare a frontului de cărbune, începând cu colțul superior, poate conduce la alunecarea cărbunelui din front, iar în cazul unei stagnări mai îndelungate a abatajului, chiar la amorsarea unor surpări masive în abataj.

Distribuția tensiunilor din masiv, în cazul fazei de pornire a exploatării, conduce la avansarea degradării bancului subminat deasupra susținerii care, în urma operației de evacuare cvasitotală a cărbunelui, lasă susținerea abatajului fără o pernă de protecție împotriva căderilor de roci din acoperiș și predispune abatajul la accidente majore prin surpare (vezi cap.7).

Pentru a analiza modul cum contribuie creșterea înălțimii bancului asupra distribuției tensiunilor în masiv am luat în considerare 2 modele diferite: cu o înălțime de banc de 5m și cu o înălțime de 10m. La o primă analiză a valorilor tensiunilor constatăm că la o creștere a bancului subminat de 2 ori (de la 5 la 10m) majoritatea tensiunilor sunt într-o creștere importantă cu valori diferite. Ceea ce ne conduce la concluzia că stabilitatea bancului subminat scade odată cu creșterea înălțimii bancului.

Valorile maxime ale tensiunilor de tracțiune sunt distribuite la limita bacului subminat cu spațiul exploatat, în frontul de abataj și în tavanul abatajului, la cca.1,5m de front (fig.6.19.a). De asemenea, tensiunile de forfecare maxime sunt localizate la nivelul frontului de abataj, în colțul superior și inferior și în partea inferioară a bancului subminat, spre spațiul exploatat (fig.6.19.b). Aceste constatări ne conduc la concluzia că bancul subminat are tendința de desprindere naturală spre spațiul exploatat și că există pericolul de alunecare a frontului de abataj și de desprindere a cărbunelui din tavan. De asemenea, concentrarea tensiunilor de tracțiune și forfecare și a concentratorilor de tensiuni, în general, pe linia frontului determină fracturarea bancului subminat (și datorită fenomenului de basculare a acestuia) pe această linie, și propagarea în timp a fracturilor prin rocile din acoperișul direct și chiar principal, conducând în final la desprinderea bancului și solicitarea liberă, gravitațională, a susținerii din abataj.

Deși în practică nu există situația unor abataje succesive cu banc subminat decalate la 20m (fig.6.20), am considerat ca necesar realizarea acestui studiu pentru a vedea, în mod comparativ, cum se comportă un banc aflat sub tavan artificial și sub o concentrare

suplimentară a tensiunilor, față de unul sub tavan natural. La prima vedere constatăm că abatajul inferior (aflat sub tavan artificial) suferă deformații și tensiuni mai accentuate decât abatajul superior (aflat sub tavan natural) și mult mai importante decât în cazul abatajelor singulare. În plus, față de modelele abatajelor singulare aflate sub tavan natural, se observă, în cazul abatajului inferior, apariția unor tensiuni de tracțiune evidente în partea superioară a bancului subminat, pe planul frontului, care vor conduce, în mod inevitabil, la detașarea naturală a bancului subminat din masiv, însoțită de bascularea acestuia și la apariția a două zone de desprindere a cărbunelui din tavan.

În final, se poate concluziona că rezultatele obținute în urma modelării numerice cu ajutorul elementelor finite sunt în deplină concordanță cu rezultatele obținute în urma observațiilor efectuate în teren și din modelele analitice cunoscute pe plan mondial.

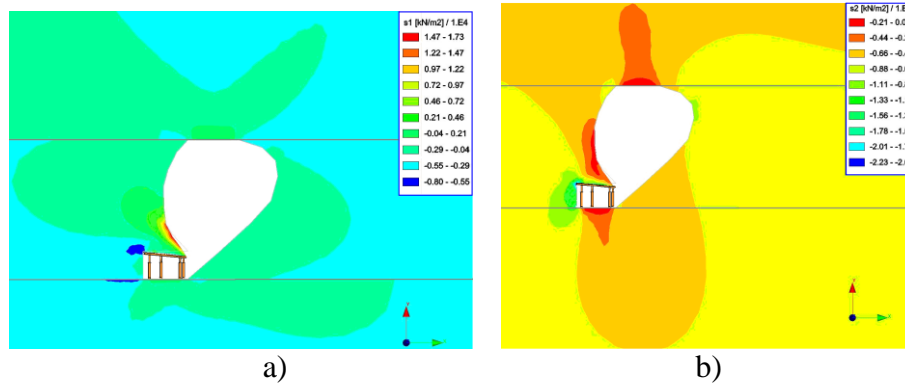


Fig.6.18. Tensiunile principale –faza de pornire a abatajului: a) maxime σ_1 ; b) minime σ_2

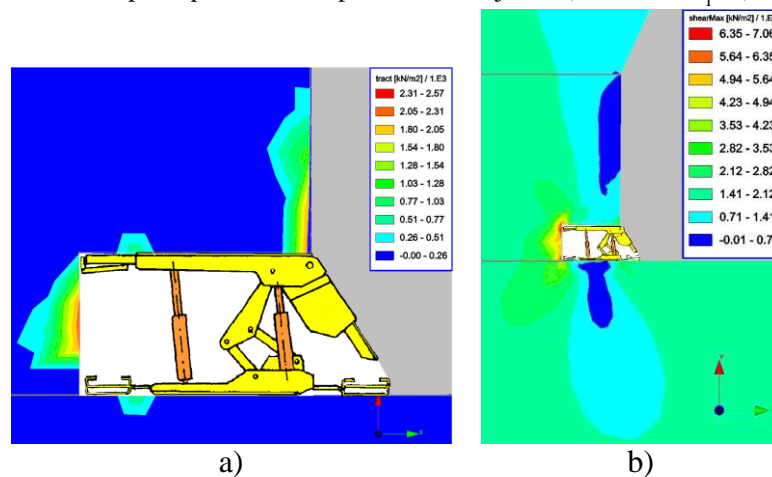


Fig.6.19. Tensiunile de tracțiune σ_t , $h_b=5\text{m}$ (a) și de maxime de forfecare τ_{max} , $h_b=10\text{m}$ (b)

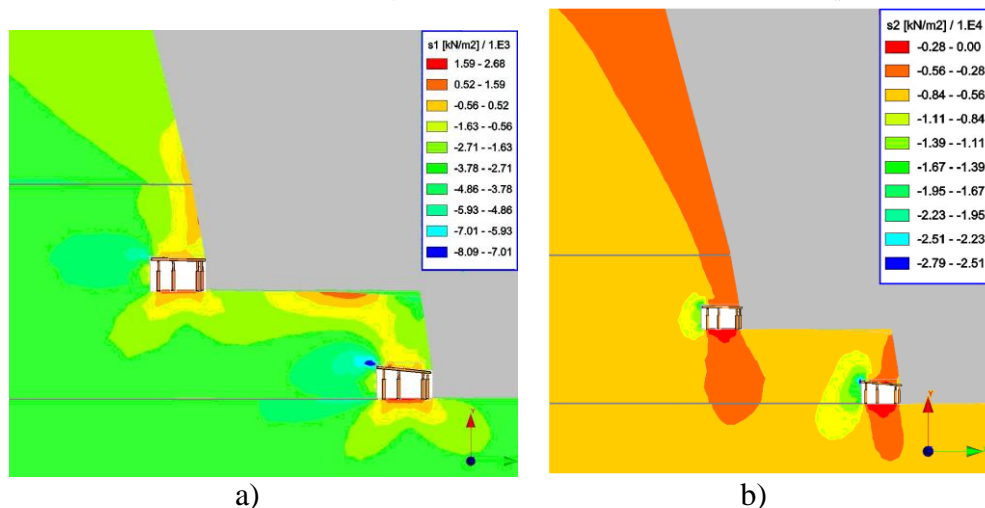


Fig.6.20. Tensiunile principale pentru două fronturi cu decalaj: a) maxime σ_1 ; b) minime σ_2

Perspective privind analiza stării de tensiune-deformare dezvoltată în jurul abatajelor frontale

În ceea ce privește perspectivele dezvoltării cercetărilor pe teme prezentate în acest capitol (la fel ca în cazul cap.7), putem să evidențiem importanța acestora pe perioada implementării programului de închidere a minelor din Valea Jiului, ținând seama de reducerea progresivă a capacităților de producție în următorii ani, până la încetarea totală a activității minelor de cărbuni.

Cercetarea fenomenelor geomecanice dezvoltate în jurul abatajelor frontale este foarte importantă din punct de vedere al stabilirii celor mai adecvate măsuri tehnice de închidere a minelor și de asigurare a condițiilor de securitate a zăcămintului, a personalului și echipamentelor din subteran.

CAPITOLUL 7

FENOMENE DINAMICE DEZVOLTATE LA MINELE DE CĂRBUNI, CA URMARE A SCHIMBĂRII STĂRII DE TENSIUNE-DEFORMARE

În urma realizării unei excavații subterane starea naturală de tensiuni din masiv se schimbă, generând o serie de fenomene geomecanice statice, cvasistatice sau dinamice (fenomenele cvasistatice sunt, de fapt, tot fenomene dinamice, dar durata pe care se dezvoltă este relativ mai mare, în raport cu specificul fenomenelor dinamice propriu-zise). Așadar, fenomenele geomecanice dinamice se dezvoltă într-o perioadă foarte scurtă de timp, fără dezvoltarea unor efecte prevestitoare perceptibile macroscopic. Caracterizarea acestor fenomene este făcută în detaliu în lucrarea (Onica, 2001b). Din grupa fenomenelor dinamice se pot separa: ruperea explozivă a rocilor și a substanței minerale utile (ruperea bruscă a stratelor de roci din acoperiș, explozii de pilieri, erupții de gaze și material mărunț etc.) și căderile de roci.

Ruperea explozivă este caracteristică formațiunilor foarte tari și casante care, supuse la solicitările dezvoltate în masiv, înmagazinează energie elastică, iar atunci când sunt depășite caracteristicile de rezistență ale acestora, această energie este cedată instantaneu, determinând o distrugere bruscă, explozivă a rocilor. Toate aceste fenomene sunt foarte periculoase din punct de vedere al securității personalului și echipamentelor aflate în subteran deoarece, desfășurându-se aproape instantaneu, nu există timpul necesar pentru a interveni cu măsuri de salvare (Onica, 2016).

În ceea ce privește solicitările dinamice generate de mișcările brusce ale rocilor sau de căderile de roci (cele care apar mai frecvent în condițiile exploatarei stratelor groase de cărbuni cu banc de cărbune subminat) trebuie scoase în evidență cauzele care au condus la desprinderea acestor roci din masiv, respectiv modul de rupere al acestor roci, care, la rândul lui, poate fi cvasistatic sau exploziv. Având în vedere locul în care se desfășoară ruperea (adică, la oarecare distanță de excavațiile subterane utile), modul de rupere nu are o importanță deosebită, decât din punct de vedere al formării dimensiunilor rocilor desprinse din masiv (care de obicei sunt mai mari, în cazul rocilor tari, scăzând o dată cu reducerea rezistenței acestora). Așadar importanța solicitării, respectiv mărimea sarcinilor dezvoltate de căderile de roci este funcție de înălțimea de cădere, respectiv dimensiunea verticală a golului măsurată pe traiectoria de cădere și greutatea rocilor desprinse la un moment dat. Efectul distructiv la impact generat de aceste solicitări poate fi diferit, funcție de înălțimea pernei de protecție, respectiv grosimea cărbunelui din banc situat deasupra susținerii abatajului și consistența acestuia (acesta fiind maxim când susținerea este expusă direct acestor solicitări).

Așadar, fenomenele „dinamice”, care se vor dezvolta în continuare, se pot grupa astfel: fenomene dinamice care au loc la pornirea abatajului; fenomene dinamice care au loc datorită evacuării bancului situat deasupra abatajului; fenomene dinamice provocate de alunecarea bancurilor de roci pe planele de falie.

7.1. FENOMENE DINAMICE PRODUSE LA PORNIREA ABATAJELOR FRONTALE CU SUBMINARE

7.1.1. Introducere

Aceste fenomene nu sunt specifice doar exploatării cu banc de cărbune subminat, ele pot apare și la pornirea altor abataje ce au la bază procedeul de dirijare a presiunii prin surprare, modul de manifestare a acestor fenomene fiind specific fiecărui metode și tehnologii de exploatare (Onica ș.a., 2006a).

În cazul abatajelor frontale cu subminare, dezvoltarea fenomenului geomecanic care poate conduce la distrugerea susținerii abatajului, începe odată cu execuția lucrării miniere de pregătire de atac. Această lucrare are profilul transversal și susținerea adaptate la tipul echipamentelor de susținere, tăiere și transport ce intră în dotarea viitorului abataj. Pentru cazul folosirii tehnologiei de susținere individuală clasică, aceste lucrări de atac se pot susține direct cu stâlpi hidraulici și grinzi în consolă.

Încă din faza de săpare a planului înclinat sau galeriei de atac, datorită redistribuirii stării naturale de tensiuni în jurul abatajului, cărbunul de pe conturul excavației începe să se fisureze, are loc o convergență a profilului transversal care conduce la amplificarea acestor fisuri, măbind dimensiunea zonei de fisurare din jurul acestei lucrări miniere. Cu cât durata de execuție a lucrării miniere de atac este mai mare, cu atât zona de fisurare este mai importantă. Când legătura dintre lucrările miniere de pregătire de transport și de aeraj este realizată se trece la exploatarea în retragere a câmpului de abataj. Se detașează 2-4 fâșii din frontul de abataj, urmate de evacuarea cărbunelui din banc. În cazul cărbunilor cu friabilitate ridicată, bancul de cărbune este deja fisurat (încă din faza de execuție a preabatajului) astfel că evacuarea se va produce nu numai în spatele bancului, ci și deasupra acestuia, lăsând un gol important deasupra susținerii (fig.7.1.).

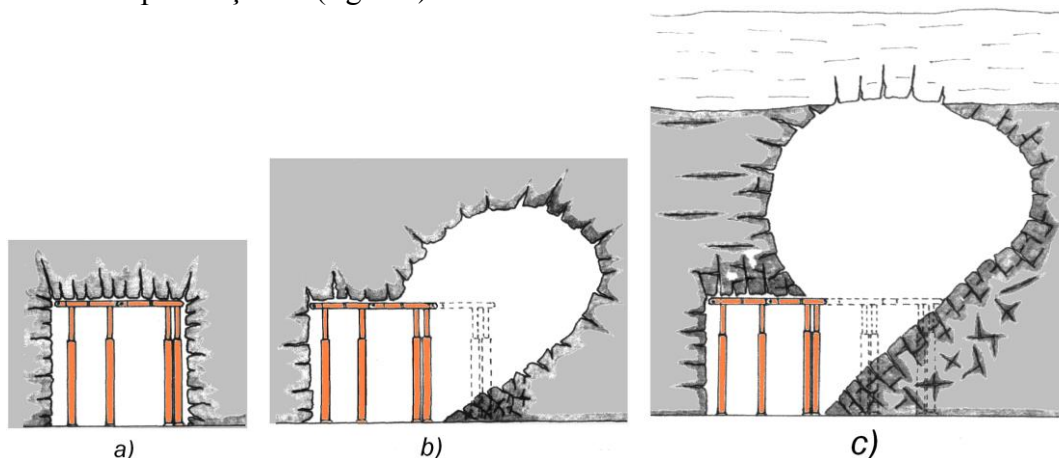


Fig.7.1. Dezvoltarea golului de exploatare la pornirea abatajelor frontale cu subminare de la minele din Valea Jiului (Onica & Chiril, 2005): a) susținerea preabatajului de atac; b) formarea golului în spatele abatajului la primul ciclu de evacuare a bancului subminat; c) amplificarea golului în următoarele cicluri de evacuare

În cazul rocilor din acoperiș mai greu surpabile acestea se vor menține în echilibru, până când dezvoltarea suficientă a spațiului exploatat determină apariția tensiunilor generate de momentele încovoietoare (tensiuni de întindere și compresiune) și forțele tăietoare (tensiuni de forfecare) în stratele de roci din acoperiș, care vor depăși valorile caracteristicilor de rezistență ale rocilor sau vor produce mobilizarea rocilor după planele de fisurare. Rocile desprinse din acoperiș vor lovi în cădere liberă susținerea cu o energie (Georgescu, 1986) care poate distruge această susținere și antrena pătrunderea rocilor și cărbunelui în spațiul abatajului.

Pentru a se evita apariția acestor fenomene geomecanice nedorite, pe lângă aplicarea unor procedee de slăbire a rezistenței cărbunelui și rocilor din acoperiș (prin injecții de apă

lente sau sub presiune, în găuri de sondă), se poate aplica o tehnologie de provocare a surpării cărbunelui din banc și a rocilor acoperitoare prin execuția unor lucrări de împușcare de zguduire, cu ajutorul găurilor lungi de sondă, direct din lucrarea de atac sau din suitori de presfărâmare, cu găuri de mină obișnuite.

Dintre cele două tehnologii de provocare a surpării la pornirea abatajului, prima are avantajul unei productivități mai reduse și inclusiv costuri de realizare mai mici, iar a doua are avantajul creării unor spații de expansiune, prin prezența suitorilor, care determină creșterea eficienței la producerea primei surpări a bancului de cărbune și a rocilor din acoperiș (dar cu costuri mult mai importante, datorită consumului mare de muncă și materiale și implicit o durată mai mare de realizare a acestei faze de exploatare a câmpului de abataj). Tehnologia cu suitori de presfărâmare, deși controversată în cazul utilizării ei ca metodă și tehnologie de exploatare, folosirea ei la pornirea abatajelor frontale cu subminare poate deveni o alternativă eficientă.

7.1.2. Fenomenul geomecanic care a condus la producerea accidentului din panoul 5, stratul 3, blocul III N, Uricani, din data de 22 mai 2004

În cazul minelor grizutoase, cum este cazul celor din Valea Jiului, formarea unor goluri cu un volum foarte mare (de ordinul miilor de m^3) în spatele abatajului determină acumularea de gaz metan în aceste spații cu secțiuni transversale de peste $50m^2$ care, sub influența unor surse de aprindere, pot conduce la deflagrații sau explozii de metan, cu consecințe devastatoare. Printre alte accidente, care au avut loc în aceste condiții, menționăm accidentul din data de 22.05.2004, produs la mina Uricani, în abatajul frontal din panoul 5, stratul 3, blocul III (fig.7.2.), soldat cu 2 morți și 2 accidentați grav, urmat de inundarea abatajului și lucrărilor miniere de pregătire - ca măsură tehnică luată imediat împotriva repetării fenomenului (Hirian & Onica ș.a., 2004).

Abatajul frontal din panoul 5, str.3, bl. III N, deține următoarele caracteristici geometrice (fig.7.2. și fig.7.3.): extinderea medie a câmpului de abataj este de 128m; lungimea frontului de abataj 63m (pe lungime, abatajul prezintă o inflexiune care îl împarte în două zone: zona dinspre galeria de bază, pe cca. 20m lungime, cu înclinare de cca. 5-6° și zona dinspre galeria de cap, pe cca. 43m lungime, cu o înclinare de 15-20°); înălțimea frontului de abataj este de 2,8m și înălțimea medie a bancului de cărbune subminat de 10m.

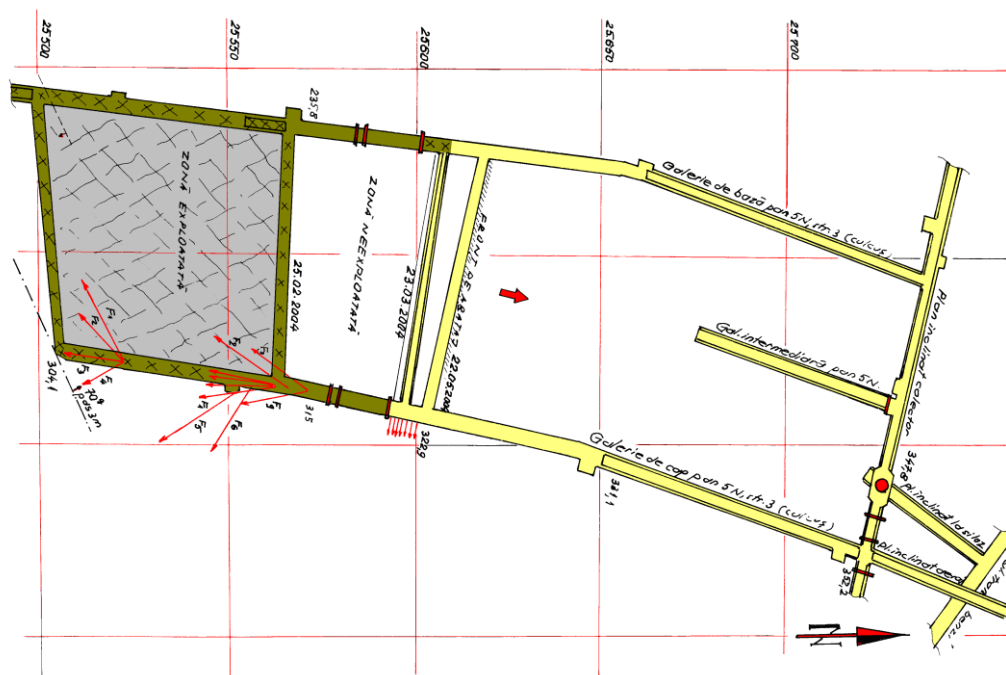


Fig.7.2. Planul de situație al abatajului frontal de pe stratul 3, panoul 5, orizontul +300m, mina Uricani

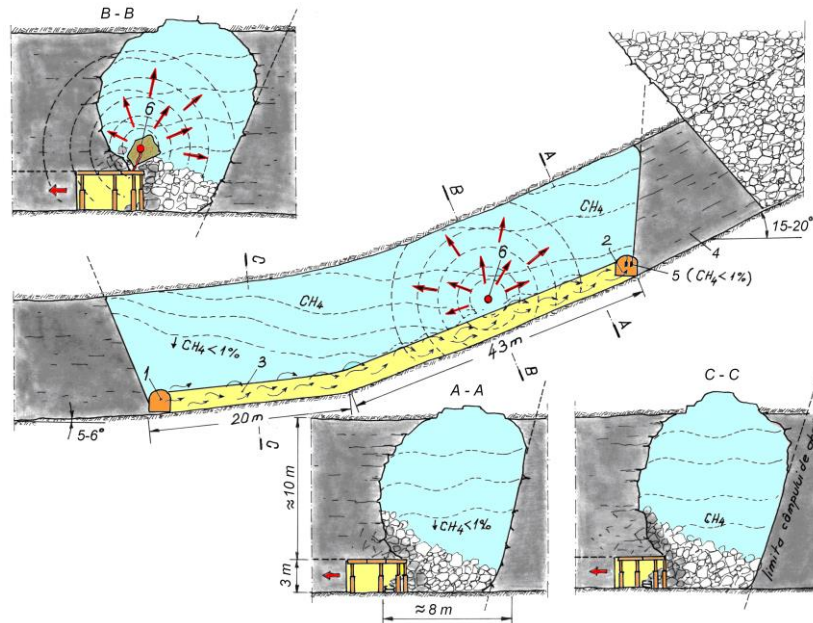


Fig.7.3. Reprezentarea stării abatajul frontal din panoul 5, stratul 3, blocul III, mina Uricani, în momentul producerii accidentului din data de 22.05.2004 (Onica & Chiril, 2005)

1-galerie de transport; 2-galerie de aeraj; 3-front lung de abataj cu banc de cărbune subminat; 4-pilier; 5-capete de detecție a gazului metan; 6-sursa de aprindere a gazului metan

În momentul producerii accidentului, frontul de abataj a avansat cca.10-12m de la linia de pornire, respectiv de la planul de șarpă. Rezerva de cărbune dislocat din frontul de abataj, de la momentul pornirii abatajului a fost de cca. 3 000 tone, iar rezerva detașată din bancul de cărbune subminat de aprox. 6 000 – 7 000 tone (respectiv o producție extrasă din abataj, de la momentul pornirii abatajului, de aprox. 10 000 tone).

Rocile din acoperișul direct al stratului 3, panoul 5, sunt roci grezoase cu o stabilitate foarte mare care nu s-au surpat în urma avansării frontului de extragere a bancului subminat cu cca.8m, de la linia de pornire a abatajului, decât pe o înălțime de cca.1-2m, formând o boltă de echilibru, deasupra golului astfel creat (vezi fig.7.3). Golul care a luat naștere prin extragerea bancului subminat, deasupra nivelului tavanului abatajului, pe toată lungimea acestuia, a deținut în secțiune transversală peste 70m², respectiv un volum total al golului de peste 4 000m³. Datorită deplasării gravitaționale a cărbunelui surpat, pierdut în spațiul exploatat (peste 20m³ de cărbune/m de front de abataj) și a rocilor surpate (cca. 3-4m³ de rocă/m de front de abataj), în spatele frontului de abataj s-a format o pernă de cărbune și roci afânate, pe toată lungimea acestuia, cu o grosime de peste 4-5m, cu mult peste înălțimea abatajului.

Cea mai mare parte din gazul metan emanat din formațiunile înconjurătoare abatajului și din cărbunelul dislocat în urma procesului tehnologic (cca.10 000 tone de cărbune), s-a acumulat în golul creat deasupra nivelului abatajului, care nu a comunicat cu galeriile de pregătire de bază și de cap decât pe la nivelul celor două intersecții cu abatajului frontal. Datorită înclinării abatajului cu cca. 15-20°, pe aprox. 40m spre galeria de cap, cel mai mare volum de gaz metan s-a acumulat în golul de deasupra abatajului, situat în această zonă, apreciind un volum de amestec aer-gaz metan (la o concentrație de CH₄ situată în limitele de deflagrație) de peste 2 500m³. Datorită unei bune ventilații a abatajului, conținutul de gaz metan în abataj (determinat cu metanometrul și înregistrat de cele două capete de detecție amplasate în galeria de cap) nu a depășit 0,5%.

Deflagrația gazului metan a fost produsă de cartușele de explozivi folosite pentru deschiderea ferestrei de evacuare a cărbunelui de la nivelul tavanului abatajului, obturată de către un bloc de rocă. În urma detonării cartușului a fost inițiată aprinderea gazului metan

situat deasupra tavanului abatajului, generând fenomenul de deflagrație a peste 2500m³ de amestec metan-aer. Această deflagrație a determinat generarea unei temperaturi foarte ridicate, însoțită de o expansiune foarte mare a volumului de gaze, respectiv de o creștere importantă a presiunii; acest fenomen a condus la mărirea presiunii și vitezei aerului în galeriile de pregătire (cu care golul avea legături directe importante doar pe la capetele abatajului) datorită scăderii secțiunii transversale de la 70m² la 10m², cât este secțiunea utilă a galeriilor de pregătire, determinând efecte aerodinamice distructive de-a lungul galeriilor de pregătire. Menționăm că spațiul abatajului a fost protejat de aceste efecte aerodinamice datorită izolării acestuia prin barajul de cărbune și roci sterile surpate în spatele abatajului (vezi fig.7.3).

Având în vedere dezvoltarea fenomenului aerodinamic descris mai sus se poate trage *concluzia* că, cu toate că personalul din abataj nu a fost afectat de presiunea distructivă a acestuia, două dintre persoanele aflate în galeria de pregătire de transport, probabil poziționate în picioare în momentul declanșării fenomenului aerodinamic, au fost ucise de presiunea foarte mare acestuia, iar altele două, probabil aflate în poziția aplecat, au fost accidentate cu incapacitate temporară de muncă.

7.1.3. Analiza fenomenului geomecanic ce a determinat producerea accidentului din abatajul nr. 431, mina Petrila, din data de 15.11.2008

Generalități

Mina Petrila, face parte din bazinul Petroșani, este unul din cele mai importante zăcământe de huiă din România, fiind exploatată încă din anul 1868. Deține o rezervă exploatabilă de cărbune de peste 80 de milioane de tone, cantonată în 19 strate, din care exploatabile, de-a lungul timpului, doar 8. Cele mai importante strate fiind stratul nr. 3 cu o grosime medie de cca. 40m și nr.5, cu 3-4m. Înclinarea stratelor este de 60-70°, pe flancurile sinclinalului, reducându-se treptat la 10-20°, pe fundul acestuia. Zăcământul este puternic tectonizat.

Deschiderea zăcământului a fost realizată prin 5 puțuri verticale și mai multe puțuri oarbe, cu galerii transversale de etaj (etaje cu înălțimea de 150m), până la o adâncime de peste 950m, fiind cea mai adâncă mină din bazin și situată în cele mai dificile condiții geominere. Exploatarea zăcământului în adâncime a determinat dezvoltarea unor fenomene geomecanice foarte complexe, ce au condus la zone de influență extinse înspre culcuș și acoperiș, în care rocile au fost puternic fracturate și puse în mișcare.

Capacitatea de producție a minei a crescut sistematic, ajungând la un maxim de 1,2 milioane de tone înainte de 1989, extrasă din abataje clasice, cu dirijarea presiunii prin surparea rocilor din acoperiș. Înainte de producerea evenimentului, ce constituie subiectul acestei lucrări, capacitatea de producție a minei era de doar 400 de mii de tone pe an, produsă din abataje cu banc de cărbune subminat (fig.7.4), în felii orizontale (metodă similară cu metoda Bourbaki, aplicată în Franța, și adaptată la condițiile schemei locale de deschidere). În cadrul acestei metode, susținerea abatajului se realizează cu stâlpi și grinzi articulate, tăierea cărbunelui prin perforare-împușcare și evacuarea pe transportoare cu raclete.

Datorită complexității sistemului de deschidere și de pregătire și a condițiilor geominere dificile, eficiența exploatării era din ce în ce mai redusă. Producerea accidentului, din data de 15 noiembrie 2008, pe lângă alte considerente, a determinat factorii de decizie să pună mina Petrila, după peste 140 de ani de existență, pe lista minelor ce vor fi închise în viitorul apropiat.

Cronologia lucrărilor care au precedat accidentul

Abatajul frontal nr.431, din bl. II, str.3, E.M. Petrila cu banc de cărbune subminat, este amplasat la orizontul de bază -250, are înălțimea de 2,5m, iar înălțimea bancului de cărbune subminat este de 12-12,5m. Înclinarea stratului 3, în această zonă, este de 40°, iar grosimea orizontală a stratului (lungimea abatajului) este de 40 -42m.

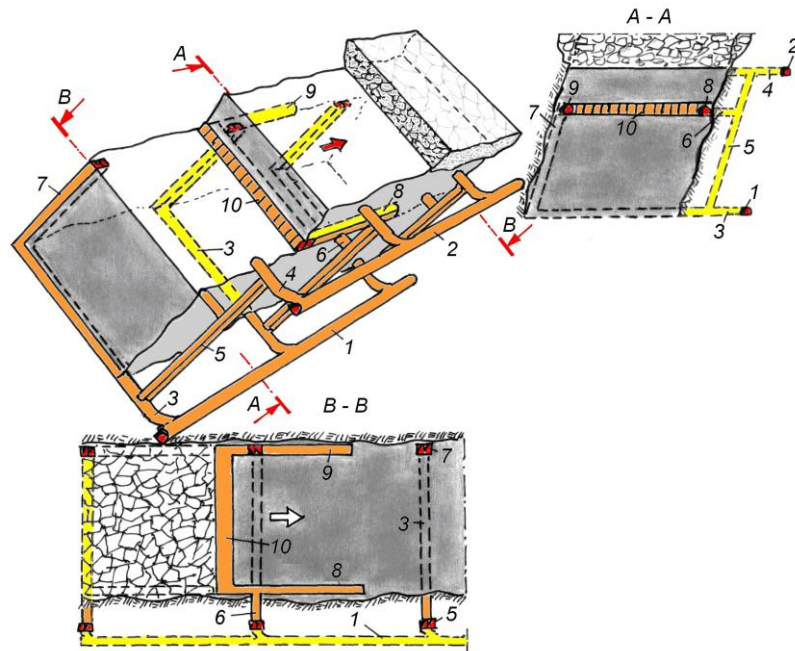


Fig.7.4. Metoda de exploatare cu banc de cărbune subminat în felii orizontale, cu abataje frontale direcționale, a stratului gros cu înclinare mare nr.3, din bazinul carbonifer Petroșani (Onica, 2016)

1, 2 -galerie direcțională de etaj de transport, respectiv de aeraj executată în rocile din culcuș; 3, 4 -galerie transversală intermediară de subcâmp de abataj de transport, respectiv de aeraj; 5-suitor de transport în rocile din culcuș; 6-galerie transversală scurtă de legătură de felie (baionetă); 7-suitor de aeraj sub acoperiș; 8-preabataj direcțional de transport pe culcuș; 9- preabataj direcțional de transport sub acoperiș; 10-abataj frontal direcțional cu banc de cărbune subminat

În timpul săpării galeriei de atac a abatajului nr.431, în zona culcușului, s-au executat și împușcat găuri lungi de sondă în zilele de 24, 25 și 28 octombrie 2008 (fig.7.5). Împușcarea parțială a bancului de cărbune, pentru formarea șcarpei și afânarea cărbunelui din banc, s-a realizat pe o lungime de cca. 20m, de la culcuș spre acoperiș, înainte de străpungerea galeriei de atac (fig.7.6).

În data de 6.11.2008, sch.4, s-a executat operația de străpungere a galeriei de atac, iar abatajul a fost pus sub depresiunea generală a minei. Punerea în funcțiune a abatajului s-a realizat în data de 07.11.2008.

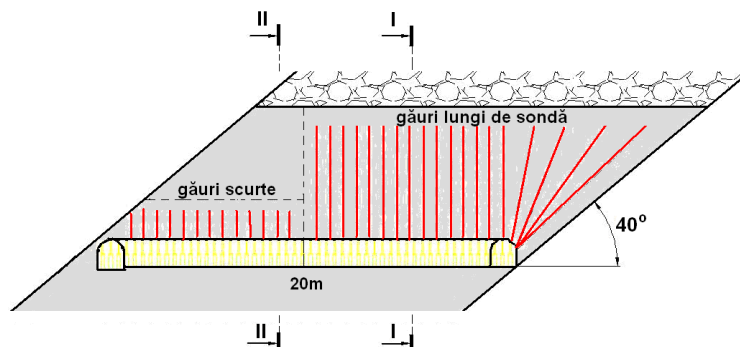


Fig.7.5. Secțiune transversală prin abatajul 431

În zilele de 7, 8, 10, 11 și 12 noiembrie 2008 s-au executat, în bancul de cărbune, înspre acoperiș, găuri de mină obișnuite (cu lungimea de 2,5m) pentru formarea șcarpei și afânarea cărbunelui din banc (fig.7.5).

După punerea în funcție a abatajului, s-a inițiat operația de evacuare a cărbunelui din banc, dinspre culcuș spre acoperiș, concomitent cu avansarea abatajului. Începând cu 10.11.2008, în abatajul nr.431 au apărut semne de foc.

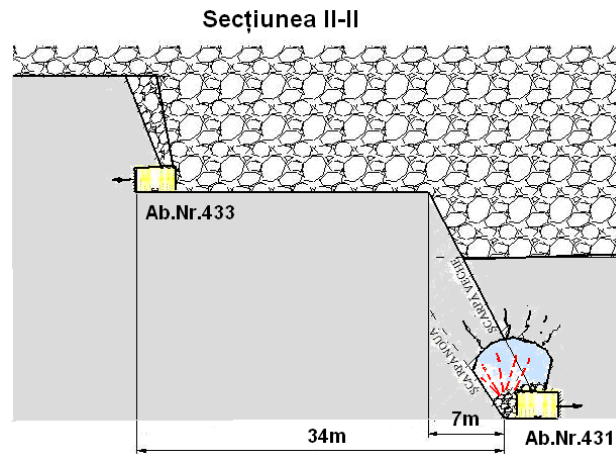


Fig.7.6. Secțiune direcțională prin abatajul 431, în zona dinspre acoperiș

În zona acoperișului (pe o lungime de aproximativ 21m), s-a efectuat operația de împușcare a bancului cu găuri scurte (de 2,5m lungime), realizând astfel afânarea cărbunelui pe o înălțime de maxim 3-5m; restul bancului, pe o înălțime de 5-7m, rămânând nedislocat (și doar fisurat datorită efectului exploziei). După evacuarea parțială a cărbunelui, deasupra abatajului s-a format un gol (reprezentat în fig.7.1) care a favorizat acumularea gazului metan.

În perioada 11-15 noiembrie 2008 s-a continuat evacuarea cărbunelui din banc, înspre culcuș, unde exista zona de foc (de către salvatori) iar înspre acoperiș (de către echipa de pe abataj); concomitent, s-a efectuat operația de dirijare a presiunii (ridicare de grinzi în abataj).

Cu scopul efectuării operațiilor de înnămolire, au fost executate foraje tubate, utilizate până în momentul producerii evenimentului din data de 15.11.2008.

Începând cu data de 13.11.2008, prin gurile de evacuare, din zona culcușului, s-a evacuat jar. Astfel că, se presupune că focul se afla într-o formă latentă, în zona șcarpei, la nivelul feliei superioare aferente abatajului nr.433. Împușcarea găurilor lungi, dinspre culcuș, a favorizat circulația aerului spre ab. nr.433, activând focul aflat în stare latentă. Evacuarea cărbunelui din bancul abatajului nr.431, dinspre culcuș, a determinat și antrenarea cărbunelui autoaprins de la nivelul feliei superioare.

În același timp, datorită pierderii bruşce a stabilității bancului subminat, în zona acoperișului, unde s-a acumulat gazul metan, acesta a fost refulat înspre culcuș, intrând în contact cu cărbunele aprins și conducând la producerea deflagrației gazului metan, respectiv la evenimentul tragic din data de 15.11.2008, soldat cu pierderi de vieți omenești și pierderi materiale importante.

Factorii principali care au influențat comportarea geomecanică a rocilor din acoperiș

Factorii principali care influențează dezvoltarea mecanismului de comportare a rocilor surpate din acoperiș sunt următorii:

Grosimea stratului (grosimea orizontală a stratului 3 este de cca. 42m, la nivelul abatajului 431 și de cca. 52m, la nivelul abatajului 433) determină intensitatea și extinderea fenomenelor de deformare și de mișcare a rocilor din acoperiș, a proceselor de formare și deplasare a materialului prăbușit din spațiul exploatat, precum și caracterul interacțiunii dintre rocile acoperișului și materialul prăbușit.

Odată cu creșterea grosimii stratului scade stabilitatea rocilor din acoperiș, iar deformarea și prăbușirea lor decurge mai intensiv și cuprinde zone mai mari.

Înclinarea stratului (înclinarea stratului este de 38-40°, la nivelul abatajului 431 și de 54-56°, la nivelul abatajului 433) este factorul hotărâtor în ceea ce privește repartizarea după cele două componente a forțelor gravitaționale, cu urmări deosebite asupra tuturor manifestărilor ce însoțesc dirijarea presiunii miniere. Astfel, creșterea înclinării conduce la mărirea pasului de prăbușire a rocilor acoperișului, la intensificarea fenomenelor de

desprindere după stratificație a pachetelor de formațiuni, la sporirea mobilității bucașilor mici din rocile prăbușite etc

Adâncimea de exploatare a ab.nr.431 este de aprox.960m, iar a ab.nr.433 de aprox.940m, adâncimi semnificative, cu impact foarte mare asupra stării de tensiuni și deformații dezvoltate în jurul abatajelor, influențează mai ales asupra unor parametrii cum ar fi: pasul de prăbușire (care scade în condițiile noastre), locul și modul de rupere a consolei acoperișului direct, ruperea și fisurarea în zonele mai îndepărtate ale acoperișului (care se reduc ca dimensiuni), volumul corpului granular mobil (care crește semnificativ) și natura forțelor pe care le preia, mărimea și variația tensiunilor din rocile înconjurătoare (cu valori ale tensiunilor naturale de aproximativ $\sigma_v \cong 25$ MPa și $\sigma_h \cong 6$ MPa, deosebit de mari, comparativ cu restul minelor din Valea Jiului) etc. Din punct de vedere al adâncimii, putem menționa că mina Petrita se situează în cele mai dificile condiții cunoscute în Valea Jiului.

Tipul rocilor din acoperiș sunt formate din gresii marno-argiloase cu rezistența de cca. 40-50MPa, cu o grosime medie de cca.5m. De aceea, se poate estima că în urma abatajului, bancurile de roci din acoperiș se rup după un pas de dirijare după înclinare, aproximativ egal cu înălțimea bancului și un altul după direcție, de cca. 10-12m / 10-12m - pentru stratele cu înclinări medii (cazul abatajului nr.431) și de cca. 10-12m/14-16m – pentru stratele cu înclinări mari (cazul abatajului 433 și al celorlalte situate la nivelurile superioare, din bl.II), rezultând blocuri desprinse din acoperiș, care pot depăși uneori masa de 2 000 tone pentru înclinări medii și peste 2 500 tone pentru înclinări mari, care pot solicita suplimentar (uneori, chiar dinamic) mediul granular de deasupra bancului.

Verificarea decalajului dintre abatajele nr. 433 și nr. 431, în vederea stabilirii gradului de influență reciprocă a acestora

Pentru stabilirea gradului de interacțiune dintre abatajele nr. 431 și 433, din bl.II, de la Mina Petrita se pune problema determinării decalajului optim necesar, dintre fronturile de abataj, pentru a asigura securitatea maximă a acestora și compararea acestuia cu decalajul de 34m, existent între aceste abataje la momentul accidentului. În acest sens, decalajul optim necesar dintre fronturile de abataj luate în studiu a fost stabilit după următoarele criterii: a)criteriul interacțiunii stării de tensiuni și deformații; b)criteriul zonei de extindere a mișcării rocilor surpate; c)criteriul rezistenței aerodinamice a rocilor surpate din spatele frontului de abataj.

a) În urma calculelor efectuate după primul criteriu - după Borisov (Borisov, 1980, 1989; Onica & Cozma ș.a., 2005), Krâlov ș.a. (Krâlov, 1973; Onica & Cozma ș.a., 2005), Jeremic (1985) - decalajul existent între cele doua abataje supuse analizei este acoperitor la limită (vezi fig.6.13). De asemenea, având în vedere acest criteriu s-a realizat analiza stării de tensiuni și deformații din jurul abatajelor cu banc de cărbune subminat nr. 431 și nr. 433, blocul II, de la mina Petrita, cu ajutorul metodei elementelor finite (Onica, 2001a). În acest sens, s-au realizat 4 modele direcționale cu elemente finite în 2D (fig.7.7), care surprind cronologic diferite stări (precedente evenimentului din data de 15.11.2008) ale abatajelor succesive nr.433 (situat aproximativ la cota -231m), aflat în faza de exploatare și ab. nr.431 (situat la cota -250m), în diferite faze, după cum urmează: faza de execuție a preabatajului de atac; faza de după detonarea găurilor lungi de sondă spre culcușul stratului; faza de după evacuarea cărbunelui surpat din banc rezultat prin detonarea găurilor scurte spre acoperiș și apoi, solicitat dinamic; faza de după evacuarea cărbunelui surpat din banc rezultat prin detonarea găurilor lungi spre culcuș. Cele două abataje sunt decalate cu cca. 34m, după direcția de avansare, și cu cca.18,5-19m, după verticală.

În cazul acestui studiu principalul obiectiv este de a stabili gradul de interacțiune, respectiv de influență reciprocă a abatajelor nr. 433 și 431 din punct de vedere al stării de tensiuni și deformații în vederea descrierii dezvoltării fenomenelor geomecanice ce au condus la apariția evenimentelor din data de 15.11.2008, la mina Petrita.

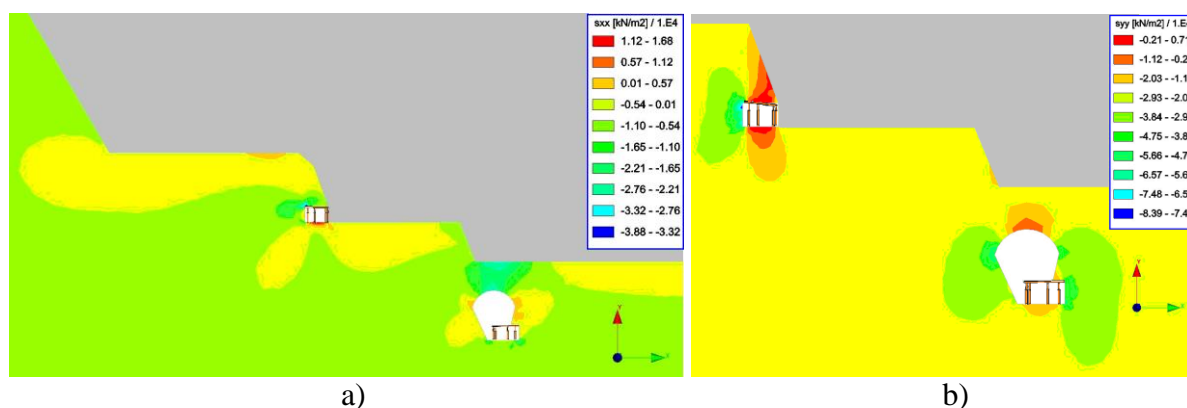


Fig.7.7. Abatajul nr.433 în exploatare și abataj nr.431 după evacuarea bancului spre acoperiș

a) Tensiunile orizontale σ_{xx} , în kN/m^2 ; b) Tensiunile verticale σ_{yy} , în kN/m^2

De asemenea, studiul tensiunilor are în vedere evaluarea stabilității cărbunelui și rocilor înconjurătoare abatajului nr.431 și a modului de dezvoltare a fenomenelor geomecanice ce au determinat acumularea amestecului exploziv și condițiilor de apariție sursei de autoaprindere a acestuia.

În urma analizei stării de tensiune-deformare (Onica, 2001a) dezvoltată în jurul abatajelor 433 și 431 se constată următoarele: o slabă interacțiune între abataje la un decalaj de 34m, estimând reducerea totală a influenței reciproce a acestora la o distanță de peste 45-50m; distrugerea planșeului de cărbune de deasupra cavitații formate în bancul de cărbune a avut loc static, în timp, prin solicitări de forfecare și de tracțiune la nivelul pereților excavației sau intempestiv, dinamic, sub influența dirijării rocilor din acoperiș, datorită tensiunilor de tracțiune și forfecare dezvoltate în centrul cavitații. În ambele cazuri, ruperea planșeului de cărbune de deasupra cavitații a condus la expulzarea gazului metan, acumulat în cavitare, spre zona de foc de la culcuș.

b) După criteriul extinderii mișcării rocilor surpate (Onica & Chiril, 2005; Onica ș.a. 2005) considerând că rocile se deplasează în limitele elipsoidului de mișcare și că pentru stabilizarea rocilor, respectiv tasarea acestora este necesară o perioadă de cel puțin 2 luni de stabilizare a rocilor surpate, respectiv un decalaj de minim 31m (vezi fig.6.15).

c) Miletici (Miletici, 1962, 1968; Onica & Chiril, 2005; Onica ș.a., 2005), în baza cercetărilor efectuate în bazinul carbonifer Doneț a constatat că rezistența aerodinamică specifică a spațiului exploatat depinde, pe lângă calitatea rocilor exprimată rezistență la desprindere a rocilor din acoperiș și de adâncimea de exploatare, modul de dirijare a presiunii și distanța măsurată de la frontul de abataj. Astfel că, rezistența specifică este maximă, pentru surparea totală a rocilor înconjurătoare, începând cu distanța de 700m, măsurată de la frontul de abataj. Adică, se poate spune că este posibilă obținerea unei etanșeități suficiente a spațiului exploatat, fără alte măsuri tehnice, doar începând de la un decalaj între fronturile de abataj mai mare de 700m. Mai precis, rocile din spațiul exploatat sunt suficient de permeabile pentru ca atunci când s-a realizat o diferență de potențial aerodinamic între abatajul 431 și lucrările din proximitate (prin executarea coșului de evacuare a cărbunelui subminat din abatajul 431) să permită dispersia aerului spre aceste lucrări (vezi fig.6.16). Ceea ce a condus, implicit, la reactivarea focurilor deasupra bancului subminat aferent abatajului nr. 431.

Cauzele producerii fenomenelor geo-miniere

Principalele cauze care au condus la producerea evenimentelor din 15.11.2008, de la E.M.Petrila sunt următoarele:

- crearea unor șcarpe în limitele bl.II, str.3 care au generat pierderea unor cantități mari de cărbune; cărbunele astfel fisurat, a ajuns în contact cu aerul, accelerând fenomenul de oxidare și, în final, de autoaprindere a acestuia;

- împușcarea găurilor lungi (pe cca. 20m lungime, de la culcuș), înainte de străpungerea galeriei de atac (în 24, 25, 28 octombrie 2008), a favorizat circulația aerului prin cărbunele fisurat și autoaprinderea acestuia;
- favorizarea circulației aerului prin cărbunele din bancul fisurat datorită instalației de activare a aerajului amplasată în circuitul de aer proaspăt;
- nerealizarea unei bune izolări a cărbunelui din banc, cu ajutorul unui pat de cenușă de termocentrală, realizat printr-o operație eficientă de înnămolire, utilizând găurilor forate de la nivelul orizontului - 200m;
- existența cărbunelui din zona șcarpei, la nivelul abatajului nr.433, felia a III-a, aflat într-o fază latentă de autoîncălzire;
- favorizarea formării unor goluri în bancul de deasupra abatajului (datorită împușcării bancului de cărbune dinspre acoperiș cu găuri de mină obișnuite, de 2,5m lungime), unde s-au creat condițiile de acumulare a gazului metan;
- pierderea bruscă a stabilității planșeului de cărbune aflat deasupra cavității formate în bancul de cărbune, dinspre acoperiș, care a determinat refularea gazului metan acumulat în cavitate, înspre zona de foc a abatajului, situată spre culcuș.

Măsurile de prevenire

Principalele măsuri de prevenire, recomandate în situații similare, sunt următoarele:

- decalajul pe direcție, dintre abatajele cu banc subminat, să fie de minim 60m – impus, atât de interacțiunea reciprocă a abatajelor cât și de necesitățile tehnice ale procedurii de înnămolire;
- se recomandă luarea unor măsuri suplimentare de etanșare a spațiului exploatat prin injectare de spume consolidate – pentru a reduce cât mai mult scurgerile de aer prin spațiul exploatat;
- bancul de cărbune, la pornirea abatajului, se va împușca numai cu găuri lungi, pe toată lungimea abatajului - pentru a se evita formarea golurilor în bancul subminat;
- se va evita formarea șcarpelor în limitele unui bloc – pentru a elimina posibilitatea de formare a colțurilor în limita superioară a șcarpelor care, datorită concentrării tensiunilor, se vor rupe până la nivelul taluzului natural; cărbunele astfel fragmentat fiind predispus la autoaprindere;
- în cazul metodelor de exploatare cu banc subminat în felii orizontale, se recomandă reducerea înălțimii bancului subminat de la 10-12m, la 6-8m.

7.2. FENOMENE DINAMICE PRODUSE DE CĂDERILE DE ROCI

Multe dintre considerațiile teoretice care explică fenomenele geomecanice care apar în condițiile exploatării cu surparea minereului și rocilor înconjurătoare, cu anumite particularități, se pot extinde și la exploatarea cu banc de cărbune subminat. Prezentarea analitică a solicitării dinamice produsă de căderile de roci asupra pernelor de protecție, în condițiile exploatării cu surpare a zăcămintelor de minereuri, este sistematizată de către Georgescu (1986). În acest caz, se consideră că asimilarea solicitării prin șoc cu o solicitare statică, considerată din punct de vedere energetic, conduce la o soluționare aproximativă, destul de acoperitoare pentru această problemă (Popa, 1977). Lucrarea își propune să stabilească grosimea pernei de protecție construită din roci granulare, deasupra abatajului, care să asigure o securitate maximă a susținerii acestuia la impactul produs de căderea liberă a unor blocuri mari de roci desprinse din acoperiș. În cazul exploatării cu abataje frontale cu banc de cărbune subminat, problema care se pune este stabilirea grosimii bancului de cărbune rămas neevacuat, necesar pentru a prelua efectul dinamic generat de căderea liberă a bucăților de rocă provenite din acoperiș și implicit pentru a proteja susținerea din abataj.

În reprezentarea schematică din figura 6.10 se presupune că deasupra abatajului cu deschiderea l_{ab} , bancul de cărbune sfărâmat a rămas neevacuat pe înălțimea h ; deasupra, existând un gol cu înălțimea H , între suprafața superioară a bancului și blocul de rocă cu

greutatea G desprins din acoperiș. În analiză, se ține seama și de efectul masei proprii a corpului supus impactului, adică a bancului de cărbune sfărâmat, situat deasupra abatajului, asupra sistemului mecanic în interacțiune. Funcție de bilanțul energetic produs la impact, se calculează grosimea de banc rămas neevacuat h necesară pentru amortizarea eficientă a impactului produs de căderea liberă a unui bloc din acoperiș cu greutatea G , de la înălțimea H . Principalii parametri care influențează bilanțul energetic de impact sunt următorii: modulul de compresibilitate a cărbunelui din banc subminat (M_c); greutatea specifică aparentă a cărbunelui din banc (γ_{ac}); efortul unitar admisibil pentru cărbunele din bancul subminat, rămas neevacuat deasupra susținerii (σ_{ac}); distanța pe verticală, măsurată de la tavanul abatajului până la blocul detașat din acoperiș (H_t); lățimea abatajului (l_{ab}).

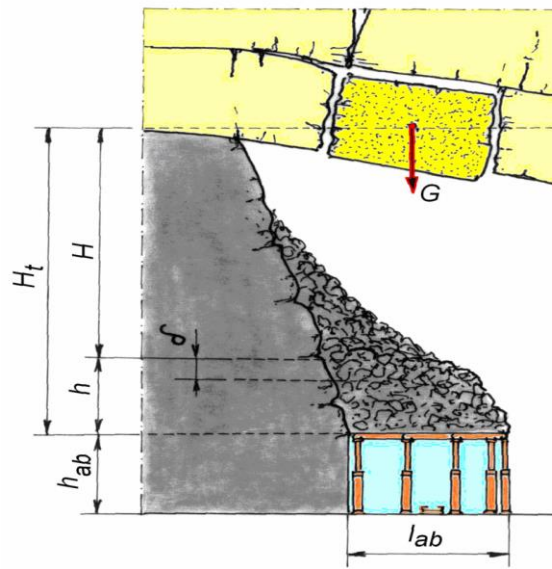


Fig.7.8. Reprezentarea schematică a impactului produs de căderile de roci din acoperiș asupra bancului de cărbune subminat (Onica & Chiril, 2005)

În sensul considerațiilor teoretice făcute mai sus, în categoria fenomenelor dinamice produse de căderile de roci asupra abatajelor frontale cu subminare intră și *surparea ce avut loc în data de 13.10.1999, într-un abataj de la mina Lupeni, stratul 3, panoul P3, blocul V Sud*. În cele ce urmează vom încerca să elucidăm dezvoltarea fenomenului geomecanic, finalizat cu distrugerea susținerii, surparea în abataj și inundarea acestuia cu cărbune mărunț, însoțite de accidentarea mortală a doi muncitori.

Frontul lung de abataj din stratul 3, panoul P3, blocul V Sud, cu o înclinare redusă, este situat la o adâncime medie de cca. 280m, având o lungime de 42m, o extindere a câmpului de abataj de 75m și o înălțime medie a bancului subminat de 17,2m. Formațiunile din acoperișul stratului sunt alcătuite în principal din roci rezistente de tipul marnelor grezoase, gresiilor marnoase și gresiilor cu o rezistență de peste 600daN/cm², combinate cu roci de rezistență mică și medie, de până la 600daN/cm², cum ar fi argilele și litotipurile acestora, care la surpare au un comportament foarte variat (Todorescu & Bădulescu & Onica, 2000a, 2000b, 2001)

Odată cu realizarea abatajului, în jurul acestuia se produce o modificare a stării naturale de tensiune, rezultând o nouă stare amplificată (stare secundară de tensiune), cu zone de concentrări maxime, denumite zone ale tensiunilor de reazem (Popescu & Todorescu, 1982). Starea de tensiuni și deformații din jurul fronturilor lungi de abataj cu subminare a fost dezvoltată în detaliu în capitolul 6 (vezi diagrama bloc din figura 6.2). Deoarece, pentru studiul fenomenului ce face obiectul prezentei lucrări, ne interesează doar zona presiunii de reazem din fața abatajului, ne vom rezuma doar la analiza acestei zone, adică la zonele FA-I și FA-II, din figura susmenționată.

Imediat după tăierea frontului de cărbune, dimensiunea zonei de fracturare a cărbunelui este de cca. 3-5m, iar tensiunile de reazem pot atinge valori mai mari de $(2,5 \div 3,0) \cdot \gamma_a \cdot H$ (fig.7.9). Pe măsura trecerii timpului, această zonă se extinde progresiv, spre interiorul masivului de cărbune, odată cu ea deplasându-se și tensiunile de reazem maxime. Fenomenul de distrugere a compactității cărbunelui din jurul abatajului, datorită trecerii acestuia din starea de solicitare triaxială în starea biaxială și chiar uniaxială (fig.7.10), este cu atât mai pronunțat cu cât cărbunele este mai friabil și timpul de stagnare a abatajului este mai mare (respectiv viteza de avansare a abatajului este mai redusă).

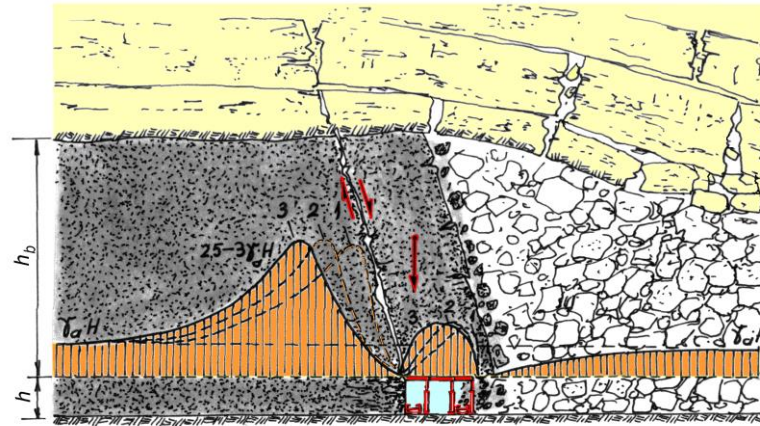


Fig.7.9. Starea secundară de tensiuni din jurul unui front lung de abataj (Onica & Chiril, 2005)

h_b - înălțimea bancului de cărbune subminat; h - înălțimea de exploatare a abatajului;
1, 2, 3 - stări succesive de tensiuni, funcție de dezvoltarea zonelor fisurate în masivul de cărbune

Din datele obținute de la mina Lupeni a rezultat că în panoul P3, blocul V Sud, s-au realizat durate ale ciclului de 4,16 zile, adică au fost necesare 4,16 zile pentru extragerea unei fâșii de 1,25m lungime, pentru o înălțime de banc de cca.17,2m. Acest lucru a însemnat menținerea în loc a primului rând de stâlpi pentru o perioadă de 4,16 zile, al doilea rând de stâlpi pentru 8,32 zile și al treilea pentru 12,48 zile. Menționăm că aceasta este o valoare medie a ciclului de producție, din care rezultă că au existat cicluri, pe perioada de extragere a panoului P3, cu durate mult mai mari.

Sub acțiunea sarcinilor dezvoltate din tavanul abatajului, fiecare stâlp culisează cu o anumită viteză, ceea ce face ca în condițiile cele mai optimiste, după perioadele ciclurilor amintite mai sus, convergența pe linia frontului să fie de peste 0,5m, iar la limita cu spațiul exploatat de peste 1-1,2m, la care se mai poate adăuga penetrarea stâlpilor în vatra abatajului (fig.7.10). Acest lucru conduce la deplasarea bancului de cărbune pe verticală și forfecarea acestuia după linia frontului, la unghi de peste 70° spre direcția de avansare a frontului, însoțită de bascularea bancului subminat spre spațiul exploatat, respectiv rotirea acestuia cu peste 10° (Todorescu & Bădulescu & Onica, 2000a). Acest fenomen de basculare a bancului subminat a fost evidențiat de Piguet (1974), în urma analizei măsurătorilor efectuate cu extensometre de adâncime montate în bancul de cărbune.

În urma cercetărilor efectuate, pe plan mondial, asupra fronturilor lungi de abataj cu subminare s-a tras concluzia că unghiul de rupere a cărbunelui din bancul subminat este funcție de rezistența acestuia. Astfel că, pentru cărbunii tari și foarte tari ruperea cărbunelui se face după niște plane ce înclină spre spațiul exploatat, iar pentru cărbunii moi spre frontul de abataj (unghiurile variabile de rupere fiind în corelație cu rezistențele diferite ale cărbunilor din bancul subminat) – Onica & Chiril, 2005. Cărbunele din stratul 3, blocul V Sud, fiind cu o rezistență scăzută, planele de fracturare ale bancului subminat sunt înclinate spre direcția de avansare a abatajului.

Formațiunile din acoperișul direct sunt roci tari și compacte care se fracturează mai greu, în blocuri mari de ordinul metrilor cubi (ușor de observat în zona surpată).

Menținerea timp îndelungat a masivului de cărbune din jurul abatajului sub influența tensiunilor dezvoltate în urma exploatării face ca frontul lung de abataj să se deplaseze sub un banc de cărbune complet dezagregat, cu o coeziune destul de redusă, ce poate fi încadrat în categoria mediilor pulverulente. În aceste condiții are loc evacuarea cărbunelui din banc, prin ferestrele practicate în plasa metalică, la nivelul ultimului rând de grinzi.

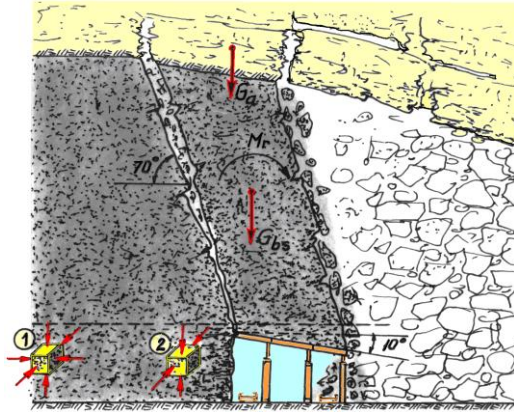


Fig.7.10. Bascularea și degradarea bancului subminat și convergența susținerii din abataj sub influența sarcinilor dezvoltate în jurul abatajului (Onica & Chiril, 2005)

1-masivul de cărbune în stare triaxială de tensiuni; 2-masivul de cărbune în stare biaxială de tensiuni; G_{bs} -greutatea bancului subminat; G_a -sarcinile asupra bancului transmise de rocile din acoperiș; M_r -momentul de basculare a bancului de cărbune

În timpul procesului de evacuare se dezvoltă elipsoizi de curgere (care antrenează tot cărbunele din bancul sfărâmat de deasupra tavanului abatajului (fig.7.11). Cu cât granulometria cărbunelui evacuat este mai redusă, cu atât raza elipsoizilor de curgere este mai mare ajungând, practic, în cazul analizat, ca la jumătatea superioară a bancului subminat să fie antrenat în procesul de curgere cărbunele din banc până la linia de fracturare a acestuia, de la nivelul frontului de abataj.

În urma evacuării cărbunelui de deasupra susținerii abatajului s-au format o serie de goluri care au permis blocurilor de roci fracturate din acoperiș (cu dimensiuni de peste 1-1,5m³, ceea ce înseamnă greutatea mai mari de 2,5-3,5tf) să se deplaseze pe verticală, sub influența forțelor gravitaționale, pe o distanță de cel puțin 17m, dezvoltând energii cinetice de cel puțin 4-6MJ și solicitând dinamic susținerea metalică individuală din abataj (cu o portanță între 30 și 60tf/m²).

Lipsa cărbunelui de deasupra susținerii, care ar fi avut rolul de pernă de amortizare, a făcut ca impactul asupra susținerii să fie distructiv, generând deranjarea grinzilor de susținere și ruperea plasei de protecție. În final, conducând la declanșarea fenomenului de surpare și inundarea abatajului cu cărbune mărunț, rezultat prin dezagregarea mecanică cvasitotală a cărbunelui din bancul subminat, ca urmare a tensiunilor dezvoltate în jurul abatajului. Cauzele care au determinat apariția surpării în frontul lung de abataj, situat pe stratul 3, panoul P3, blocul V Sud, mina Lupeni, trebuie căutate în dezvoltarea fenomenului geomecanic prezentat mai sus. Principalii factori care au contribuit la apariția acestui fenomen sunt următorii: caracteristicile geomecanice ale cărbunelui; caracteristicile geomecanice ale rocilor din acoperiș; starea inițială și secundară de tensiuni; timpul de stagnare a abatajului, respectiv viteza de avansare a frontului de abataj etc.

Caracteristicile geomecanice ale cărbunelui

Cărbunele din stratul 3, zona blocului V Sud este un cărbune cu o rezistență de cca. 75-120 daN/cm² și cu o coeziune redusă, ce îi conferă o friabilitate pronunțată, foarte favorabilă tehnologiei cu autosurparea bancului subminat. Sub influența tensiunilor dezvoltate în timp, în jurul abatajului, în special a celor de tracțiune și de forfecare, cărbunele din bancul subminat și din zona tensiunilor de reazem a suferit o sfărâmare avansată, ce a determinat

aducerea acestuia într-o stare granulară, ceea ce a permis evacuarea cvasitotală a bancului și formarea de goluri cu dimensiuni importante deasupra abatajului (fenomen mai puțin posibil în cazul cărbunilor tari sau foarte tari).

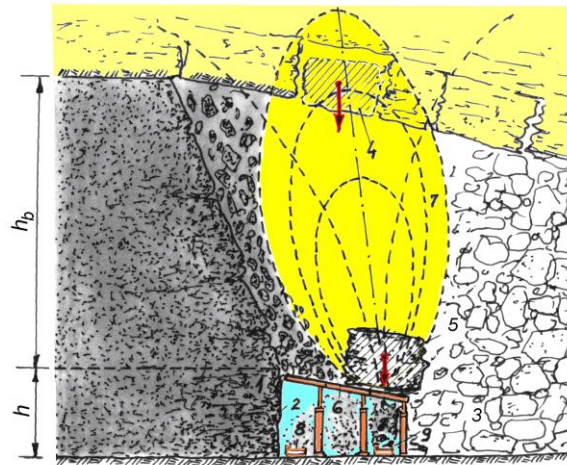


Fig.7.11. Evacuarea cărbunelui din bancul sfărâmat de deasupra abatajului și solicitarea dinamică a susținerii (Onica & Chiril, 2005)

1-masivul de cărbune din fața frontului de abataj; 2-frontul de abataj; 3-zona exploatăată; 4-pozitia inițială a blocului care a distrus susținerea; 5-pozitia de impact asupra susținerii a blocului de rocă din acoperiș; 6-cadru de susținere metalică individuală; 7-elipsoizii de curgere ai cărbunelui sfărâmat, în timpul operației de evacuare; 8-transportorul de la front; 9-transportorul de la subminare

Caracteristicile geomecanice ale rocilor din acoperiș

Formațiunile din acoperișul stratului 3 sunt bancuri de roci grezoase cu o grosime de câțiva metri, foarte compacte (cu o coeziune de $50-60 \text{ daN/cm}^2$) și rezistente (cu rezistența la compresiune monoaxială mai mare de 600 daN/cm^2). Sub influența tensiunilor generate de deplasările mari ale stratelor din acoperiș, determinate de golurile cu înălțimi de peste 20m, create prin exploatarea integrală a stratului de cărbune, stratele de roci din acoperiș s-au rupt în blocuri foarte mari, care prin cădere liberă au dezvoltat forțe dinamice distructive asupra susținerii și implicit apariția surpării în abataj. Menționăm că nici un sistem de susținere individuală nu ar fi rezistat la aceste forțe de impact, în afara susținerilor mecanizate special construite pentru subminare. Existența în acoperiș a unor roci moi, mai puțin rezistente, ar fi eliminat factorul ce a contribuit direct la distrugerea structurii de susținere a abatajului. În aceste condiții, reducerea rezistenței rocilor se poate realiza prin procedeul de umectare prelungită a rocilor, prin găuri de sondă forate în stratele de roci din acoperiș.

Starea inițială și secundară de tensiuni

Starea inițială de tensiuni depinde, în principal, de adâncimea de situare a abatajului, care este de aproximativ 280m, determinând tensiuni verticale de ordinul a 75 daN/cm^2 și tensiuni orizontale de aproximativ 30 daN/cm^2 . La aceste tensiuni gravitaționale se adaugă tensiunile tectonice generate, în cazul nostru, de prezența faliiilor și microfaliilor (Popescu & Todorescu, 1982). Starea secundară de tensiuni se referă la redistribuirea tensiunilor în masiv datorită prezenței lucrărilor miniere de pregătire, a abatajului și zonelor exploatare. Cum efectul cel mai important asupra dezagregării cărbunelui l-au deținut tensiunile de reazem, menționăm că aceste tensiuni au avut valori cuprinse între 180 și 220 daN/cm^2 , cu mult peste limita de rezistență a cărbunelui. În plus, datorită golurilor create în spatele frontului de abataj prin extragerea stratului 3 pe o înălțime de aprox. 20m, tensiunile dezvoltate asupra bancului de cărbune au fost foarte mari, ceea ce explică fisurarea atât de accentuată a cărbunelui.

Viteza de avansare a frontului de abataj

Acest parametru a fost determinant în dezvoltarea fenomenului care a condus la surpare, deoarece durata de 4-7 zile de execuție a unui ciclu de avansare de 1,25m a făcut ca fisurile din masivul de cărbune din jurul abatajului, sub o stare de tensiuni amplificată, să se propage până la dezagregarea completă a acestuia.

Factorii principali care influențează durata ciclului de la nivelul frontului de abataj sunt: tehnologia, echipamentul și condițiile de lucru din abataj; numărul de muncitori și calificarea profesională a acestora. Pe lângă acești factori, asupra ciclului de producție din zona de la subminare a abatajului acționează suplimentar următorii factori: înălțimea bancului de cărbune subminat și viteza de curgere a cărbunelui din banc (strict legată de granulometria materialului). Mai mult decât atât, durata de evacuare a bancului depinde de volumul rezervei ce trebuie evacuată (determinată de înălțimea bancului), debitul de curgere a cărbunelui sfărâmat și numărul de guri de evacuare simultană, condiționate strict de debitul transportorului colector și de la subminare.

Dacă majoritatea factorilor menționați nu pot fi schimbați în mod esențial, deoarece depind strict de tehnologia de lucru din abataj sau de caracteristicile cărbunelui (în cazul vitezei de curgere a cărbunelui) totuși, reducând înălțimea bancului subminat se poate micșora durata ciclului de producție, respectiv durata de stagnare a abatajului (care acum se datorează unor factori subiectivi).

Prin reducerea înălțimii bancului subminat se reduc și sarcinile dinamice de impact asupra susținerii din abataj, în eventualitatea căderilor de roci din acoperișul direct. Astfel că, pentru condițiile abatajului luat în studiu, prin reducerea înălțimii bancului subminat de la 17m la 8m, energia cinetică a blocurilor de roci în cădere s-ar reduce la jumătate.

7.3. FENOMENE DINAMICE PRODUSE DE ALUNECAREA BANCURILOR DE ROCI PE PLANELE DE FALIE

7.3.1. Analiza fenomenului geomecanic din abatajul frontal cu subminare, str.3, panoul P4, blocul III Nord, orizontul 349, mina Uricani

Abatajul frontal cu subminare din panoul P4, blocul III Nord, orizontul 349, mina Uricani, ce constituie obiectul acestei analize, are o lungime de cca. 30m și este situat pe stratul 3 (fig.7.12), care deține o grosime de 12-13m. Este cantonat între cotele +290m și +405m, având o înclinare de la est la vest, cuprinsă între 15 și 25° și o adâncime medie de situare a abatajului de 410m. Stratul de cărbune include intercalații de gresii, gresii argiloase, argile grezoase și argile cu grosimi și poziționări aleatorii. Rezistența intercalațiilor variază în funcție de litotipul de rocă din care sunt constituite. Acoperișul direct al stratului este compus din marne și marne grezoase, cu grosimi de 1-6m. Acoperișul principal este format din gresii stratificate ce alternează sporadic cu gresii argiloase, marne grezoase și mai puțin marne și argile. Din punct de vedere tectonic, blocul III Nord este delimitat la est de o falie cu amplitudinea de 40m, iar la vest de o falie cu amplitudinea de 60m; ambele falii sunt normale, cu înclinarea de la est la vest. În zona blocului III Nord, unde s-a produs accidentul, acest bloc prezintă numeroase alte falii. Unele dintre aceste falii au amplitudinea de 10m, cu aceeași orientare NNV-SSE, dar și falii cu o cădere inversă, de la vest la est; precum și altele, cu o amplitudine variabilă, „în foarfecă” (Todorescu & Bădulescu & Onica, 2000c, 2001; Todorescu & Hirian & Onica, 2000).

În stare nederanjată, stratul de cărbune aferent blocului III Nord, situat la o adâncime medie de 410m, este caracterizat de o stare naturală de tensiune de origine gravitațională, exprimată de următoarele componente: $\sigma_z = 6,15\text{MPa}$; $\sigma_x = \sigma_y = 2,1\text{MPa}$ și $\tau = 3,075\text{MPa}$.

Exploatarea stratului 3, în panourile P_0 și P_3 , a determinat redistribuirea tensiunilor naturale, în jurul acestora, pe porțiunile de zăcământ neexploatate, creându-se o stare secundară de tensiune. Având în vedere prezența lucrărilor miniere de pregătire (galeriile

direcționale de bază, de cap și intermediară, planele înclinate de atac etc.) se poate preciza că starea secundară de tensiune este foarte complexă, fiind prezentată în schema bloc din figura 7.12. În această reprezentare grafică rezultă că amplificarea tensiunilor se datorează prezenței fiecărei excavații, având ca efect apariția de tensiuni în pereții acestora, tensiuni care depășesc valoarea caracteristicilor de rezistență ale cărbunelui și implicit apariția unei fisurații accentuate în aceste zone.

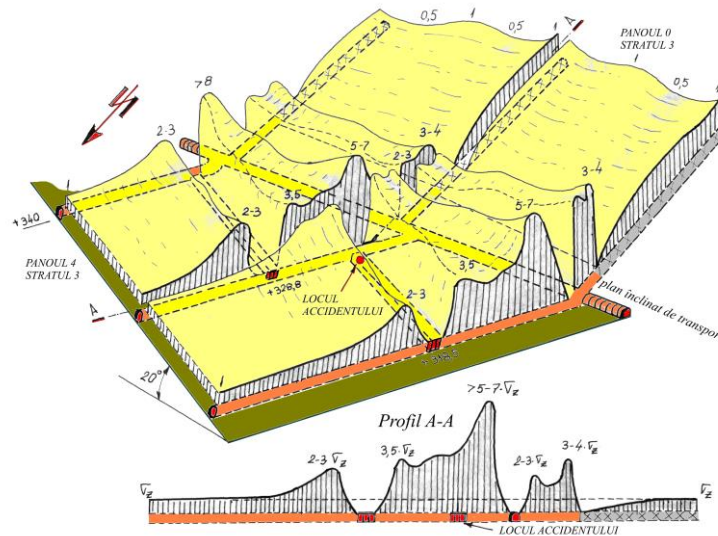


Fig.7.12. Schema bloc a variației tensiunilor normale pe planul stratului, fără luarea în considerare a influenței faliei (Onica & Chiril, 2005)

În aceste condiții, în fața frontului de abataj ia naștere o presiune de reazem care depășește valoarea de 13,5MPa. La intersecția abatajului, respectiv intersecția planului înclinat de atac cu galeria intermediară, concentrările de tensiuni depășesc valoarea de 32MPa. Având la bază teoria de rupere a lui Mohr și considerând presiunea laterală $\sigma_3 = \sigma_x = \sigma_y = 2,1\text{MPa}$, pentru un cărbune cu un unghi de frecare interioară $\varphi = 50^\circ$, rezultă că rezistența la solicitare triaxială a cărbunelui din stratul 3, neafectat de starea secundară de tensiune, adică nefisurat excesiv, are valoarea $\sigma_1 = \sigma_{c, \text{triaxial}} = 28,8\text{MPa}$. Adăugând la această rezistență valoarea reacțiunii susținerii de cca. 3MPa, se poate aprecia că tensiunile din jurul susținerii intersecției erau într-o stare oarecare de echilibru.

Apropierea accentuată a intersecției de falia F-F (fig.7.13.), care intersectează frontul de abataj la un unghi de 20-30°, a determinat amplificarea tensiunilor cu peste 30-40%, pe o distanță de aproximativ 20-30m, rezultând o presiune asupra intersecției de peste 45MPa, valoare ce a depășit cu mult rezistența și stabilitatea intersecției. Aflată într-o stare accentuată de tensiune, masa de cărbune din jurul intersecției a fost puternic fisurată, astfel încât toate tensiunile dezvoltate în masivul de cărbune au fost concentrate asupra susținerii din abataj, conducând la răsturnarea acesteia și la apariția fenomenului de surpare în intersecție.

În urma operației de perforare - împușcare, efectuată de-a lungul frontului, pentru realizarea primei dirijări a bancului subminat, undele seismice generate de explozie, reflectându-se pe suprafața faliei, au condus la slăbirea caracteristicilor geomecanice ale planului de falie, ceea ce a determinat mobilizarea unor mase importante de cărbune din tavanul abatajului. Sub influența unor tensiuni de peste 45MPa, dezvoltate în jurul abatajului, la care s-au adăugat solicitările dinamice, s-a produs fisurarea cărbunelui din vatră sub talpa stâlpilor de susținere, conducând astfel la rotirea și la răsturnarea cadrelor de susținere și implicit la surparea abatajului, începând din zona de intersecție spre aval, pe o lungime de cca.25m.

În urma analizei prezentate se poate concluziona că principalele cauze care au condus

la producerea acestui fenomen geomecanic (din octombrie 2000) ce poate fi încadrat în categoria fenomenelor dinamice, au fost: necunoașterea caracteristicilor geologice și geomecanice ale cărbunelui și rocilor înconjurătoare; complexitatea tectonicii din zona abatajului; prezența numeroaselor excavații în apropierea abatajului, respectiv starea secundară de tensiune foarte intensă și foarte variabilă; efectul undelor seismice generate de explozia încărcăturilor, declanșată la prima dirijare a bancului de cărbune; adâncimea de situare a abatajului etc.

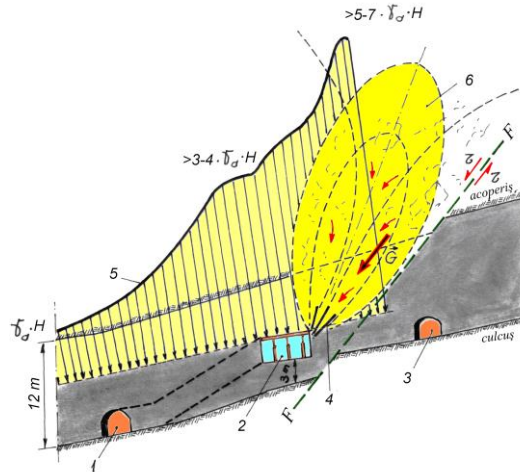


Fig.7.13. Amplificarea stării de tensiune din jurul abatajului și prezentarea fenomenului geomecanic produs în momentul primei dirijări a bancului de cărbune subminat (Onica & Chiril, 2005)

1-galerie de bază P4; 2-abataj frontal P4N; 3-plan înclinat de transport; 4-găuri de pușcare; 5-tensiuni normale; 6-elipsoizi de curgere; F - F -falie; G -forța dezvoltată de masa de cărbune și rocă ce alunecă pe planul de falie

7.3.2. Studiul fenomenelor care au generat avarierea spontană a puțului principal de extracție al minei Baia Nouă din data de 07.08. 2006

Pentru a stabili cauzele care au condus la avarierea spontană a puțului principal de extracție de la mina Baia Nouă (fig.7.14.), din data de 07 august 2006 (Cozma ș.a., 2006c, 2006d, 2007a, 2007b), a fost necesară investigarea cazului în următoarele direcții de cercetare: caracterizarea geologică și geomecanică a masivului de roci aferente puțului; analiza evoluției în timp a exploatării zăcământului; studiarea stabilității puțului; analiza influenței accidentelor tectonice asupra stabilității puțului; studiul infiltrațiilor de apă pe planul de falie.

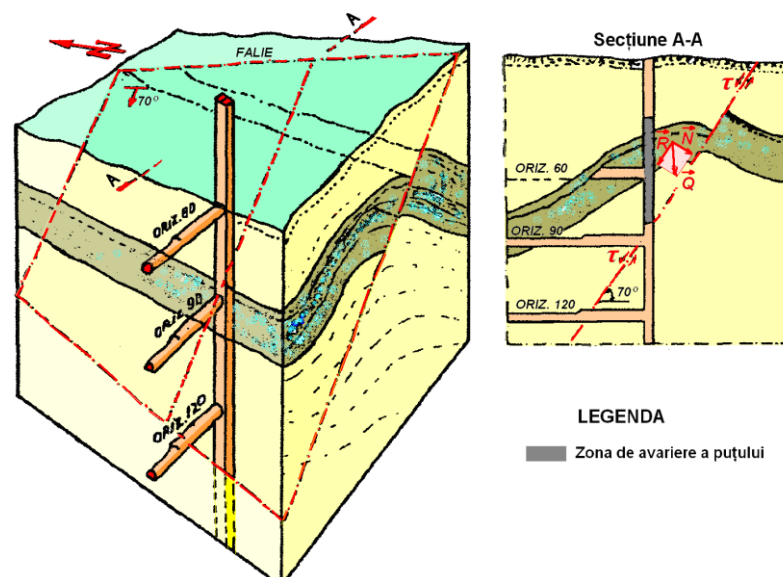


Fig.7.14. Amplasarea puțului principal de extracție de la Baia Nouă

Zăcământul de huiă antracitoasă Baia Nouă este reprezentat de un strat de cărbune cu grosimi variabile, de până la 40m. Depozitul cărbunos are forma unui sinclinal eliptic, deversat spre est, prins între șisturi cristaline la est și serpentine, la vest. Axa mare a sinclinalului, orientată aproximativ N-S, măsoară 800m, iar axa sudică este de cca. 600m. În zona maximă de dezvoltare a sinclinalului, înclinarea este cuprinsă între 0 și 60°.

Depozitele carbonifere de la Baia Nouă au fost afectate de accidente tectonice, fără delimitarea unor blocuri importante. Astfel, aripa Dunărea, din partea sud-estică a zăcământului, este separată de restul sinclinalului de o falie orientată NE-SV, de cca.20m și cu înclinarea spre NV; aripa D'Elia, din partea vestică, și partea nordică a aripei Francisca, din partea nord-vestică a zăcământului, sunt afectate de accidente tectonice, fiind ridicate pe verticală sau chiar deversate spre vest peste porfirele cuarțifere ce formează sâmburele sinclinalului. Coloana stratigrafică a puțului de extracție este străbătută de o falie majoră, pe direcția SE-NV, cu înclinarea de 65-70°, falie care intercepțează puțul între oriz.60 și oriz.90, respectiv la 15m de oriz. 90, la cota +428m.

Din documentația geologică studiată, rocile străbătute de puț sunt caracterizate ca fiind foarte rezistente. Pentru o caracterizare obiectivă a acestora, au fost luate probe, pentru a se determina în laborator proprietățile mineralogice, fizice, mecanice și elastice. Astfel că, după rezistența la compresiune σ_c și tracțiune σ_t a rocilor, acestea au fost încadrate în următoarele categorii: roci semitari ($\sigma_c = 40-60$ MPa), gnaisele și porfirele cuarțifere; roci moi ($\sigma_c = 20-40$ MPa), gresiile de diferite tipuri; roci foarte moi ($\sigma_c < 10$ MPa), cărbunele.

Epuizarea rezervelor, care puteau fi deschise prin galerii de coastă, a impus utilizarea puțurilor verticale, ca lucrări de deschidere în profunzimea zăcământului Baia Nouă. Astfel că, în anul 1900 au început lucrările de execuție a puțului de extracție Sigismund, care au fost finalizate în anul 1907. Puțul de extracție are formă dreptunghiulară, cu o secțiune liberă de 8,36m² și o secțiune în săpare de 12,7m². Susținerea puțului este din lemn de stejar ecarisat, cu latura de 20cm. Lungimea grinzilor este de 3,4m, asigurând încastrarea de 40-50cm, în pereții puțului. Grinzile lungi au lungimea de 4,7m. Secțiunea transversală a puțului este împărțită în două compartimente de transport, cu lățimea între ghidaje de 1,06m și un culoar amenajat pentru circulație, cu lățimea de 1,1m. Parte superioară a puțului, pe lungimea de 22m este susținută în desis, distanța dintre tropane fiind de 3,4m, iar partea inferioară este susținută în câmpuri de 0,4m, cu cadrele fixate între popici. Îmbinarea elementelor cadrelor de susținere este în dinte.

Puțul principal este protejat de un pilier de siguranță, cu berma de 55m și cu toate unghiurile de scufundare β , γ și δ , de 54°.

Câmpul minier Baia Nouă este traversat de pâraiele Cărbunari și Popersca Mică, ale căror cursuri de apă semipermanente au produs infiltrații de apă în subteran, cu debite funcție de regimul precipitațiilor, afectând puțul principal de extracție. În aceste condiții, rocile de pe conturul puțului au fost supuse unor fenomene ciclice de umflare-contractare, care au influențat direct stabilitatea susținerii puțului. Facilitarea infiltrării apelor spre susținerea puțului a fost asigurată și de prezența faliei amintite mai sus și de tasarea terenului din zona pilierului de siguranță, ca efect al unor lucrări miniere mai vechi.

Sub influența tasărilor, rocile din acoperișul și culcușul stratului, caracterizate ca fiind destul de rezistente, sunt afectate de o rețea de fisuri și crăpături, care delimitează blocuri mari de roci, și care favorizează pătrunderea apelor de infiltrație spre zona puțului, afectând susținerea de lemn a acestuia. Dacă în cazul rocilor uscate, durata medie a susținerii este de 10-15ani, în cazul rocilor afectate de umiditate, durata de funcționare se reduce la sub 6-8ani, ceea ce a determinat schimbarea la intervale mai reduse de timp a elementelor de susținere degradate (practic, periodic, la fiecare interval de 8-10ani, toate elementele de susținere au fost înlocuite). Mai mult decât atât, sub influența apelor de infiltrație apar fenomene de instabilitate a rocilor de pe contur, concretizate în ruperea elementelor de susținere și pătrunderea rocilor surpate în puț. Un asemenea fenomen a avut loc în anul 1997, surparea

fiind localizată între orizonturile 60 și 90, din direcția SE, respectiv pe planul de falie. Ca măsură imediată, a fost recondiționată susținerea puțului, iar golul rezultat în spatele susținerii a fost umplut cu stive de lemn.

Pentru a verifica stabilitatea susținerii puțului s-au luat în calcul mai multe ipoteze, rezultând valori diferite ale presiunii ce acționează asupra puțului (Hirian, 1981). Cele mai mari valori ale presiunii au fost obținute în ipoteza în care masivului i s-au atribuit caracteristici preponderent elastice. În funcție de modul de comportare a straturilor pe care le traversează puțul, de caracteristicile acestora, s-au obținut valori diferite ale presiunilor. Indiferent de ipoteza luată în considerare, presiunile cele mai mari sunt generate de stratul de cărbune, acesta având caracteristicile de rezistență cele mai reduse. Eliminând rezultatele obținute cu ipoteza lui Dinik, care a produs valori exagerate, pentru verificarea stabilității susținerii s-a luat în calcul o valoare a presiunii de aprox. 0,1MPa, la adâncimea de 180m. Valoarea presiunii miniere la nivelul zonei de avariere a puțului, utilizată la verificarea susținerii, este de 0,06MPa.

Calculul de verificare a dimensionării susținerii au evidențiat faptul că susținerea în câmpuri de 0,4m poate prelua o presiune de 0,09MPa, iar susținerea în desiş de 0,17MPa, valori cu mult mai mari decât valoarea presiunii maxime, rezultând faptul că susținerea a fost corect dimensionată.

Deoarece susținerea s-a degradat în timp, pentru a verifica rezistența reală a susținerii puțului, s-au prelevat probe care au fost testate în Laboratoarele de la Universitatea din Petroșani. Grinzile prelevate au fost supuse la solicitări de încovoiere, rezultând o rezistență de rupere la încovoiere de 115,3-117,6daN/cm², valori mai mici cu 10-15% decât rezistența inițială a lemnului. În aceste condiții, presiunea minieră maximă ce poate fi preluată de aceste elemente de susținere este de 0,08MPa, la susținerea în câmpuri și 0,15MPa, la susținerea în desiş.

Ținând seama de toate elementele prezentate, cauzele care au generat avarierea spontană a puțului principal de extracție de la Baia Nouă, din 07 august, 2006, se pot sintetiza în următoarele:

- 1) Amplasarea necorespunzătoare a puțului, într-o zonă în care acesta intersectează o falie majoră, la aprox. 15m deasupra oriz. 90;
- 2) Utilizarea unei susțineri de lemn necorelată cu durata de funcționare a puțului, care a necesitat rearmări succesive;
- 3) Rearmarea periodică a puțului a determinat generarea unei concentrări pulsatorii a tensiunilor de pe conturul puțului, proces care a condus la diminuarea rezistenței rocilor și extinderea zonelor de fisurare;
- 4) Infiltrațiile mari de ape pe planul de falie datorate precipitațiilor abundente, din perioada 01-07 august 2006 (conform stației hidrometrice Berzeasca: 20,6l/m², în 03.08.2006 și 38,4l/m², în 04.08.2006);
- 5) Cauzele precedente au condus la atingerea condițiilor critice de stabilitate și ca urmare, s-a produs alunecarea bruscă a puțului pe planul de falie, însoțită de rotirea acestuia cu aprox. 25-30°.

Perspective privind studiul fenomenelor dinamice de stabilitate a terenurilor

Datorită faptului că zăcămintele de cărbuni conțin formațiuni sedimentare, care se deformează ușor sub acțiunea tensiunilor din masiv, apariția unor fenomene dinamice, definite ca atare, nu este posibilă. De aceea, în conținutul acestui capitol am definit o serie de „fenomene dinamice” de genul surpărilor, alunecărilor pe planele de falie etc., care s-au produs într-un timp foarte scurt, sub influența forțelor gravitaționale, cu dezvoltarea unor sarcini dinamice importante.

Este cunoscut faptul că minele din Valea Jiului au intrat într-un program de închidere, care se va întinde pe mai mulți ani. Lucrările de închidere a fiecărei mine se vor face eşalonat, în timp, odată cu reducerea progresivă a capacităților de producție. Ceea ce înseamnă că exploatarea cărbunelui va continua în această perioadă, în condiții speciale, uneori critice, care determină creșterea riscului de apariție a unor accidente - de tipul celor dezvoltate în acest capitol. De aceea, este foarte importantă o cercetarea aprofundată a acestor evenimente, în vederea cunoașterii condițiilor de apariție și de dezvoltare a acestor fenomene periculoase, pentru a se stabili măsurile preventive de reducere a acestora.

CAPITOLUL 8

STUDIUL STABILITĂȚII TERENURILOR DE LA SUPRAFAȚĂ AFLATE SUB INFLUENȚA GOLURILOR SUBTERANE

În urma extragerii unui volum de substanțe minerale utile dintr-un zăcământ, starea de tensiuni și deformații din masiv se modifică, având ca efect distrugerea stabilității rocilor înconjurătoare. Astfel că, rocile fracturate de pe conturul excavației se pun în mișcare, deplasarea transmițându-se în masiv pe o distanță ce este funcție de capacitatea acestora de a se afâna și a umple golul rezultat în urma exploatării. Dacă golul rezultat prin exploatare este foarte mare, depășind posibilitățile rocilor înconjurătoare de a umple golul și a stopa fenomenul de deformare a rocilor, mișcarea acestora poate atinge suprafața terenului, determinând degradarea acesteia (Onica, 2001b, 2016; Covaci ș.a., 1985).

Mărimea degradării suprafeței și caracterul mișcării rocilor sunt influențate, în principal, de următorii factori: dimensiunile golului creat prin exploatare; adâncimea de situare a exploatării; grosimea și înclinarea zăcământului; metoda și tehnologia de exploatare; modul de dirijarea presiunii; caracteristicile geomecanice ale rocilor; tectonica zăcământului; durata exploatării etc.

Analiza acestor factori arată că procesul de dislocare a rocilor acoperitoare, în anumite condiții, poate să se manifeste numai pe o anumită înălțime, fără să afecteze terenul de la zi. Alteori, acest proces poate să se extindă până la suprafață, distrugând construcțiile de la zi sau din subteran. Deplasarea suprafeței este rezultatul redistribuirii tensiunilor din masivul de roci sub influența excavațiilor subterane create de activitățile miniere, ori ca efect al asecării unor formațiuni acvifere.

Scufundările sau deranjamentele provocate suprafeței pot fi continue și discontinue (Brady & Brown, 1985; Brauner, 1973).

Scufundările discontinue sunt caracterizate prin deplasări importante ale suprafeței, peste aria suprafeței exploatate și formarea de discontinuități în profilul suprafeței de la zi. Acestea pot fi specifice unui număr de metode de exploatare, care declanșează o serie de mecanisme ce se pot dezvolta brusc (vezi subcapitolul 4.2 și capitolul 7) sau progresiv și se pot manifesta la scări diferite. Scufundările discontinue includ fisurile, surpările în trepte etc. și sunt specifice anumitor domenii ale albiei de scufundare, reprezentând fenomene de rupere locală a rocilor (Brauner, 1973).

În categoria scufundărilor continue sau scufundărilor propriu-zise se includ acele deformări ale suprafeței care formează un profil întins al albiei de scufundare și care se extinde progresiv, odată cu extinderea suprafeței exploatate (Brady & Brown, 1985; Oncioiu & Onica, 1999; Onica & Cozma, 2008b).

După Brauner (1973), scufundările continue apar în fiecare punct al albiei de scufundare, fiind caracterizate de cinci mărimi importante: scufundarea verticală, înclinarea și curbura albiei de scufundare și deformațiile orizontale de compresiune și de întindere. Fiecare factor de influență induce diferite tipuri de distrugere a suprafeței.

Funcție de condițiile de situare a zăcământului și de exploatare a acestuia, în urma procesului de extragere, în masivul de roci acoperitoare iau naștere, în general, trei zone de deformare și anume: 1) zona surpărilor neregulate; 2) zona surpărilor regulate; 3) zona îndoirii

rocilor după stratificație. Se consideră că zona a treia poate lipsi, atunci când adâncimea de situare a exploatării este de sub 100-150m (Onica, 2001b, 2016).

Parametrii zonei de scufundare

Deplasarea terenului de la suprafață determină apariția unei cavități în scoarța terestră numită albie de scufundare. Principalii parametri ce definesc această albie de scufundare sunt unghiurile de scufundare (β_s , în aval, γ_s , în amonte și δ_s , pe direcție) și unghiurile de rupere (după înclinare, β_r și γ_r , iar după direcție, δ_r).

Parametrii albiei de scufundare se stabilesc în urma măsurătorilor topografice. În acest scop se stabilesc o serie de aliniamente după direcția zăcămintului și după înclinarea acestuia, urmărindu-se în timp dinamica acestor parametri, până la stabilizarea deformațiilor. Unghiurile de scufundare și de rupere sunt parametri specifici, stabiliți pentru fiecare zăcămint.

Pe lângă unghiurile de scufundare și de rupere, alți parametri importanți ce definesc deformarea și deplasarea suprafeței terenului sunt (Onica, 2001b, 2016; Marian, 2011, 2012): deplasarea verticală sau scufundarea, W , în mm; deplasarea orizontală, U , în mm; deformația specifică orizontală, ε , în mm/m; înclinarea, T , în mm/m; curbura, K , în m^{-1} . Studiind parametrii reprezentați, constatăm că între aceștia există o serie de dependențe și anume: deplasările verticale sunt maxime, atunci când înclinarea este zero și prezintă un punct de inflexiune pentru o valoare maximă a înclinării (în punctul unde curbura albiei de scufundare are valoarea zero); pentru valoarea zero a deformațiilor specifice orizontale, curba deplasărilor orizontale deține un maxim.

Trebuie remarcat faptul că dacă în cazul exploatării zăcămintelor orizontale curbele definite mai sus au o configurație simetrică, după înclinare, în condițiile stratelor înclinate acestea devin asimetrice. Diferențele sunt cu atât mai pronunțate cu cât stratul are o înclinare mai mare.

Stadiile de dezvoltare a albiilor de scufundare

Pentru cunoașterea stadiilor de dezvoltare a albiilor de scufundare pe măsura avansării exploatării zăcămintului, se ia în considerare raportul dintre mărimea suprafeței exploatare și înălțimea unui presupus pilier de siguranță H , a cărui bază ar fi chiar suprafața exploatăată. Dacă, de la marginile spațiului exploatat se ridică niște plane înclinate cu unghiurile de scufundare, se obține o piramidă cu înălțimea H (Brady & Brown, 1985; Covaci, 1983; Marian, 2011, 2012). Dacă notăm cu A , adâncimea medie de exploatare și facem raportul H/A , pe măsura dezvoltării suprafeței exploatare, vom obține următoarele trei stadii de dezvoltare a albiilor de scufundare și anume de: 1) albie subcritică, când $H/A < 1$; 2) albie critică, când $H/A = 1$; 3) albie supracritică, când $H/A > 1$.

Metode de analiză a principalilor parametri ai albiilor de scufundare

S.S.Peng (1978, 1986) consideră că pentru analiza parametrilor de scufundare metodele utilizate au la bază: teorii descriptive și teorii ale mecanicii mediilor continue. Oncioiu (1985) clasifică metodele de studiu al deplasărilor și deformărilor suprafeței terenurilor în: metode topografice și metode matematico-analitice de calcul.

Teoriile descriptive includ pe cele ale lui Lane & Roberts (1929), Briggs (1929), Grond (1950), Wardell (1959) ș.a. Acestea, numite și metode topografice, derivă doar de la observațiile efectuate în teren (Peng, 1978, 1986) și constau în amplasarea la suprafață a unor stații de măsurare topografică a parametrilor de deplasare și de deformare (Brady & Brown, 1985).

Teoriile mecanicii mediului continuu au fost dezvoltate pentru aproape toate tipurile de comportament al materialelor, incluzând comportamentul elastic (Berry, 1964, 1969), vâsco-elastic, elasto-plastic (Dahl & Choy, 1973) ș.a. Definite mai larg de Oncioiu (1985) ca metode matematico-analitice, acestea constau dintr-o serie de relații de calcul de prognoză a parametrilor de deplasare și deformare a suprafeței terenului, în care se pot aminti: teoria lui

Bayer, teoria lui King - Wardell, metoda de calcul a lui Avershin, teoria lui Martoș, teoria Knothe - Budryk ș.a. (Oncioiu, 1985).

Odată cu evoluția computerelor și perfecționarea programelor ce au la bază metodele numerice de calcul (metoda elementelor finite, metoda elementelor de frontieră, metoda diferențelor finite etc.), aceste metode se utilizează tot mai mult în evaluarea parametrilor albiilor de scufundare (Onica, 2001a).

Clasificarea metodelor utilizate în calculul de prognoză (Marian, 2012)

După Singh (1978), aceste metode pot fi împărțite în două categorii: metode de prognoză empirice și metode de prognoză pe bază de modele (Bétournay & Labrie, 1988; Brauner, 1973; Singh, 1978; Voight & Pariseau, 1970).

a) Metodele de prognoză empirice se bazează, în principal, pe măsurătorile topografice executate în stațiile de urmărire. Aceste metode se împart la rândul lor în:

- 1) Metode grafice de prognoză;
- 2) Metoda funcțiilor de profil;
- 3) Metoda funcțiilor de influență.

b) Metodele de prognoză pe bază de modele pot fi împărțite în:

1) Metode de prognoză pe bază de modele fizice (Popescu & Todorescu, 1982): modelare cu materiale echivalente; modelare cu materiale optic active; modelare prin metode inerțiale.

2) Metode de prognoză pe bază de modele analitice: modele elastice, (Berry, 1969; Crouch, 1973; Plewman ș.a., 1969; Salamon, 1963); modele vâsco-elastice (Marshall & Berry, 1967); modele plastice (Pariseau & Dahl, 1970); modele elasto-plastice (Dahl & Choy, 1974); teoria plăcilor și a grinzilor (Onica, 2006); modele stochastice; modelul dispersiei golurilor (VDMs - void diffusion models);

3) Metode numerice (Onica, 2001a): metoda elementelor finite; metoda diferențelor finite; metoda elementelor de frontieră; metoda elementelor distincte.

8.1. STUDIUL FENOMENELOR DE SCUFUNDARE A SUPRAFETEI TERENULUI CA EFECT AL EXPLOATĂRII STRATELOR GROASE DE CĂRBUNE DIN VALEA JIULUI

8.1.1. Caracterizarea geologică și geomecanică

Bazinul carbonifer Petroșani, aflat în gestiunea Companiei Naționale a Huilei Petroșani, conține cel mai important zăcământ de huiă din România, cu o rezerva de bilanț de aproape un miliard de tone. Acest zăcământ a fost cunoscut și exploatat încă din anul 1788, de pe vremea imperiului austro-ungar. Însă, exploatarea intensivă a acestui zăcământ a început odată cu industrializarea României, după cel de-al doilea război mondial, ajungând ca după anul 1980 capacitatea de producție să depășească 9-10 milioane de tone pe an.

Datorită restructurării industriei românești, după anul 1990, în conformitate cu noile cerințe ale economiei de piață, producția din acest bazin a ajuns la cca. 3,5 milioane tone pe an, din care 0.5 milioane sunt obținute din câmpul minier Livezeni. De la început, acest zăcământ a fost delimitat în 16 câmpuri miniere, care în urma mai multor etape succesive de reorganizare și de închidere au rămas în activitate doar 7 câmpuri miniere .

Tectonica complicată a zăcămintelor de cărbuni determină delimitarea acestora în blocuri geologice cu extindere redusă (cele mai multe dintre ele variind între 200 și 300m) și dificultăți tehnice în extragerea acestora. Mai mult decât atât, apar emanații de metan (peste 10 – 15 m³ de metan pe tonă) și o tendință accentuată spre autoaprindere (Covaci, 1983; Floarea & Onica ș.a., 2014).

În acest perimetru, prin lucrările de cercetare geologică, a fost identificat un număr de 18 strate, dintre care cea mai mare importanță economică o reprezintă stratul 3 (48%) și

stratul 5 (12%). Complexul sedimentar, în care sunt prezente aceste strate, este format din depozite ce aparțin cretacului superior, paleogenului, neogenului și cuaternarului.

Deoarece geneza zăcământului este sedimentară, cele mai frecvente roci în acest bazin sunt: calcare, marne, argile, gresii argiloase sau marnoase, conglomerate etc, a căror rezistență este între 15 – 16MPa și chiar peste 50 – 60MPa. În principal, rocile au o stabilitate relativ redusă (Hirian, 1981; Todorescu, 1984).

Valorile medii ale principalelor caracteristici mecanice și elastice ale rocilor utilizate în analiza deformării terenului de la suprafață, în condițiile minei Livezeni, sunt prezentate în tabelul nr. 8.1.

Tabelul nr.8.1. Valorile medii ale caracteristicilor geomecanice ale rocilor din acoperiș, culcuș și ale cărbunelui din stratul 3

Caracteristica	UM	Roci înconjurătoare		Cărbune stratul 3
		acoperiș	culcuș	
Greutatea specifică aparentă, γ_a	kN/m ³	26,63	27,01	14,5
Modulul de elasticitate, E	kN/m ²	5 035 000	5 268 000	1 035 000
Coeficientul lui Poisson, ν	adim.	0,19	0,20	0,13
Rezistența la compresiune, σ_c	kN/m ²	43 500	46 000	12 500
Rezistența la tracțiune, σ_t	kN/m ²	4 600	4 950	1 000
Coeziunea, C	kN/m ²	6 130	6 630	1 300
Unghiul de frecare interioară, φ	°	55	56	50

Subiectul acestui studiu constă în analiza influenței asupra suprafeței a exploatării subterane a stratului 3, în cazul minelor Uricani, Vulcan, Lonea, Petrița și Dâlja, utilizând o nouă funcție de profil, concepută de noi. De asemenea, la minele Livezeni și Uricani am realizat o modelare numerică a fenomenului de scufundare, cu ajutorul programului cu elemente finite CESAR-LCPC.

8.1.2. Deformarea terenului de la suprafață ca efect al exploatării fronturilor lungi de abataj, de pe stratul 3, de la mina Livezeni

Subiectul acestui studiu constă în analiza influenței asupra suprafeței terenului de la zi a trei panouri adiacente (panoul (3-4), panoul 5 și panoul 6), exploatate pe stratul no.3, blocul VI A, mina Livezeni. Stratul 3, aferent acestor 3 panouri, a fost exploatat în felii pe înclinare (de aproximativ 2,5 m grosime) cu fronturi lungi complex mecanizate (susținere mecanizată SMA-P2H, combină 2K52-MY și transportor blindat TR-7) și dirijarea presiunii prin surparea totală a rocilor din acoperiș (Covaci, 1983).

8.1.2.1. Urmărirea deformării suprafeței terenului de la zi

În momentul de față, urmărirea deplasării suprafeței terenului sub influența exploatării subterane la mina Livezeni se realizează prin intermediul unei stații de urmărire formată din 50 de repere (fig.8.1). Dispunerea reperelor a fost realizată de-a lungul drumului care face accesul spre zonele turistice din Munții Parâng. Observațiile topografice au fost executate din 3 în 3 luni, începând cu anul 2001. Această stație de urmărire furnizează date cu privire la deplasarea suprafeței terenului în urma exploatării stratului 3, bloc VI A, panourile (3-4), 5 și 6. Plecând de la valorile măsurate, cu ajutorul relațiilor de calcul cunoscute au fost determinați principalii parametri ai albiei de scufundare și anume: scufundarea; deplasarea

orizontală; deformația specifică orizontală și înclinarea (Onica ș.a., 2011c; Marian & Onica ș.a., 2011c; Onica ș.a., 2006b).

Albia de scufundare din figura 8.2 este o albie compusă, rezultată în urma exploatării celor 3 abataje (panouri). Această albie de scufundare are o formă neregulată, oarecum sinusoidală, datorită faptului că cele 3 albie de scufundare individuale (aferele fiecărui spațiu exploatat în parte) se intersectează dar și pentru că stația de urmărire este amplasată la marginea spațiilor exploatate (fig.8.1), zonă în care abaterile transversale sunt maxime.

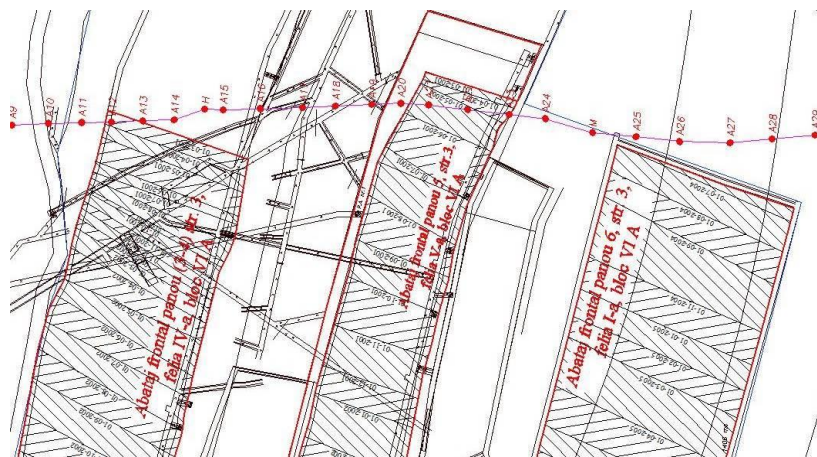


Fig.8.1. Stația de urmărire a deplasării suprafeței terenului la mina Livezeni

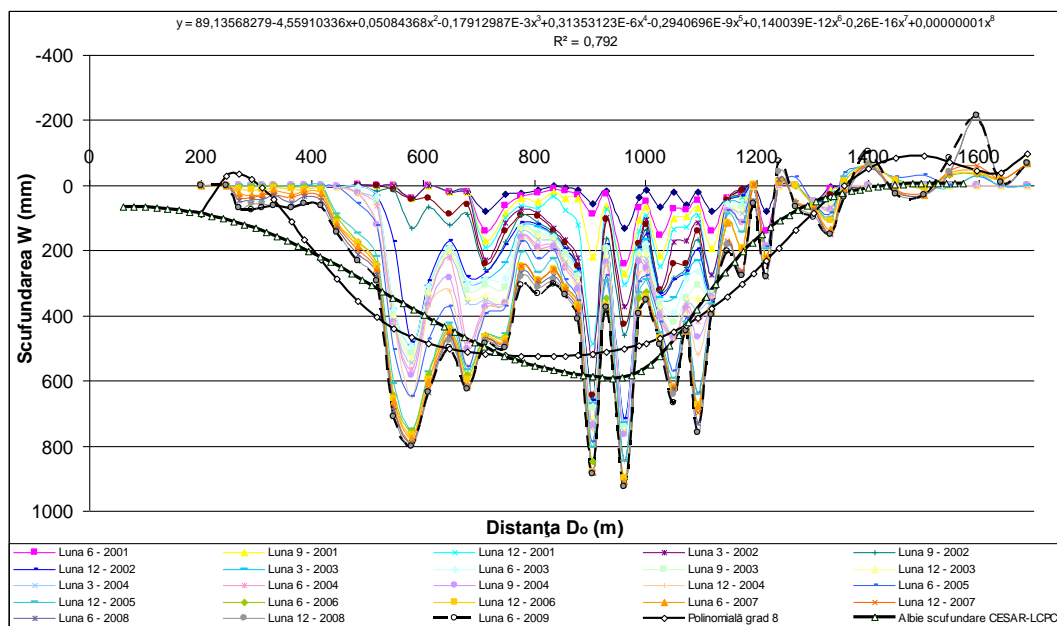


Fig. 8.2. Curbele scufundărilor dezvoltate în timp, la mina Livezeni (Onica & Marian, 2012, 2016)

În acest caz, precizia valorilor ce caracterizează albia de scufundare obținută este mai puțin exactă datorită faptului că ea nu este doar rezultatul scufundării terenului ci și a deplasării acestuia, abateri de la realitate corectate în conformitate cu metodologia care urmează. Chiar dacă abaterile transversale ce acționează asupra acestui profil sunt aproximativ egale, în toate punctele situate în interiorul spațiului exploatat, diferența de nivel dintre cota fiecărui punct la măsurătoarea de bază și cota lor la măsurătoarea finală nu este aceeași, deoarece cota suprafeței terenului este diferită.

Analizând situația măsurătorilor in situ, putem concluziona că, ținând seama de scufundările suprafeței și de deplasări, sunt câteva cazuri în care sunt necesare anumite corecții ale determinărilor. Aceste reajustări ale valorilor măsurate sunt necesare doar în cazul

în care deplasarea orizontală și/sau abaterea transversală sunt semnificative și când suprafața terenului este înclinată.

În urma măsurătorilor efectuate în această stație de urmărire, scufundarea maximă măsurată este de $W_{max} = 924\text{mm}$, iar deplasarea orizontală este cuprinsă între valorile $U = + 3712\text{mm}$ și $U = - 3625\text{mm}$. Media scufundărilor maxime fiind de $W_{max} = 524\text{mm}$ (valoare la care ne vom raporta în cazul modelării numerice).

8.1.2.2. Modelarea numerică a fenomenului de subsidență

Modelarea 2D cu elemente finite a fenomenului de scufundare

Descrierea modelului 2D

Pentru realizarea modelelor de calcul cu elemente finite în 2D s-a folosit codul CESAR-LCPC (Marian & Onica ș.a, 2011a; Onica ș.a., 2011c, 2011d, 2011e, 2011i). Pentru a determina deplasarea și deformarea terenului de la suprafață în cazul Minei Livezeni (Onica ș.a, 2011c), unde terenul este afectat de exploatarea a 3 abataje, s-au realizat două modele diferite, în ipoteza deformației plane, și anume: 1) modelul cu „goluri de exploatare” rezultate în urma extragerii cărbunelui; 2) modelul cu „spații surpate” (pe o înălțime de 8 ori grosimea exploatată a stratului de cărbune) rezultate în urma surpării rocilor din acoperiș în golurile de exploatare (fig. 8.3).

Calculul celor două modele s-au realizat în două ipoteze și anume: a) în ipoteza comportamentului elastic al masivului și b) în ipoteza comportamentului elasto - plastic de tip Mohr - Coulomb fără ecruisaj.

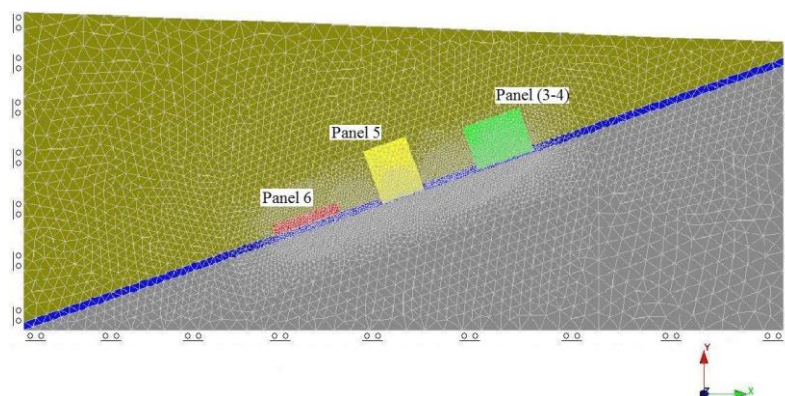


Fig. 8.3. Discretizarea modelului cu elemente finite „cu spații surpate”

Menționăm că, pentru a studia gradul de influență a fiecărui spațiu exploatat asupra parametrilor principali ai albiei de scufundare totale, generate de cele trei panouri exploatate, menținând condițiile constante, au fost realizate modele în care a fost simulată exploatarea stratului de cărbune cu fiecare panou independent.

În toate cazurile, atât rocile înconjurătoare cât și stratul gros de cărbune nr.3 sunt presupuse a fi continue, omogene și izotrope, iar caracteristicile geomecanice utilizate în calcule sunt unele medii (tabelul nr. 8.1).

Starea naturală de tensiuni a fost apreciată ca fiind una geostatică, caracterizată de tensiunile verticale $\sigma_v = \gamma \cdot H$ și orizontale $\sigma_h = \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \sigma_v$ (din cauza lipsei valorilor reale ale tensiunilor inițiale măsurate din teren).

Pentru calarea modelelor în funcție de valorile măsurate ale deplasărilor verticale maxime și aducerea caracteristicilor rocilor și cărbunelui obținute în laborator (tab. nr. 8.1) spre valorile acestora din teren, calculele au fost efectuate succesiv cu valorile caracteristicilor geomecanice reduse cu 0%, 30%, 50% și 70% (respectiv, acestea au fost înmulțite cu un coeficient de reducere $K = 1; 0,7; 0,5; 0,3$ – coeficient de slăbire structurală). Deoarece

modelele numerice au avut o sensibilitate accentuată doar la variația modului de elasticitate am luat în analiză doar reducerea acestui parametru.

Realizarea modelelor 2D

Realizarea modelării în 2D, în ipoteza deformației plane, pentru fiecare model definit mai sus, a necesitat parcurgerea următoarelor etape: a) stabilirea limitelor, a zonei de interes și discretizarea modelului; b) determinarea zonelor (regiunilor), a ipotezelor de calcul și introducerea caracteristicilor geomecanice; c) impunerea condițiilor la limită; d) stabilirea condițiilor inițiale și de încărcare ale modelului; e) realizarea calculelor și stocarea rezultatelor.

Pentru o precizie cât mai bună a calculelor s-au realizat modele cu lungimea de aproximativ $X = 1500\text{m}$ și $Y = 690\text{m}$ (luând în considerare o distanță de 500m de la capetele modelului până la marginea spațiilor exploatare). De asemenea, s-au stabilit dimensiunile zonei de interes din jurul excavației subterane, până la suprafața terenului de la zi, în așa fel încât să cuprindă suprafața modelului unde variația tensiunilor și deformațiilor este maximă și unde există interesul de a studia dezvoltarea fenomenului de scufundare. Discretizarea modelului, respectiv a fiecărei regiuni, s-a realizat prin elemente finite de suprafață triunghiulare, cu interpolare pătratică. Respectiv, discretizarea modelului s-a realizat cu un număr total de noduri de 23 448 și cu 11 661 elemente de suprafață.

Pentru simplificarea modelelor în 2D, s-au luat în considerare 3 regiuni, cu caracteristici geomecanice diferite, în cazul modelelor cu „goluri de exploatare”, respectiv 4 regiuni în cazul modelelor cu „spații surpate” (corespunzătoare rocilor din acoperiș, a celor din culcuș, cărbunelui și spațiului surpat – în cazul modelelor cu „spații surpate”).

Caracteristicile rocilor, considerate omogene și izotrope, sunt prezentate ca valori medii în tabelul nr. 8.1 și luate în calcule în ipoteza comportamentului elastic, respectiv elasto-plastic de tip Mohr-Coulomb fără ecruisaj, au fost reduse succesiv ținând seama de coeficientul de slăbire structurală. Rocile surpate, din modelul cu „spații surpate”, au fost considerate ca fiind un mediu echivalent elastic și foarte compresibil, caracterizat de un modul de elasticitate $E=15000\text{kN/m}^2$, un coeficient al lui Poisson $\nu = 0,4$ și o densitate aparentă a rocilor surpate $\rho_a = 1800 \text{ kg/m}^3$ (sau o greutate specifică aparentă $\gamma_a = 18 \text{ kN/m}^3$).

S-a considerat latura superioară a modelului liberă, iar părțile inferioară și laterale blocate (pentru latura inferioară deplasările verticale $v = 0$ și cele orizontale $u \neq 0$, iar pentru părțile laterale $v \neq 0$ și $u = 0$).

Condițiile inițiale de încărcare a modelului au fost considerate geostatice $[\sigma_o]$, corespunzătoare unei adâncimi medii de situare a panourilor de exploatare de $H = 336,5 \text{ m}$ și anume: tensiunile geostatice verticale $\sigma_{oy} = \rho_s \cdot g \cdot H = 87\,819 \text{ kN/m}^2 = 87,8 \text{ MPa}$; tensiunile

geostatice orizontale $\sigma_{ox} = \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \sigma_{oy} = k_o \cdot \sigma_{oy} = 21\,076 \text{ kN/m}^2 = 21,076 \text{ MPa}$ (unde

$k_o = \frac{\nu}{1-\nu} = 0,24$). Tensiunile induse de prezența excavațiilor rezultate în urma extragerii cărbunelui din câmpurile de abataj (panourile 3-4, 5 și 6) au fost $[\sigma_e]$, respectiv variația de tensiuni reprezentată de tensiunile orizontale $\sigma_{ex} = -21,076 \text{ MPa}$ și verticale $\sigma_{ey} = -87,8 \text{ MPa}$.

În final, încărcarea modelelor a fost realizată cu tensiunile totale: $[\sigma_T] = [\sigma_o] - [\sigma_e]$.

Calculele au fost realizate considerând un număr de 60 de iterații pe increment și o toleranță a rezultatelor de 1%, utilizând pentru rezolvare „metoda tensiunilor inițiale”.

Stocarea rezultatelor a fost realizată sub formă grafică pe suprafața modelului (izovalorică și vectorială) și în secțiuni predefinite, după suprafața terenului de la zi. Rezultatele prezentate sunt corespunzătoare parametrilor W și U (deplasarea verticală W și deplasarea orizontală U , în mm).

Analiza rezultatelor obținute în urma modelării 2D

În urma calculului efectuate pe modelele prezentate mai sus se poate constata faptul că, albia de scufundare apărută la suprafață are o formă simplă, cu o configurație mult diferită față de cea obținută din măsurători. Acest lucru se datorează faptului că, profilul albiei de scufundare, obținut din măsurători, este amplasat la marginea spațiilor exploatare, pe când în cazul modelării numerice profilul de urmărire este unul principal, situat la mijlocul spațiilor exploatare.

În urma analizei rezultatelor modelării cu elemente finite (Marian & Onica ș.a., 2011b; Onica ș.a., 2011c, 2011d, 2011i), se poate observa că există diferențe foarte mici între rezultatele obținute pe modelele calculate în elasticitate și pe aceleași modele, calculate în elasto-plasticitate. Acest lucru poate fi explicat prin faptul că rocile luate în studiu au un comportament la limita dintre elasticitate și elasto-plasticitate. Rezultatele, considerate ca fiind cele mai apropiate de valorile măsurate ale deplasărilor, sunt cele obținute pe modelul „cu spații surpate” în elasto-plasticitate, pentru un coeficient de slăbire structurală $K = 0,5$.

În figura 8.4 sunt prezentate albiile de scufundare obținute pentru modelele „cu spații surpate” în elasto-plasticitate (la un coeficient $K = 0,5$), rezultate în urma exploatării celor 3 panouri precum și albia de scufundare generată de exploatarea fiecărui panou în parte sau combinații între ele, iar curbele deplasărilor orizontale sunt prezentate în figura 8.5.

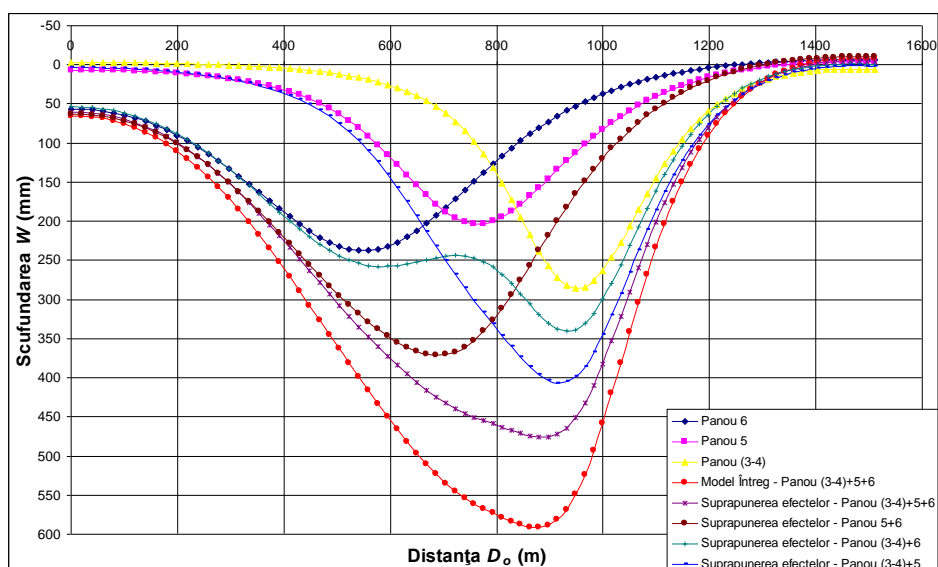


Fig.8.4. Albiile de scufundare obținute prin modelare numerică pe modelul cu „spații surpate”

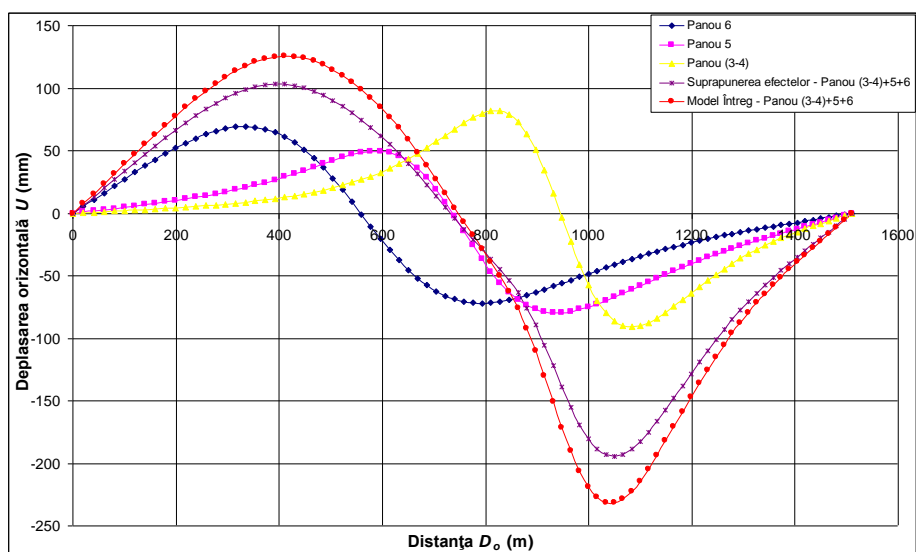


Fig.8.5. Graficele deplasărilor orizontale obținute prin modelare numerică pe modelul cu „spații surpate”

Albiile de scufundare obținute prin modelare numerică pe modelul „cu goluri de exploatare” și pe modelul „cu spații surpate”, rezultate în urma exploatării celor trei abataje, în elasticitate și elasto-plasticitate, pentru un coeficient de slăbire structurală $K = 0,5$, sunt prezentate în figura 8.6, iar curbele deplasărilor orizontale sunt prezentate în figura 8.7.

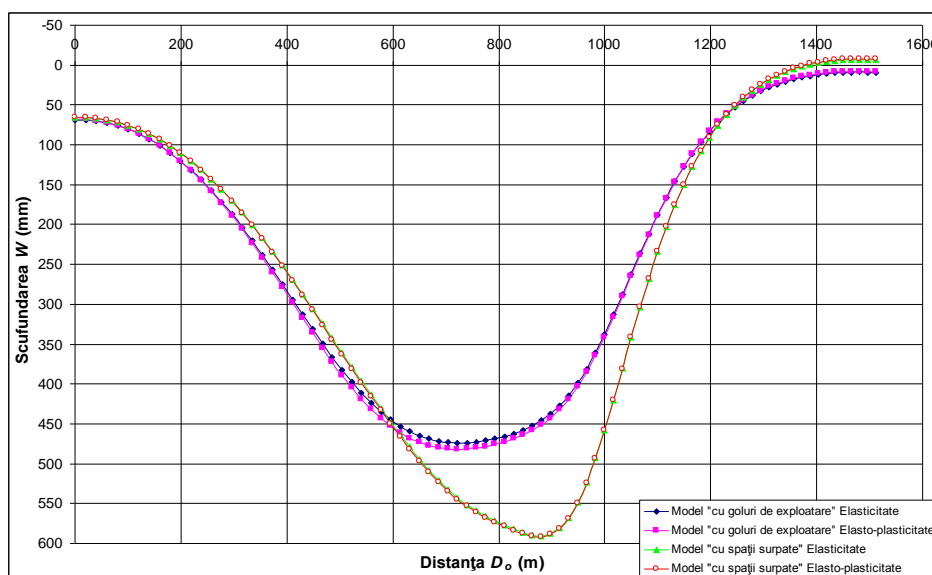


Fig.8.6. Albiile de scufundare obținute prin modelare numerică în elasticitate și elasto-plasticitate

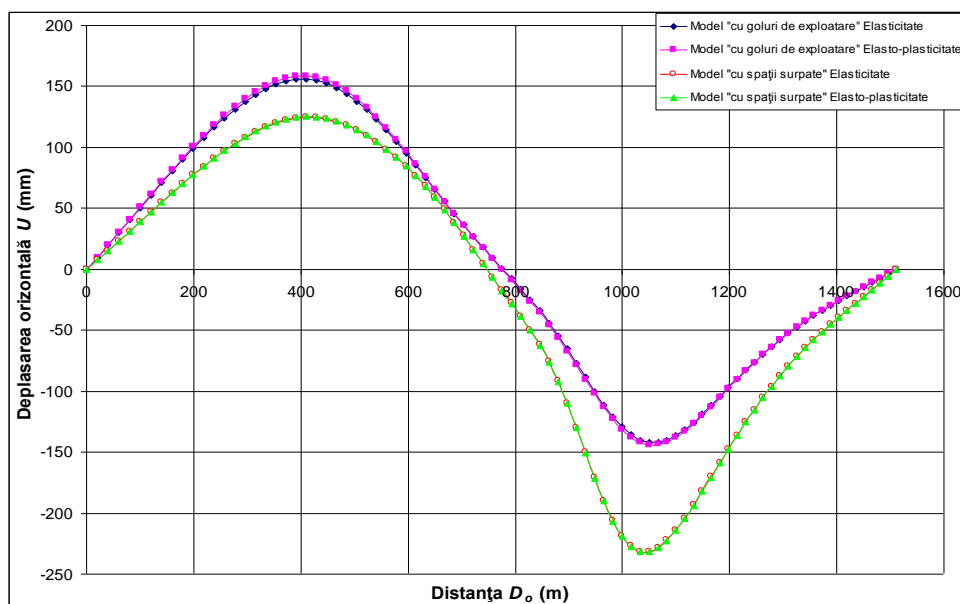


Fig.8.7. Graficele deplasărilor orizontale obținute prin modelare numerică în elasticitate și elasto-plasticitate (Onica & Marian, 2012, 2016)

Studiind graficele din figura 8.6 se poate constata faptul că între scufundarea maximă obținută pe modelul „cu goluri de exploatare” și scufundarea maximă obținută pe modelul „cu spații surpate” există o diferență de aproximativ 100mm. De asemenea, se poate observa că între modelele de același tip, calculate în elasticitate sau elasto - plasticitate, diferența este foarte mică (neglijabilă).

Ca urmare a modelării cu elemente finite în 2D (Marian & Onica ș.a., 2011a; Onica ș.a., 2011c, 2011d, 2011i), s-a constatat că dezvoltarea bazinului de scufundare este dinamică – de exemplu, în cazul panoului (3-4)-, în funcție de diferite extinderi ale exploatării câmpului de abataj (fig. 8.8 – curbele de scufundare; fig. 8.9– graficele deplasărilor orizontale). S-a stabilit că la o extindere maximă a câmpului de abataj exploatat de cca. 346m (extinderea reală a panoului (3-4)), nu se ajunge la scufundarea maximă –critică. Scufundarea critică se

poate realiza la o exploatare a câmpului de abataj de 1500m; peste această valoare, scufundarea devine subcritică (în mod similar, pentru panourile 5 și 6, această distanță fiind de 2000m).

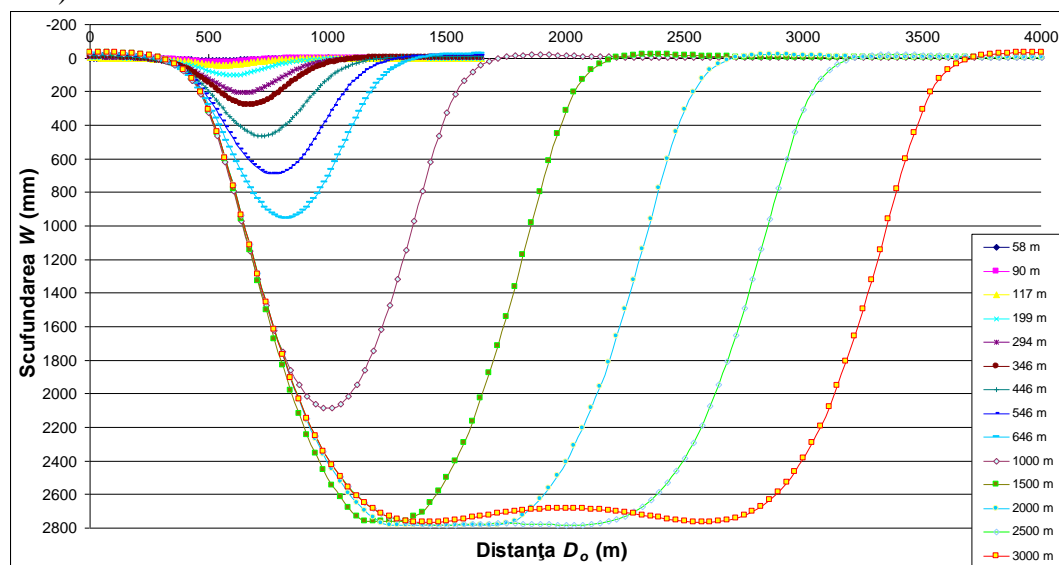


Fig.8.8. Albia de scufundare dinamică pentru panoul (3-4), Mina Livezeni

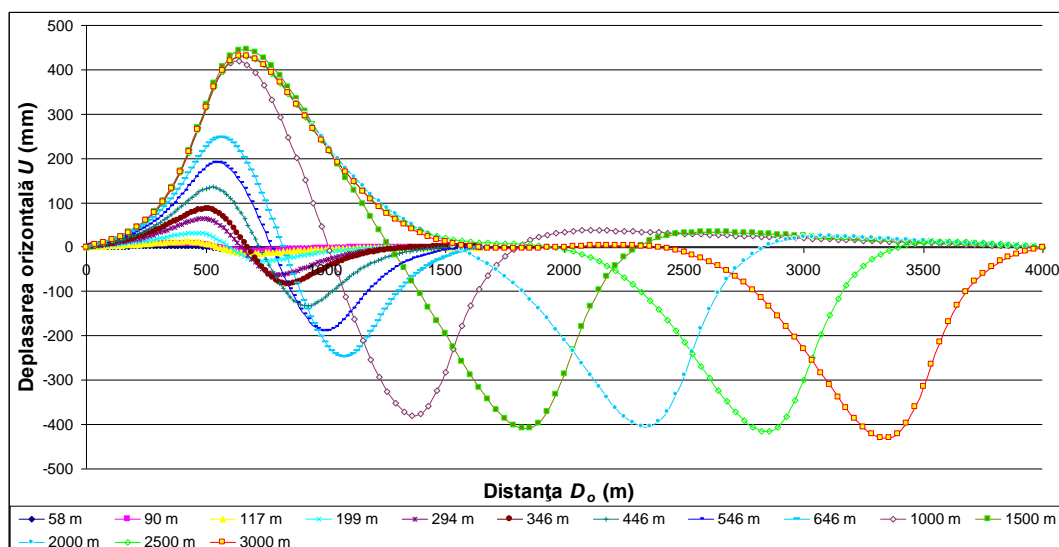


Fig.8.9. Graficul deplasărilor orizontale pentru panoul (3-4), Mina Livezeni (Onica & Marian, 2012; 2016)

În figurile 8.8 și 8.10 a fost reprezentată scufundarea maximă în funcție de lungimea câmpului de abataj pentru panoul (3-4). Perioadele după care a avut loc exploatarea consecutivă a panoului (3-4) sunt de $t = 5; 9; 13; 17; 21; 25$ luni (ceea ce corespunde unei viteze medii de avansare a abatajului de aproximativ 14m/lună).

Modelul în 3D a fenomenului de scufundare de la mina Livezeni

Prezentarea modelului cu elemente finite în 3D

În vederea realizării modelării spațiale, cu elemente finite în 3D (Marian & Onica ș.a., 2011a; Onica ș.a., 2011d; Onica & Marian, 2016), a stabilității terenului de la suprafață, în cazul de la mina Livezeni, a fost utilizat codul CESAR-LCPC și procesorul CLEO 3D.

Am considerat necesară efectuarea unei modelări în 3D a fenomenului de subsidență de la mina Livezeni deoarece stația de urmărire a deplasării este amplasată la marginea spațiilor exploatare (fig.8.6), mai puțin reprezentativ pentru cazul modelării în 2D, în ipoteza deformației plane.

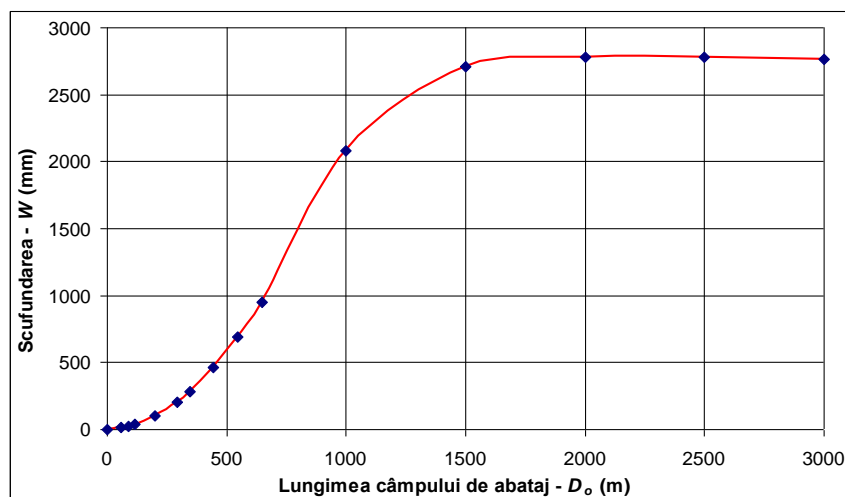


Fig.8.10. Scufundarea maximă în funcție de extinderea exploatării panoului (3-4)

Din cauza dimensiunilor foarte mari ale modelului a fost nevoie de o simplificare a acestui model (pe cât de mult posibil) fără a afecta foarte mult dezvoltarea fenomenului din realitate. În acest sens, s-au realizat următoarele supoziții simplificatoare: s-a considerat stratul de cărbune ca având o grosime și o înclinare constante; forma geometrică a golurilor de exploatare a fost echivalată cu una paralelipipedică; cele trei panouri în exploatare adiacente au fost reprezentate ca perfect paralele între ele; relieful suprafeței terenului de la zi a fost generat cu o formă poligonală, apropiată de curbările reale, respectând cotele reale ale punctelor stației de urmărire de la suprafață și ale celor mai interesante puncte de la suprafața superioară a modelului.

Din experiența de la modelarea cu elemente finite în 2D a rezultat faptul că nu există diferențe semnificative între rezultatele calculelor obținute în ipoteza „comportamentul elastic” și cel „elasto-plastic” sau între modul de tratare a spațiului exploatat (cu goluri sau umplut cu rocă surpată). De aceea, datorită complexității modelor și a resurselor foarte mari de calcul, cerute de ipoteza comportamentului elasto - plastic a masivului de roci, am optat pentru generarea unui singur model de tipul celui cu „goluri de exploatare”, în ipoteza comportamentului elastic.

Realizarea modelului 3D

Modelarea fenomenului de scufundare, cu elemente finite în 3D, pentru cazul de la mina Livezeni, a necesitat parcurgerea aceluiași etape, ca și în cazul modelării în 2D (Marian&Onica ș.a 2011a; Onica ș.a. 2011a).

Pentru o precizie cât mai bună a rezultatelor s-au realizat modele extinse, cu dimensiunea de aproximativ $X=1\ 440\text{m}$, $Y=1\ 500\text{m}$ și $Z=650\text{m}$, luând în considerare o distanță de 500m de la capetele modelului până la marginea spațiilor exploatate, pentru a evita influența limitelor modelului asupra rezultatelor. Discretizarea modelului, respectiv a fiecărei regiuni, s-a realizat prin elemente finite hexaedrice cu interpolare liniară, rezultând un număr total de noduri de 95 611 și 89 244 elemente de volum. În figura 8.11 este redat modelul 3D în care sunt evidențiate rocile din culcuș, stratul de cărbune și cele trei „goluri de exploatare”, corespunzătoare panourilor (3-4), 5 și 6.

Pentru simplificarea modelelor în 3D, s-au luat în considerare 3 regiuni cu caracteristici geomecanice diferite, corespunzătoare rocilor din acoperiș, a celor din culcuș și a cărbunelui.

Caracteristicile rocilor și a cărbunelui sunt considerate ca omogene și izotropeși sunt prezentate ca valori medii în tabelul nr. 8.1 (valori reduse cu un coeficient de slăbire structurală $K = 0,3$).

Pentru impunerea condițiilor la limită, s-a considerat suprafața modelului ca fiind liberă, iar partea inferioară și părțile laterale blocate (pentru partea inferioară deplasările verticale $w = 0$ și cele orizontale $u \neq 0; v \neq 0$, iar pentru părțile laterale $w \neq 0$ și $u = 0; v = 0$).

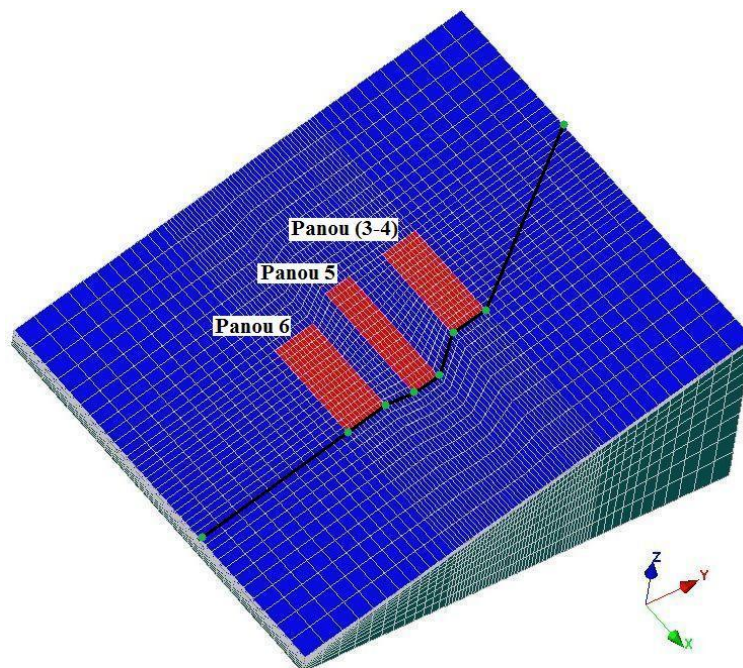


Fig.8.11. Reprezentarea în 3D a rocilor din culcuș, a stratului de cărbune și a „golurilor de exploatare” (linia neagră este traseul aproximativ al stației de urmărire de la suprafață)

În toate cazurile de modelare numerică, realizate în această lucrare, condițiile inițiale de încărcare a modelului au fost considerate geostatice.

Analiza rezultatelor obținute din modelarea numerică 3D

Albia de scufundare obținută prin modelare numerică în 3D, urmărind traseul din figura 8.11, este reprezentată în figura 8.12 prin comparație cu albia de scufundare măsurată în stația de urmărire a subsidenței de la suprafață și cu albia de scufundare obținută prin modelare numerică în 2D. De asemenea, în figura 8.13 este reprezentată deplasarea orizontală după axa Y (urmărind traseul marcat cu negru, în figura 8.11).

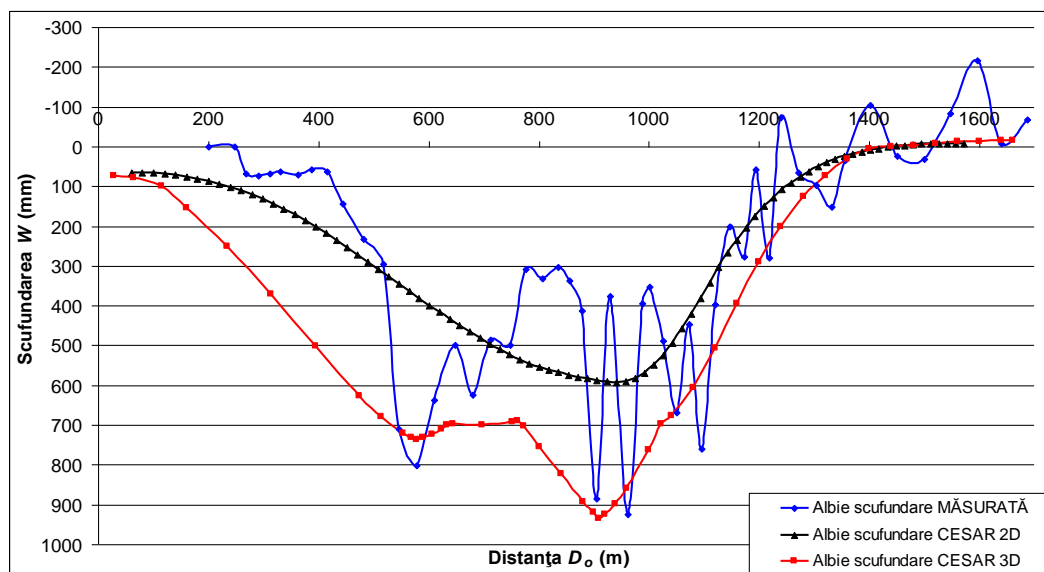


Fig.8.12. Albiile de scufundare obținute prin modelare numerică în 2D și 3D, în comparație cu albia de scufundare măsurată (Onica & Marian, 2012)

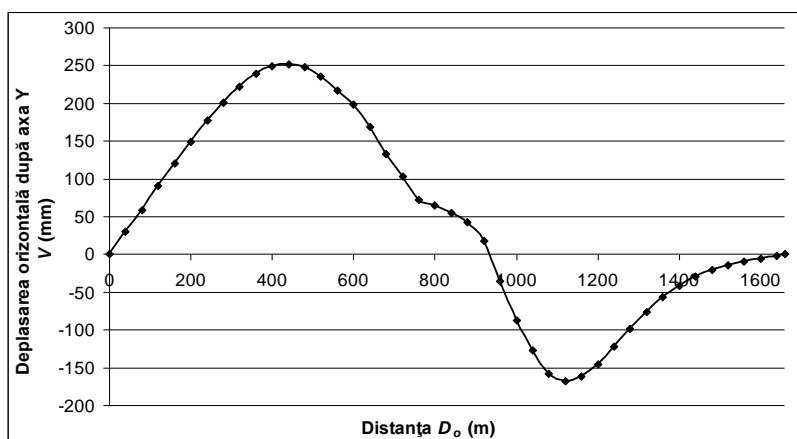


Fig.8.13. Graficul deplasărilor orizontale după axa Y obținute prin modelare numerică în 3D

Din figura 8.12 se poate observa că albia de scufundare obținută prin modelare cu elemente finite în 3D este mai apropiată de albia de scufundare măsurată, în comparație cu cea obținută din modelarea în 2D. Acest lucru se datorează faptului că modelul în 2D este considerat ca fiind o secțiune prin mijlocul celor 3 panouri, pe când modelarea în 3D se apropie de realitatea măsurătorilor stației de urmărire de la suprafață (care este amplasată la marginea albiei de scufundare – dificil de surprins în cadrul modelării în 2D).

Diferențele existente între modelarea 3D și realitate se datorează faptului că scufundările măsurate în punctele de observație sunt afectate de anumită alunecare orizontală, fiind situate spre limita spațiului exploatat.

În figura 8.14 sunt reprezentate deplasările orizontale după axa X, urmărind traseul stației de urmărire, care sunt de fapt deplasările transversale ale stației de urmărire. Iar în figurile 8.15 și 8.16 sunt reprezentări scalare 3D ale scufundării și deplasării orizontale după axa Y.

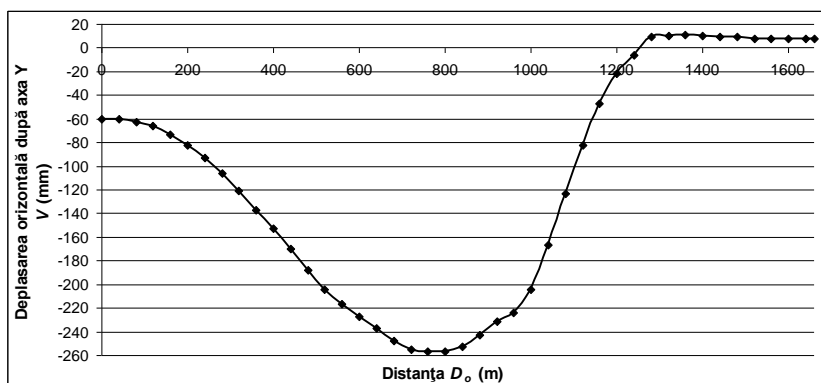


Fig. 8.14. Graficul deplasărilor orizontale după axa X obținute prin modelare numerică în 3D (corespunzătoare deplasărilor transversale ale traseului stației de urmărire)

8.1.3. Analiza scufundărilor în cazul stratului 3, blocul V, panoul 1, mina Uricani

Urmărirea deplasării suprafeței terenului sub influența exploatării subterane la mina Uricani se realizează prin intermediul unei stații de urmărire formată din 10 repere de urmărire, lungimea totală a acestei stații este de 563,6m.

Observațiile topografice au fost executate din 3 în 3 luni, începând cu luna octombrie, 2007. Această stație de urmărire furnizează date cu privire la deplasarea suprafeței terenului în urma exploatării stratului 3, blocul V, panoul 1 (fig.8.17).

Exploatarea stratului 3, cu înclinare redusă ($\alpha \cong 10^\circ$), s-a realizat cu banc de cărbune subminat, pe toată grosimea acestuia (10m), cu front lung de abataj. Exploatarea acestui panou a început în anul 2003 și s-a încheiat în ultima jumătate a anului 2007.

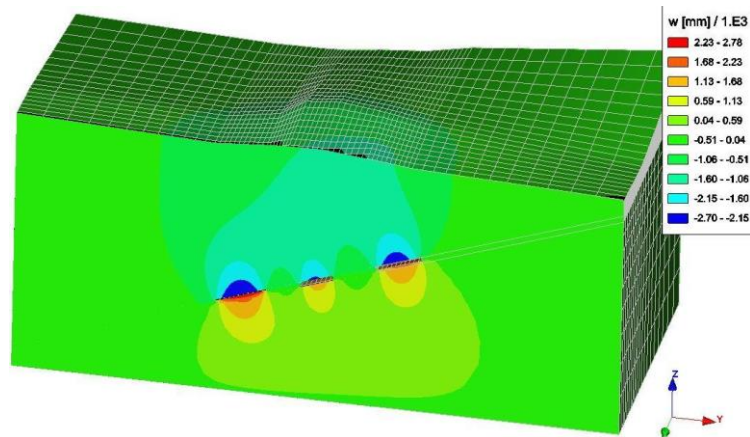


Fig.8.15.Scufundarea în secțiune transversală principală (prin centrul golurilor de exploatare) w , în mm – reprezentare scalară

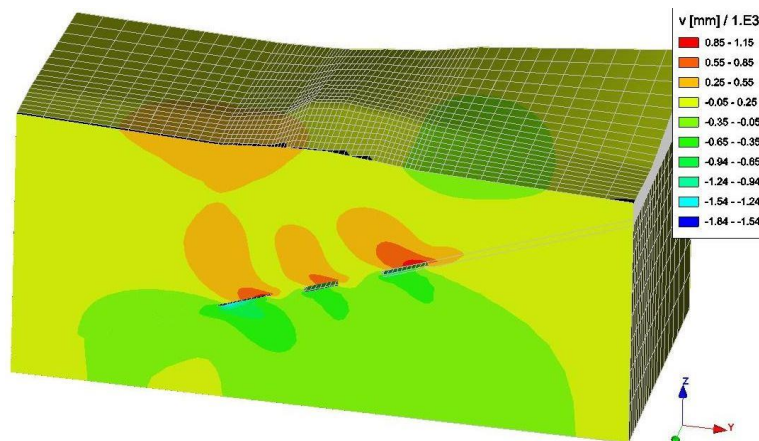


Fig.8.16.Deplasările orizontale după axa Y în secțiune transversală principală (prin centrul golurilor de exploatare) v , în mm – reprezentare scalară (Onica & Marian, 2012)

8.1.3.1. Aproximarea statistică a măsurătorilor cu ajutorul funcțiilor de profil

Parametrii cei mai importanți care definesc o albă de scufundare sunt următorii: deplasarea orizontală U , în mm, și deformația orizontală ε , în mm/m; subsidența sau deplasarea verticală W , în mm; înclinarea T , în mm/m și curbura K , în m^{-1} .

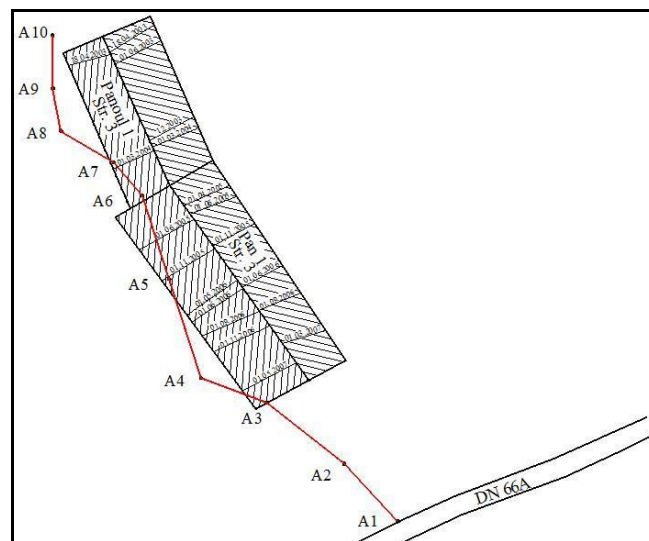


Fig.8.17. Stația de urmărirea a deplasării suprafeței terenului, la mina Uricani

Se poate observa că între acești parametri există o serie de dependențe și anume: deplasările verticale sunt maxime, atunci când înclinarea este zero și prezintă un punct de inflexiune pentru o valoare maximă a înclinării; pentru valoarea zero a deformațiilor specifice orizontale, curba deplasărilor orizontale deține un maxim.

Pentru exprimarea matematică a acestor dependențe vom defini următoarele funcții: $W(x)$ – funcția deplasărilor verticale; $U(x)$ – funcția deplasărilor orizontale; $\varepsilon(x)$ – funcția deformațiilor specifice orizontale; $T(x)$ – funcția înclinărilor; $K(x)$ – funcția curburii.

Așadar, albia de scufundare a fost interpretată statistic cu ajutorul funcției de profil nou dezvoltată care are următoarea formă (Onica & Marian, 2012, 2016; Marian & Onica, 2011b; Onica ș.a., 2011d, 2011i):

$$W(x) = a \cdot x^b \cdot e^{-c \cdot x} \quad (8.1)$$

Unde: a , b și c sunt coeficienții de regresie.

Această funcție de profil a fost inspirată din corelația dintre sarcina de pretensionare și sarcina maximă a susținerilor mecanizate, exprimată în capitolul 6, prin relația (6.3).

Între funcțiile albiei de scufundare există următoarele corelații matematice, și anume:

$$T(x) = \frac{dW}{dx}; \quad K(x) = \frac{d^2W}{dx^2} \quad (8.2)$$

Ținând seama de corelațiile exprimate mai sus se pot stabili ecuațiile celorlalți parametri ai albiei de scufundare (Onica & Marian, 2012, 2016):

$$T(x) = \frac{dW(x)}{dx} = \frac{a \cdot x^{(b-1)}}{e^{c \cdot x}} \cdot (b - c \cdot x) \quad (8.3)$$

Pentru $T(x) = \frac{dW(x)}{dx} = 0$, respectiv, la distanța $x = \frac{b}{c}$ rezultă o scufundare maximă:

$$W_{\max} = a \cdot \left(\frac{b}{c}\right)^b \cdot e^{-b} \quad (8.4)$$

De asemenea, funcția curburii albiei de scufundare este (Onica & Marian, 2012, 2016):

$$K(x) = \frac{d^2W(x)}{dx^2} = a \cdot x^{(b-2)} \cdot e^{-c \cdot x} \cdot \left[c^2 \cdot \left(x - \frac{b}{c}\right)^2 - b \right] \quad (8.5)$$

Punctele de inflexiune x_1 și x_2 of curbei deplasărilor verticale (pentru $K(x) = 0$) sunt:

$$x_{1,2} = \frac{b \mp \sqrt{b}}{c}.$$

În cazul stratului de cărbune nr. 3, bloc V, panoul 1, Mina Uricani, Coeficienții a , b și c obținuți pentru fiecare albie de scufundare parțială precum și coeficientul de determinare R^2 , al fiecărei ecuații, sunt prezentate în tabelul nr. 8.2.

Tabelul nr. 8.2.. Valorile coeficienților a , b , c și a coeficienților de determinare R^2

Data	Timp - t (luni)	a	b	c	R^2
03.12.2007	1,25	$4,201 \cdot 10^{-30}$	14,784333	0,041864	0,984
15.03.2008	4,6	$6,279 \cdot 10^{-23}$	11,414900	0,032404	0,986

16.06.2008	7,7	$2,494 \cdot 10^{-19}$	9,696927	0,026632	0,985
05.09.2008	10,3	$1,858 \cdot 10^{-15}$	7,950222	0,022357	0,985
15.11.2008	12,7	$1,152 \cdot 10^{-14}$	7,592713	0,021372	0,983
12.03.2009	16,5	$1,041 \cdot 10^{-14}$	7,637613	0,021582	0,968
12.06.2009	19,5	$2,522 \cdot 10^{-14}$	7,460140	0,020980	0,961
15.09.2009	22,7	$7,914 \cdot 10^{-14}$	7,247970	0,020503	0,956

Pentru a introduce variabila timp, în această funcție de profil, s-a făcut regresia tuturor coeficienților de regresie, prezentați în tabelul 3, în funcție de timpul t . Astfel, a rezultat o nouă funcție de profil generalizată, dependentă de timp, care are forma (Onica & Marian, 2012, 2016; Marian & Onica, 2011b; Onica ș.a., 2011d):

$$W(x,t) = a_1 \cdot t^{a_2} \cdot x^{b_1 \cdot \ln(t) + b_2} \cdot e^{-(c_1 \cdot \ln(t) + c_2) \cdot x} \quad (8.6)$$

Unde: x este distanța măsurată de la limita bazinului de scufundare; t – timpul; $a_1 = 2 \cdot 10^{-31}$; $b_1 = -2,593$; $c_1 = -0,0074$; $a_2 = 12,936$; $b_2 = 15,365$; $c_2 = 0,0435$ ($R^2=0,971$) sunt coeficienții de regresie ai funcției generalizate.

Curbele scufundărilor măsurate în timp precum și aproximarea statistică a acestora cu ajutorul funcției de profil generalizate, dependente de timp, sunt reprezentate în figura 8.18.

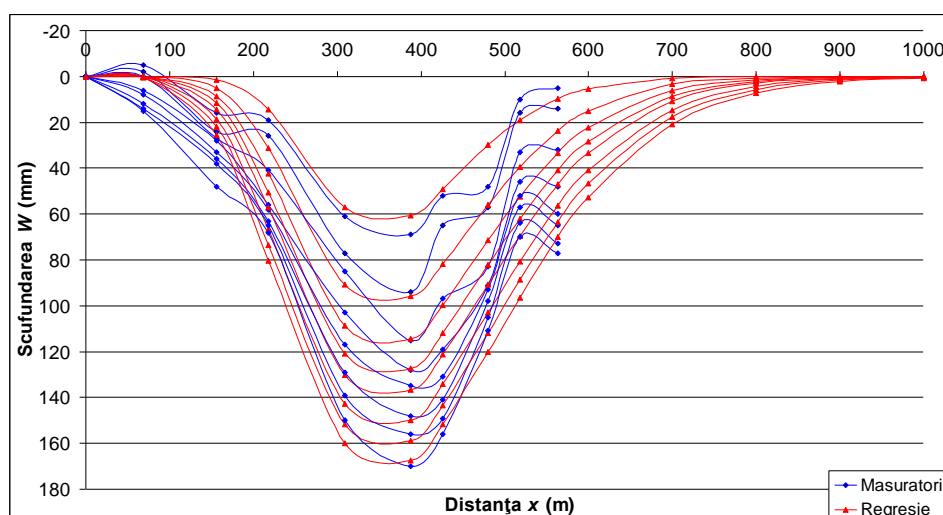


Fig.8.18. Curbele scufundărilor, în timp, la mina Uricani și aproximarea acestora funcție de distanță și timp, în cazul stratului de cărbune nr.3, blocul V, panoul 1, mina Uricani (Onica & Marian, 2012)

În anul 1981, Peng și Chen (1981) au dezvoltat următoarea funcție negativă a profilelor de scufundare, de-a lungul secțiunii transversale principale a bazinului de scufundare (Onica & Marian, 2012, 2016; Marian & Onica, 2011b; Onica ș.a., 2011d):

$$W(x) = W_{\max} \cdot A \quad (8.7)$$

Unde: $A = e^{-a \cdot z^b}$; W_{\max} este scufundarea maximă; a , b sunt constante; $z = \frac{x}{s}$; x este distanța orizontală de la origine (care este localizată în centrul profilului de scufundare); s reprezintă jumătate din lățimea bazinului de scufundare.

De asemenea, pentru calculul deplasărilor orizontale este propusă următoarea relație:

$$U(x) = U_{\max} \cdot A' \quad (8.8)$$

Unde: $A' = -a \cdot b \cdot z^{(b-1)} \cdot A$.

În cazurile studiate de noi (pentru care profilele de scufundare sunt asimetrice) pentru a obține albia de scufundare completă, relația (8.10) trebuie aplicată de două ori, pentru partea stângă și pentru partea dreaptă a albiei de scufundare.

Dacă această relație este aplicată pentru fiecare funcție de profil, se vor obține coeficienții de regresie corespunzători a_s și b_s , pentru partea stângă a profilului și a_d and b_d , pentru partea dreaptă a profilului. Similar cu funcția de profil (8.6), astfel încât se introduce variabila timp în funcția lui Peng & Chen (1981), este realizată regresia coeficienților de regresie, în funcție de factorul timp. Astfel că, se obține următoarele relații:

a)-pentru partea stângă a funcției de profil (Onica & Marian, 2012, 2016; Marian & Onica, 2011b; Onica ș.a., 2011d):

$$W_s(x, t) = W_{\max} \cdot e^{-m_s \cdot z^{n_s}} \quad (8.9)$$

Unde: $m_s = a_{s1} \cdot \ln(t) + a_{s2}$ și $n_s = b_{s1} \cdot \ln(t) + b_{s2}$

Coeficienții de regresie obținuți sunt:

$$a_{s1} = -0,936; a_{s2} = 6,642; b_{s1} = -0,074; b_{s2} = 2,139 \quad (R^2=0,994).$$

b) - pentru partea dreaptă a funcției de profil (Onica & Marian, 2012, 2016):

$$W_d(x, t) = W_{\max} \cdot e^{-m_d \cdot z^{n_d}} \quad (8.10)$$

Unde: $m_d = a_{d1} \cdot t^{a_{d2}}$ și $n_d = b_{d1} \cdot t^{b_{d2}}$

Pentru condițiile geominere de la mina Uricani, coeficienții de regresie au următoarele valori: $a_{d1} = 6,964; a_{d2} = -0,693; b_{d1} = 4,085; b_{d2} = -0,401 \quad (R^2=0,983)$.

Curbele scufundărilor măsurate în timp precum și aproximarea statistică a acestora cu ajutorul relației lui Peng și Chen modificată, sunt reprezentate grafic în figura 8.19.

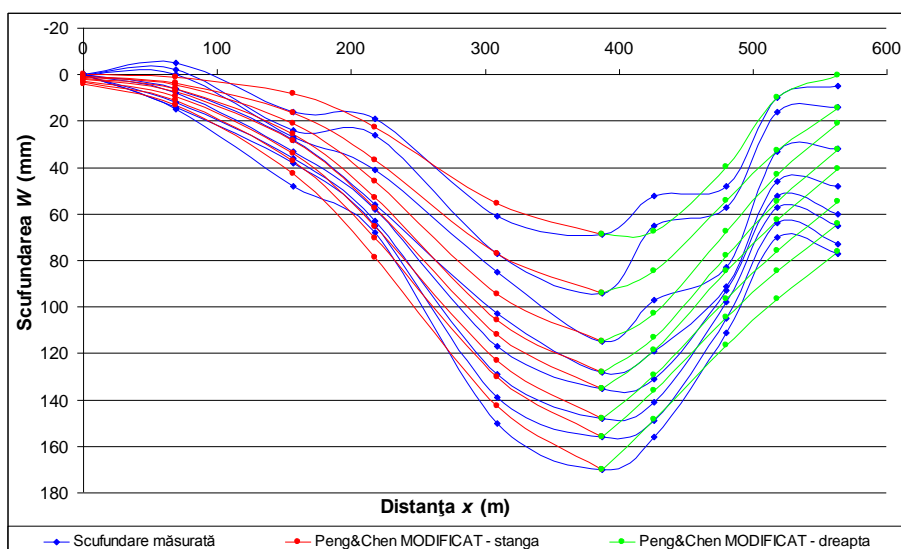


Fig.8.19. Curbele scufundărilor măsurate în timp, la mina Uricani și aproximarea statistică a acestora cu ajutorul relației lui Peng și Chen modificată

Din figura de mai sus putem observa că relația lui Peng și Chen modificată oferă rezultate foarte bune în analiza statistică a măsurătorilor ($R^2 = 0,989$). Avantajul principal al acestei funcții de profil este că ia în considerație atât scufundarea maximă măsurată W_{\max} cât și timpul. Iar ca deficiențe, se pot menționa următoarele: dacă stația de urmărire a deformării

terenului nu acoperă întreaga albie de scufundare funcția de profil nu poate prognoza ce se întâmplă în afara zonei urmărite; la joncțiunea dintre cele două funcții (stânga și dreapta), în punctul de scufundare maximă, albia de scufundare nu deține un punct de racordare perfectă.

8.1.3.2. Modelarea numerică a fenomenului de scufundare, în cazul minei Uricani

Modelarea cu elemente finite în 2D

Pentru a determina deplasarea și deformarea terenului de la suprafață în cazul Minei Uricani, s-au realizat două modele diferite, în ipoteza deformației plane, și anume: un model pe înclinare (fig.8.20.a), reprezentând o secțiune transversală prin masiv, în punctul A6 din figura 8.17; un model pe direcție (fig.8.20.b), reprezentând o secțiune direcțională prin masiv, prin mijlocul spațiului exploatat.

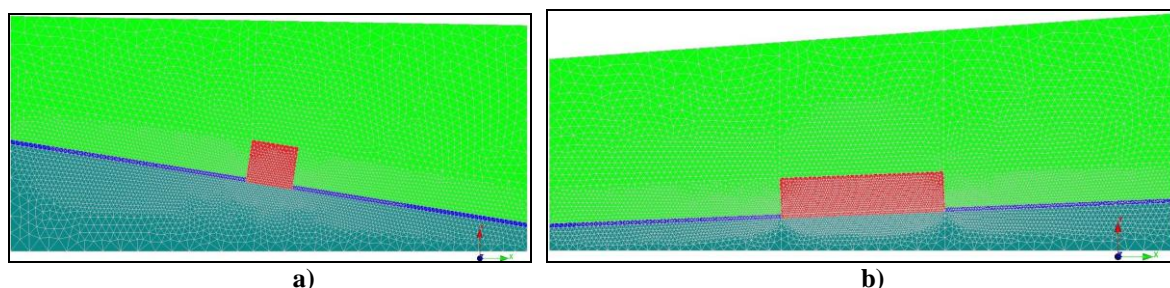


Fig.8.20. Modelarea numerică în ipoteza deformației plane a fenomenului de scufundare de la mina Uricani:
a) model pe înclinare; b) model pe direcție

Calcululele au fost realizate în ipoteza comportamentului elasto-plastic de tip Mohr-Coulomb fără ecrusaj, presupunând că atât rocile înconjurătoare cât și stratul de cărbune sunt continue, omogene și izotrope, iar caracteristicile geomecanice utilizate în calcul sunt unele medii. De asemenea, ca și în cazul minei Livezeni, rocile surpate din acoperiș, în urma exploatării stratului, pe o înălțime de opt ori grosimea stratului, au fost echivalate cu un mediu foarte compresibil, caracterizat de un modul de elasticitate de $E=15000\text{kN/m}^2$ și un coeficient al lui Poisson $\nu = 0,4$.

Pentru calarea modelelor, în funcție de valorile măsurate ale deplasărilor verticale maxime și aducerea caracteristicile rocilor și cărbunelui obținute în laborator (tab. nr. 8.1) la valorile acestora din teren, calcululele au fost efectuate succesiv cu valorile caracteristicilor reduse cu 50%, 60% și 70% (respectiv au fost înmulțite cu un coeficient de slăbire structurală $K = 0,5; 0,4; 0,3$).

Condițiile inițiale de încărcare a modelului au fost considerate geostatice $[\sigma_o]$, corespunzătoare unor adâncimi de $H=390\text{m}$ și anume: tensiunile geostatice verticale $\sigma_{oy} = \rho_s \cdot g \cdot H = 102,4\text{MPa}$; tensiunile geostatice orizontale $\sigma_{ox} = k_o \cdot \sigma_{oy} = 24,6\text{MPa}$ (unde $k_o = \frac{\nu}{1-\nu} = 0,24$). Tensiunile corespunzătoare induse de prezența excavației au fost $[\sigma_e] = [-102,4; -24,6]\text{MPa}$. În final, încărcarea modelelor a fost realizată în tensiuni totale sub forma: $[\sigma_r] = [\sigma_o] - [\sigma_e]$.

În figura 8.21.a sunt prezentate albiile de scufundare obținute pentru modelul pe înclinare (pentru un coeficient de slăbire structurală $K = 0,5; 0,4; 0,3$), și în figura 8.21.b curbele deplasărilor orizontale corespunzătoare (Marian & Onica ș.a., 2011c).

Din figura 8.21. se poate observa că modelul care se apropie cel mai mult de realitate este modelul a căror caracteristici au fost reduse cu 60%. În consecință, al doilea model (modelul pe direcție) a fost calculat în ipoteza comportamentului elasto-plastic de tip Mohr-Coulomb la un coeficient de slăbire structurală $K = 0,4$.

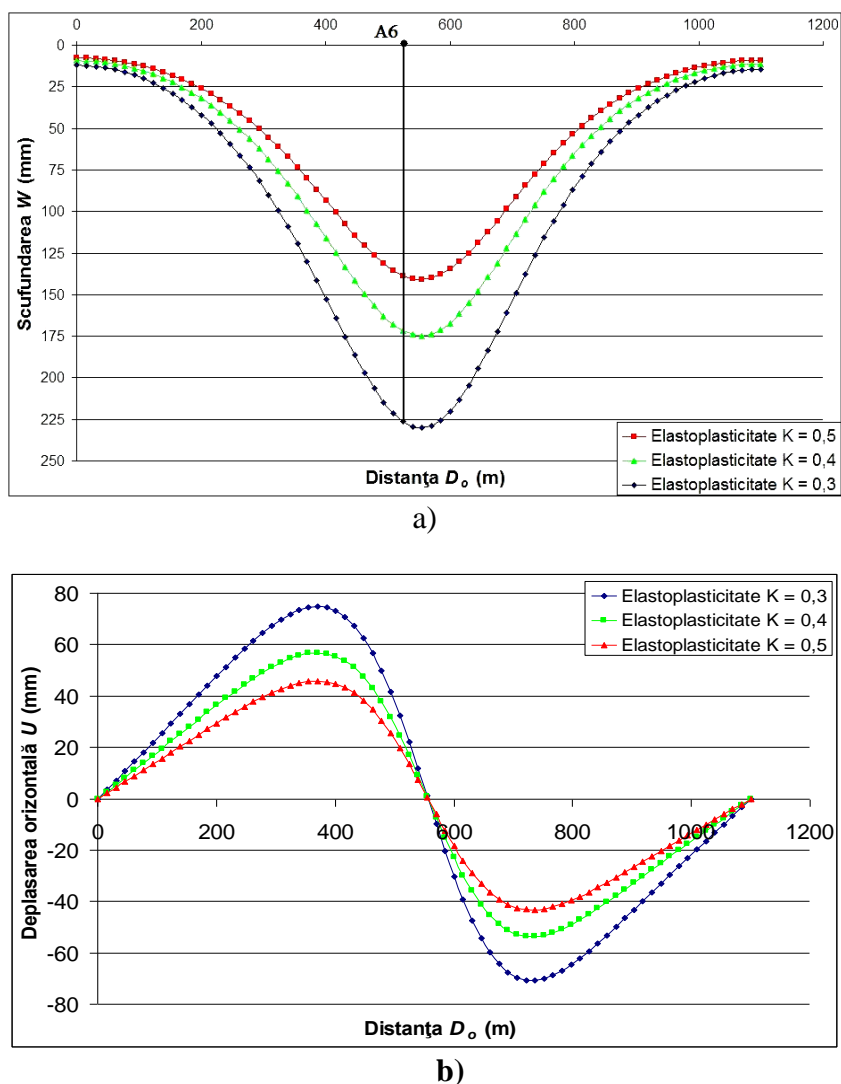


Fig.8.21. Parametrii de scufundare pentru modelul cu elemente finite pe înclinare (Onica & Marian, 2016):
a)Scufundările; b)Deplasărilor orizontale

În modelul pe direcție, pentru a sesiza existența celei de-a treia dimensiuni (lungimea frontului de abataj) a fost introdus un coeficient $\lambda = 0,4$, coeficient prin intermediul căruia sunt reduse cu 60% tensiunile generate de prezența spațiului exploatat.

Albia de scufundare din modelul numeric a fost comparată cu albia finală de scufundare obținută din măsurători (fig.8.22), rezultând o scufundare maximă comparabilă, dar cu anumite abateri de la profilul general al albiei de scufundare.

Modelarea cu elemente finite în 3D a fenomenului de scufundare de la mina Uricani

Ca și în cazul precedent, de la mina Livezeni, pentru realizarea analizei în 3D a stabilității terenului de la suprafață, afectat de exploatarea stratului 3, panoul 1, blocul V de la mina Uricani, s-a utilizat același program de calcul. Așadar, a fost creat un singur model de tipul celui cu „goluri de exploatare”, model ce a fost construit în ipoteza comportamentului elastic. Realizarea modelării în 3D, a necesitat parcurgerea aceluiași etape ca și în cazul precedent.

Pentru o precizie cât mai bună a calculelor s-au realizat modele cu dimensiunea de aproximativ $X=1\ 354$ m, $Y=1\ 100$ m și $Z=470$ m (luând în considerare o distanță de 500m de la capetele modelului până la marginea spațiilor exploatate). Discretizarea modelului (figura 7.24), respectiv a fiecărei regiuni, s-a realizat prin elemente finite hexaedrice cu interpolare liniară (cu un număr total de noduri de 48 711 și cu 44 800 elemente de volum).

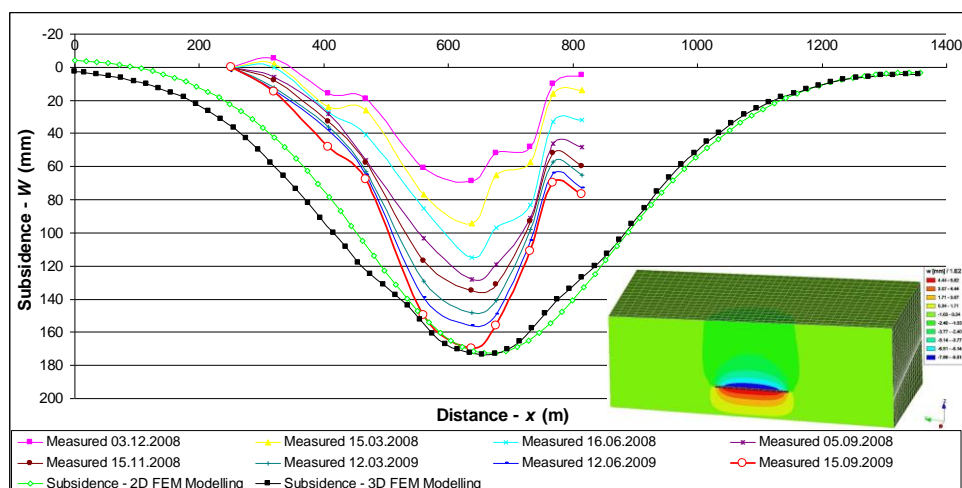


Fig.8.22. Albia de scufundare obținută din modelare numerică, comparativ cu profilele de scufundare obținute din măsurători (Onica & Marian, 2016)

De asemenea, s-au luat în considerație 3 regiuni cu caracteristici geomecanice medii (ponderate cu grosimea fiecărui strat de rocă din pachet) diferite, corespunzătoare rocilor din acoperiș, a celor din culcuș și a cărbunelui, pentru simplificarea modelelor în 3D.

Având la bază aceleași argumente, ca în cazul modelelor cu elemente finite precedente, condițiile inițiale de încărcare a modelului au fost considerate, în mod simplificat, ca fiind geostatice $[\sigma_o]$ (corespunzătoare unei adâncimi medii de $H = 390\text{m}$) și anume: tensiunile geostatice verticale $\sigma_{oz} = 102,4\text{MPa}$; tensiunile geostatice horizontale $\sigma_{ox} = \sigma_{oy} = 24,6\text{MPa}$.

Albia de scufundare obținută prin modelare numerică, cu elemente finite în 3D, urmărind traseul din figura 8.23, este reprezentată în figura 7.25 prin comparație cu albia de scufundare măsurată în stația de urmărire a subsidenței de la suprafață și cu albia de scufundare obținută prin modelare numerică în 2D.

De asemenea, în figura 8.24 este reprezentată deplasarea orizontală după axa X și în figura 8.25 după axa Y.

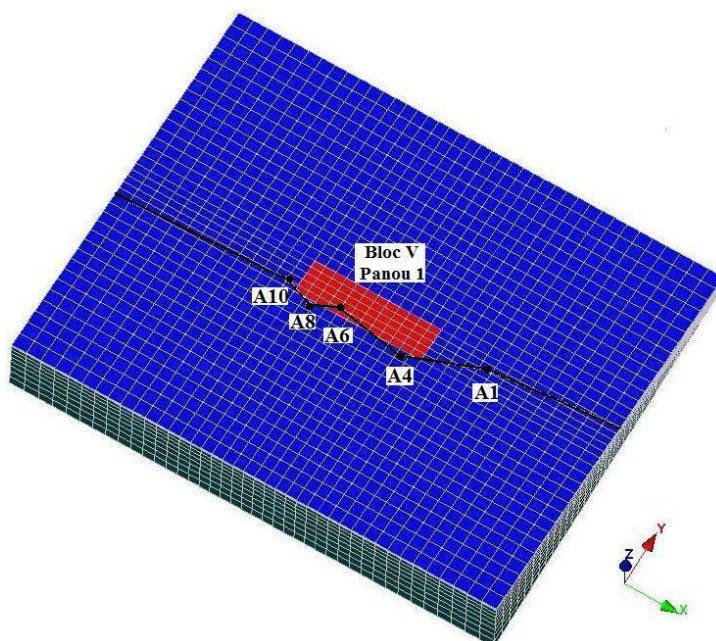


Fig.8.23. Traseul aproximativ al stației de urmărire a subsidenței, raportat la poziția spațiilor exploatate

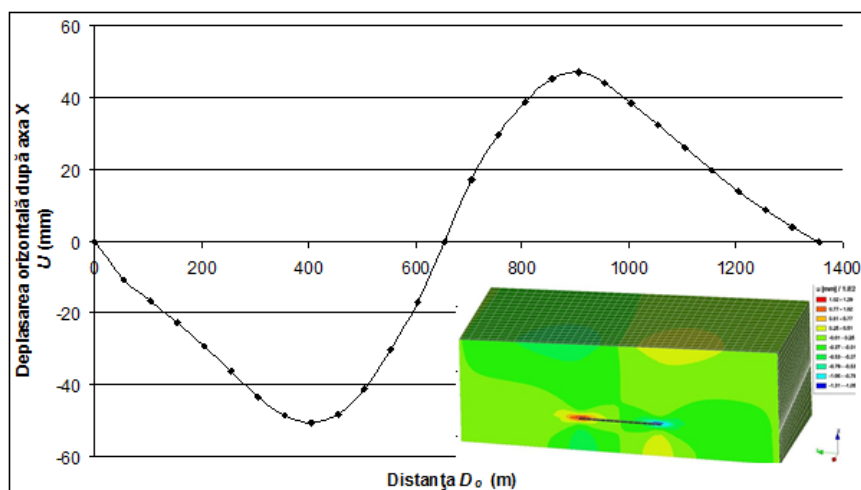


Fig.8.24. Graficul deplasărilor orizontale după axa X obținute prin modelare numerică în 3D

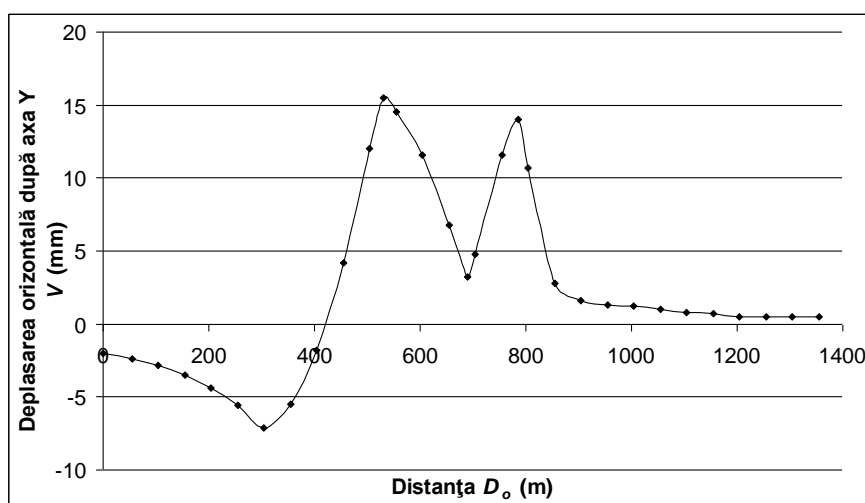


Fig.8.25. Graficul deplasărilor orizontale după axa Y obținute prin modelare numerică în 3D (deplasările transversale ale stației de urmărire)

8.1.4. Analiza scufundărilor în cazul stratului de cărbune nr.3, blocul VII-VIII, abatajul nr. 366 și 376, mina Vulcan

Urmărirea deplasării și deformării suprafeței terenului sub influența exploatării subterane la mina Vulcan se realizează prin intermediul unei stații de urmărire formată din 16 repere (lungimea totală a acestei stații fiind de 620,8m). Observațiile topografice au fost executate din 3 în 3 luni, începând cu luna iunie 2008. Această stație de urmărire furnizează date cu privire la deplasarea și deformarea suprafeței terenului în urma exploatării stratului 3, bloc VII - VIII, abatajele 366 și 376 (fig.8.26).

Stratul 3 (cu grosimea medie orizontală de 50m), aferent acestor 2 abataje frontale, a fost exploatat în felii orizontale, cu banc de cărbune subminat. Exploatarea stratului 3 la mina Vulcan a început încă din anul 1964, utilizând exploatarea în felii orizontale descendente cu surparea rocilor din acoperiș.

În urma analizei statistice a măsurătorilor și aproximarea acestora cu ajutorul funcției de profil (8.1), apoi în urma regresiei coeficienților de regresie a funcțiilor specifice fiecărei faze de măsurare, s-a obținut funcția de profil generală (8.6), dependentă de timp, cu următorii coeficienți

de regresie: $a_1 = 7 \cdot 10^{-132}$; $b_1 = -4,1863$; $c_1 = -0,0113$; $a_2 = 21,23$; $b_2 = 60,35$; $c_2 = 0,1363$ (R²=0,950).

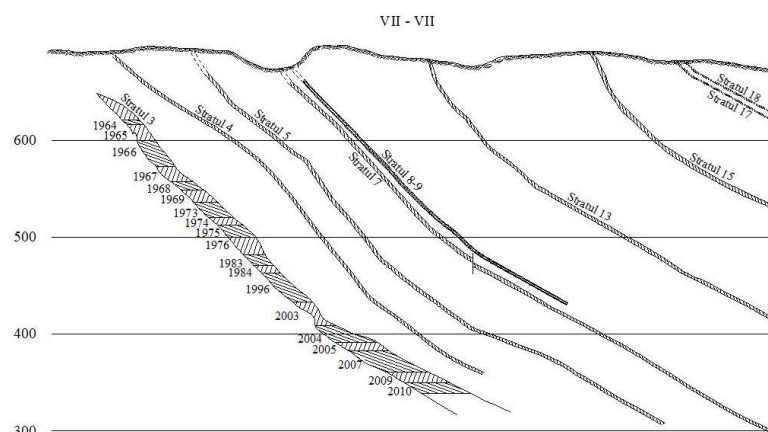


Fig.8.26. Secțiune verticală, Mina Vulcan

Curbele scufundărilor, măsurate în timp, precum și curbele de aproximare ale funcției de profil dependentă de timp sunt reprezentate grafic în figura 8.27, unde se constată o foarte bună aproximare a măsurătorilor din teren.

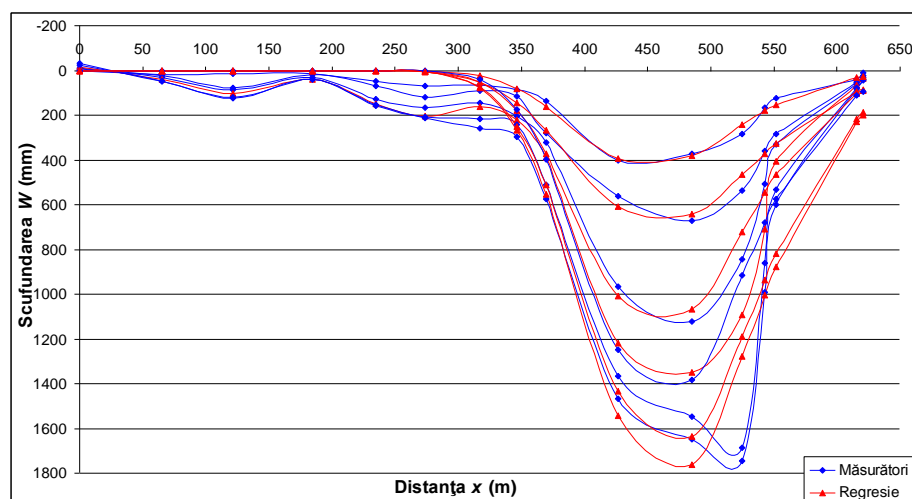


Fig.8.27. Curbele scufundărilor reale și ale funcției de profil dependente de timp, pentru cazul stratului 3, bloc VII - VIII, abatajele 366 și 376 la mina Vulcan

8.1.5. Analiza scufundărilor în cazul stratului no.3, blocul VI, mina Lonea

În continuare, vor fi analizate măsurătorile efectuate asupra unei stații de urmărire mai vechi, materializată în anul 1985 de către Catedra de Topografie Minieră a Universității din Petroșani (Ortelecan, 1997; Ortelecan & Pop, 2005), fiind formată din 2 aliniamente: un aliniament direcțional, cu un singur capăt stabil format din 14 de repere de urmărire (cu o lungime totală de 380m) și un aliniament transversal, cu un singur capăt stabil format din 35 de repere (cu o lungime totală de 558m). Aliniamentul direcțional a fost urmărit până în anul 1987, când reperul stabil al aliniamentului a dispărut, iar asupra aliniamentului transversal au fost efectuate observații până în anul 1996.

Această stație de urmărire furnizează date cu privire la deplasarea și deformarea suprafeței terenului în urma exploatării stratelor 3 și 5 din blocul VI (fig.8.28). Înclinarea stratelor este de cca. 30°, iar grosimea stratului 3 este de aproximativ 28 – 42m, iar a stratului 5 de cca. 4-5m. Metoda de exploatare aplicată este în felii orizontale descendente, cu dirijarea presiunii prin surparea totală a rocilor înconjurătoare.

În mod similar cazurilor de la minele prezentate anterior, coeficienții funcției generale de profil dependente de timp (8.3) sunt: $a_1 = 3 \cdot 10^{-123}$; $b_1 = -8,527$; $c_1 = -0,013716$; $a_2 = 46,949$; $b_2 = 54,017$; $c_2 = 0,095607$ ($R^2=0.970$).

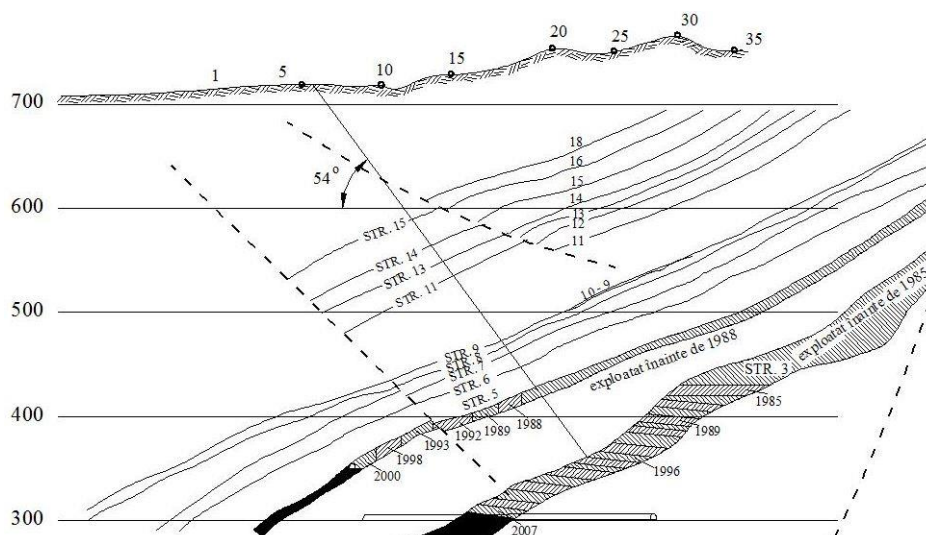


Fig.8.28. Secțiune transversală prin zăcământ, mina Lonea

Și în acest caz se constată o bună aproximare a măsurătorilor cu ajutorul acestei funcții de profil. Curbele scufundărilor măsurate în timp precum și aproximarea statistică a acestora cu ajutorul funcției generale de profil (8.6) sunt reprezentate grafic în figura 8.29.

După cum se poate observa din figura 8.29, datorită avansării în adâncime a exploatării zăcământului poziția punctului care atinge scufundarea maximă, pentru fiecare albie de scufundare intermediară, se modifică iar albia de scufundare se dezvoltă asimetric, și mult în lateral.

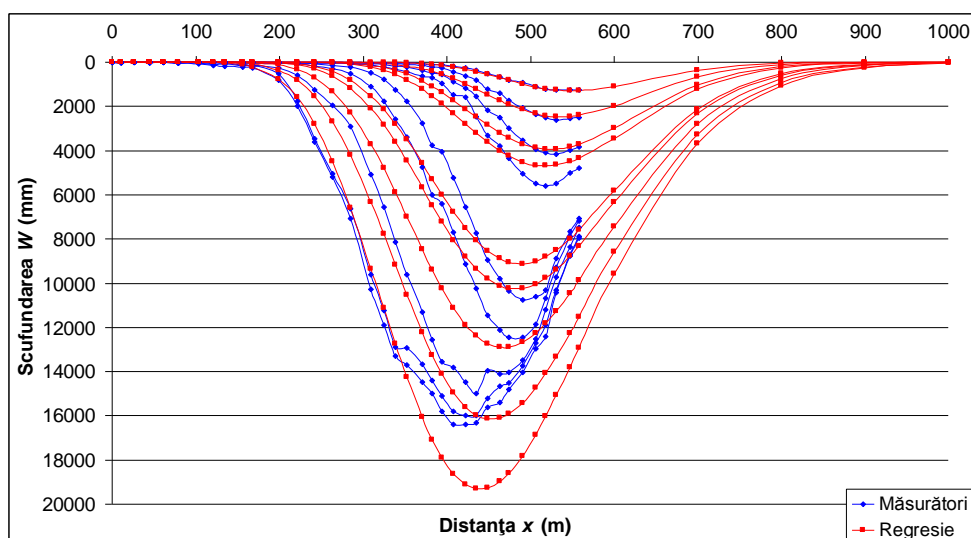


Fig.8.29. Curbele scufundărilor măsurate și approximate, funcție de timp, în cazul stratelor 3 și 5, blocul VI, de la mina Lonea

8.1.6. Analiza scufundărilor în cazul stratului de cărbune nr.3, abatajul nr.139, mina Petrița

Măsurătorile efectuate pe aliniamentul 200, materializat în anul 1981, este format din 16 repere de urmărire, dispuse pe o distanță de 250m. Începând cu anul 1978 exploatarea stratului 3, sub orizontul 300, s-a făcut prin metoda de exploatare în felii orizontale cu dirijarea presiunii prin rambleierea hidraulică, până la cota 250m. Din anul 1989 exploatarea stratului 3, la nivelul abatajelor 138 și 139, s-a realizat prin metoda de exploatare cu abataje

frontale cu dirijarea presiunii prin surpare totală. În cursul anului 1991, în abatajul 139 s-a executat rambleierea totală la nivelul orizontului 200.

Ca și în cazurile prezentate mai sus, analiza statistică a măsurătorilor s-a realizat prin funcția de profil (7.4) apoi prin funcția generalizată dependentă de timp (8.6), care a condus la obținerea următorilor coeficienți de regresie (Onica & Marian, 2012; Marian & Onica, 2011b; Onica ș.a., 2011d):

$$a_1 = 2,686 \cdot 10^{-4}; b_1 = -0,364; c_1 = -0,002496; a_2 = 2,414; b_2 = 2,828; c_2 = 0,019876 (R^2=0,981).$$

Curbele scufundărilor măsurate și a celor rezultate din funcția de profil dependentă de timp, definită de coeficienții de mai sus, sunt reprezentate în figura 8.30.

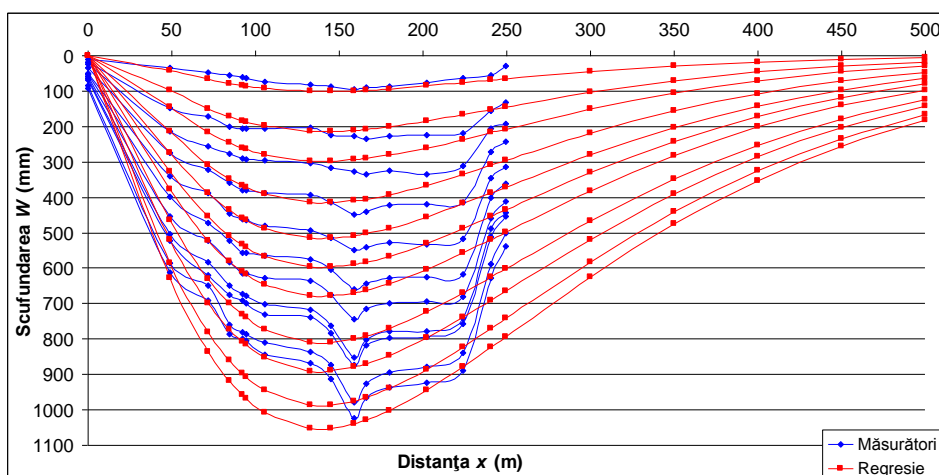


Fig.8.30. Curbele scufundărilor măsurate și a celor aproximare cu ajutorul funcției de profil, pentru cazul str.3, abatajele 138 și 139, de la mina Petrila

8.1.7. Analiza scufundărilor în cazul stratului de cărbune nr.3, blocul III, mina Dâlja

În acest caz vor fi analizate măsurătorile efectuate asupra unei stații de urmărire ce a fost materializată în anul 1975, formată dintr-un profil transversal cu două capete stabile, cuprinzând un număr de 33 de repere, dispuse pe o distanță de 841,8m.

Observațiile asupra acestei stații de urmărire au fost efectuate bianual, până în anul 1981. Această stație avea rolul de a urmări deplasările și deformările suprafeței terenului provocate de exploatarea stratului 3, blocul III, exploatat în felii orizontale cu surpare totală a rocilor înconjurătoare. În acest bloc, stratul 3 are o grosime cuprinsă între 2 și 11m și o înclinare mare, de cca. 60 – 68°.

Ca și în cazurile prezentate mai sus analiza statistică a măsurătorilor a condus la funcția de profil (8.9) explicitată funcție de timp, cu ajutorul următorilor coeficienți de regresie:

$$a_1 = 3,860 \cdot 10^{-140}; b_1 = -11,879; c_1 = -0,024739; a_2 = 62,418; b_2 = 63,180; c_2 = 0,135407 (R^2=0,865).$$

Curbele scufundărilor măsurate și aproximare statistic, dezvoltate în timp, sunt reprezentate în figura 8.31.

8.1.8. Concluzii

Odată cu reconsiderarea exploatării zăcămintelor de cărbuni din bazinul carbonifer Valea Jiului datorită închiderii mai multor mine, intrării în exploatare a unor noi panouri și cerinței de revalorificare a terenurilor de la suprafață și de evaluare a stabilității unor construcții a apărut necesitatea de „analiză a stabilității terenurilor de la suprafață afectate de influența exploatării subterane”.

În acest sens, s-a încercat evaluarea imediată a măsurătorilor efectuate de-a lungul timpului în diferite câmpuri miniere din Valea Jiului și analiza bazei de date acumulate la nivelul Companiei (in această lucrare prezentându-se cele mai semnificative studii de caz).

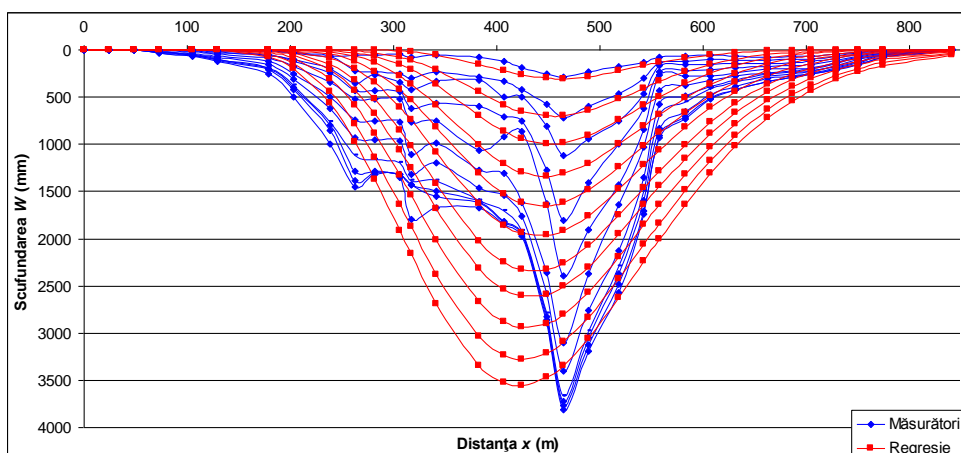


Fig.8.31. Curbele scufundărilor, dezvoltate în timp, în cazul stratului 3, blocul III, de la mina Dâlja

Menționăm că analiza datelor a fost foarte dificil de efectuat deoarece urmărirea deformării suprafeței, de-a lungul timpului, s-a realizat după o serie de aliniamente care nu întotdeauna au fost relevante din punct de vedere științific. Scopul acestor monitorizări fiind doar de urmărire a stabilității unor drumuri, construcții, zone de teren și al altor obiective de interes imediat.

În urma studiilor efectuate s-a elaborat o funcție de profil dependentă de timp care prognozează foarte bine dezvoltarea în timp a albiilor de scufundare formate în urma exploatării stratelor groase din Valea Jiului. De asemenea, s-a încercat, cu rezultate foarte bune, adaptarea funcției de profil elaborată de către Peng și Chen pentru Northern Appalachian Coalfield, la condițiile bazinului carbonifer din Valea Jiului.

Alături de metoda funcțiilor de profil, în unele studii de caz, s-a apelat și la analiza fenomenelor de scufundare prin modelare numerică cu ajutorul elementelor finite, în 2D, în ipoteza deformației plane și în 3D (mai dificil de realizat datorită dimensiunilor foarte mari ale modelelor). Calculele s-au efectuat în elasticitate și elasto - plasticitate, cu modele cu „goluri de exploatare” și cu „zone de surpare”. În urma analizelor de sensibilitate și a calării modelelor s-a ajuns la rezultate semnificative pentru condițiile minelor din Valea Jiului.

Analiza fenomenelor de scufundare prin metoda funcțiilor de profil, prin modelare numerică și prin alte mijloace de cercetare se va dezvolta în continuare, la nivelul întregului bazin carbonifer al Văii Jiului, fiind instrumente de previziune și control necesare în proiectarea noilor panouri de exploatare și elaborarea măsurilor necesare pentru reducerea efectului de degradare a suprafețelor terenului sub influența exploatării subterane.

8.2. ANALIZA STABILITĂȚII TERENULUI DE LA SUPRAFAȚA CAVERNEI SOCON (SALINA OCNELE MARI) PRIN MODELARE NUMERICĂ CU ELEMENTE FINITE

8.2.1. Introducere

În țara noastră exploatarea zăcămintelor de sare gemă s-a făcut până la sfârșitul secolului al XVIII-lea pe cale uscată, abia din această perioadă, la Cacica, s-a început exploatarea sării în soluție prin evaporarea saramurii din izvoarele sărate din regiune. După aproape un secol s-a trecut la exploatarea sării prin dizolvare în trei bazine circulare cu diametrul de 100m, amplasate în lucrări miniere subterane (Marian & Onica ș.a., 2014).

Zăcămintul de sare Ocnele Mari a fost exploatat prin sonde de dizolvare în mai multe câmpuri de sonde forate de la suprafață, saramura extrasă constituind materia primă pentru produsele sodice și chimice fabricate pe platforma industrială Govora.

Extragerea sării prin sonde sub formă de soluție reprezintă o metodă simplă și cu anumite avantaje față de extracția sării geme în stare solidă, prin lucrări miniere. Eficacitatea acestui procedeu constă din preturi de producție mici, cheltuieli de transport minime, posibilitatea valorificării zăcămintelor de sare gemă cu intercalații de steril și adâncime mare de exploatare. Însă, o cunoaștere insuficientă a problemelor legate de exploatarea sării prin dizolvare poate conduce la pierderea controlului asupra dizolvării și distrugerea pilierilor dintre camerele de dizolvare.

8.2.2. Exploatarea sării prin soluție la Ocnele Mari

8.2.2.1. Amplasarea sondelor de dizolvare și metode de exploatare aplicate

Odată cu punerea în funcțiune a uzinei de la Govora a crescut necesarul de sare în soluție de la 850000 tone/an la 2450000 tone/an.

Pentru a răspunde acestei nevoi s-au pus în funcțiune, începând cu anul 1960, 4 câmpuri de sonde amplasate în partea centrală a zăcămintului de sare (fig.8.32).

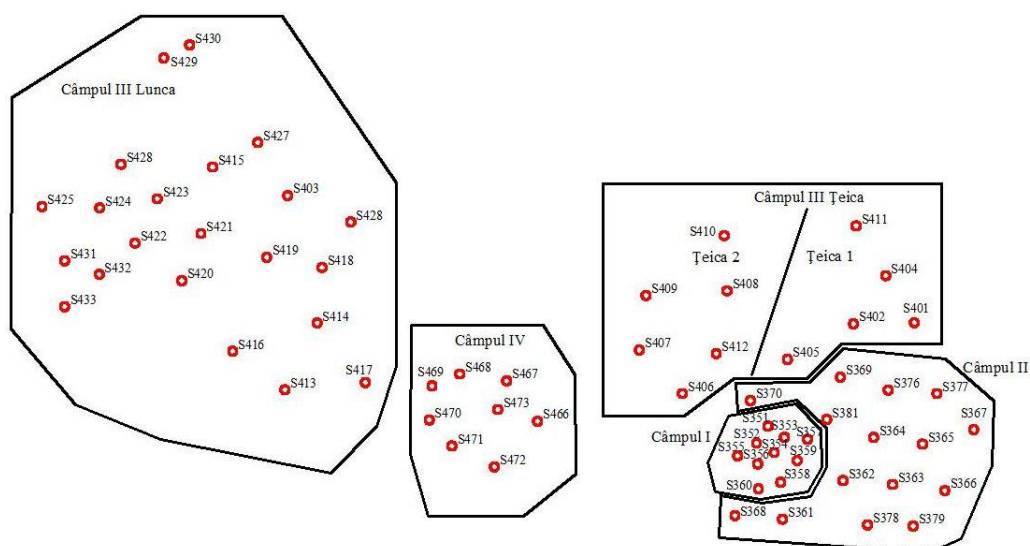


Fig.8.32. Amplasarea câmpurilor de sonde de la Ocnele Mari

Aceste câmpuri de sonde sunt următoarele (Mihuț, 2015):

a) *Câmpul I* conține un număr de 10 sonde individuale, S351 – S360, amplasate pe Dealul Urzicar. Aceste sonde au fost exploatate în perioada 1960 – 1973 prin metoda de exploatare cu ridicări în trepte mici;

b) *Câmpul II* cuprinde un număr de 15 sonde individuale, S361 – S370, S376 – S379 și S381, amplasate în jurul Câmpului I, extinzându-se spre est în cartierul Teica. Aceste sonde au fost exploatate în perioada 1968 – 1991 prin metoda de exploatare cu ridicări în trepte mari;

c) *Câmpul III* cuprinde un număr de 33 de sonde și anume: 1) un număr de 28 de sonde individuale exploatate prin metoda de exploatare cu ridicări în trepte mari, împărțite în funcție de zona în care au fost amplasate și de locul de racordare la instalațiile tehnologice ce le deservesc, astfel: *Zona Teica I*, conținând 5 sonde (S401, S402, S404, S405 și S411) amplasate pe dealul Teica, la nord de sondele ce formează Câmpurile I și II, racordate la cabina de comandă a Câmpului II; *Zona Teica II*, având un număr de 6 sonde (S406 – S410 și S412) amplasate pe partea dreaptă a văii Teica, sonde racordate inițial la o stație provizorie de amorsare iar mai apoi au fost racordate la cabina de comandă a Câmpului III de sonde situat în cartierul Lunca; *Zona Lunca-Goruniș* – cuprinzând un număr de 17 sonde (S403, S413 –

S428) amplasate în cartierele cu aceleași nume, fiind racordate la cabina de comandă a Câmpului III Lunca; 2) un număr de 5 sonde experimentale amplasate astfel: 2 sonde (S429 și S430) amplasate în cartierul Lunca pe partea stângă a Pârâului Sărat, aflate într-un perimetru izolat față de sondele individuale. În cazul acestor sonde s-a aplicat metoda de exploatare în baterie. Aceste două sonde au fost oprite în anul 2001, având rezerva epuizată. 3 sonde cu exploatare în canal (S431, S432 și S433) amplasate pe dealul Goruniș, la sud-vest de sondele individuale, într-o zonă izolată;

d) *Câmpul IV* ce cuprinde un număr de 8 sonde (S466 – S473) amplasate în perimetrul fostei mine de sare de la Ocnița, mină parțial prăbușită, în jurul lacului format pe locul vechii saline. Exploatarea în acest câmp s-a făcut cu scopul de a valorifica rezervele de sare abandonate sub minele vechi și a început în anul 1992 după cum urmează: sondele S466–S472; sondele S470–S471; sondele S467–S468–S469, menționând că sonda S467 a fost menținută oprită deoarece canalul de legătură dintre aceasta și sondele S466–S472 a fost executat la nivelul altei intercalații.

8.2.2.2. Efectele exploatării sării în soluție

Datorită camerelor de dizolvare apărute în urma exploatării sării geme prin metoda sondelor cu dizolvare cinetică apar probleme deosebite în ceea ce privește stabilitatea masivului de roci. Prin crearea golurilor de dizolvare starea de tensiune inițială din masiv se modifică, având loc o redistribuire a tensiunilor în jurul golului creat, care duce la apariția unor concentratori de tensiune. Aceștia au valoarea maximă în extremitățile orizontale ale golului, putând duce la apariția unor fisuri sau la căderi de bolovani din tavanul sau pereții golului de dizolvare.

Pentru menținerea echilibrului în masiv atât pe parcursul exploatării cât și după încetarea acesteia trebuie ca tehnologia de exploatare să fie aleasă în mod corespunzător în funcție de proprietățile geo-miniere locale. Așadar este necesară stabilirea corespunzătoare a dimensiunilor camerelor de dizolvare și a poziției acestora în plan. În consecință dacă dimensiunile camerelor de dizolvare și pilierii de siguranță dintre acestea sunt proiectați în mod corespunzător, poate fi asigurată stabilitatea excavațiilor pe o perioadă de timp îndelungată (Bendea, 2000).

Principalele efecte negative care pot fi generate de exploatarea prin dizolvare cinetică a zăcămintelor de sare gemă sunt următoarele:

- dizolvarea pilierilor dintre camerele de dizolvare, unirea camerelor de dizolvare putând duce la apariția unor caverne subterane de dimensiuni mari;
- scufundări necontrolate ale suprafeței, cu apariția unor conuri de surpare de mari dimensiuni;
- degradarea suprafeței și implicit a obiectivelor civile și industriale din acea zonă;
- impregnări locale ale suprafeței cu motorină și saramură (sau chiar dezastre ecologice) ca urmare a pierderii etanșeității unor sonde de dizolvare sau a scurgerilor accidentale.

8.2.2.3. Probleme apărute în Câmpul II de sonde Ocnele Mari

Câmpul de sonde II este alcătuit din 15 sonde, amplasate în jurul câmpului. Dimensiunile geometrice ale elementelor de rezistență proiectate ale camerelor de dizolvare sunt următoarele: diametrul camerelor 80-100m; grosimea planșeelor 50m; grosimea pilierilor intercamerali 50m.

În urma exploatării prin dizolvare cinetică a camerelor, principalul efect negativ apărut a fost dizolvare pilierilor și unirea camerelor de dizolvare în câmpul II de exploatare (fig.8.33) și a sondelor S401 și S405, din câmpurile I și II. Ca urmare, la porțiunea superioară a golurilor de dizolvare aferente sondelor S 366,..., S367, pe o înălțime medie de cca 45m, procesul de dizolvare s-a desfășurat necontrolat (fig.8.33), având drept consecință formarea

unei caverne cu dimensiunile orizontale de 10,5ha și un volum de 2,5 milioane de m³ de saramură. Așadar, după exploatarea celor trei câmpuri, au apărut, în timp, următoarele fenomene cu impact negativ asupra suprafeței terenului: scufundări, denivelări, fisuri, și crăpături ale terenului ale terenului (și implicit afectarea clădirilor); împregnări locale ale terenului de la suprafață cu saramură și motorină (utilizată ca fluid izolan în procesul tehnologic de exploatare), datorită pierderii etanșeității unor sonde și a scurgerilor accidentale.

Bendea (2000), urmărind fenomenul de deformare a terenului, cu ajutorul măsurătorilor topografice (la suprafață) și cavernometrice (în golurile de dizolvare), a ajuns definierea următorilor parametri ai curbelor de scufundare: scufundările maxime, pe aliniamentul N-S au fost de 194,7mm, iar pe aliniamentul W-E de 521,7mm (fig.8.35); valoarea maximă a înclinărilor pe aliniamentul N-S a fost de 8,934mm/m, iar pe W-E de 2,824mm/m; pentru scufundările determinate la nivelul celor 15 sonde a rezultat o scufundare maximă de 2048,8mm, pe sonda S376, cu o viteză de scufundare de 85,03mm/an.

Poluarea accentuată a mediului cu saramură a început la data de 12.09.2001, când s-a surpat terenul din jurul sondei 377, saramura deversându-se cu un debit de 17m³/s (în perioada septembrie-noiembrie 2001 au fost deversați în rețeaua hidrografică peste 2,2 milioane m³ de saramură). Ulterior, sonda 377 a antrenat în surpare și sonda 367. În data de 12-13.07. 2004 s-a surpat și sonda 365, evacuându-se saramura, la un debit de 24m³/s, peste digul de protecție (cu o lungime de 430m, o înălțime 8m și o capacitate de înmagazinare a saramurii de 160000 m³). În perioada iulie-septembrie 2004 au fost scurgeri de saramură în mediul înconjurător de peste 600 000 m³. În continuare, au fost antrenate în surpare și sondele 364 și 376 (Onica ș.a., 2006b).

Pagubele rezultate după afectarea terenului de la suprafață, în urma prăbușirii sondelor de la Ocnele Mari, s-au concretizat în următoarele despăgubiri: 62 de proprietăți au fost despăgubite cu 44,2 miliarde lei; 44 proprietari au primit locuințe noi, în valoare totală de 117,1 miliarde lei; 108 gospodării afectate de deversarea saramurii au primit 1,9 miliarde lei; 159 de proprietăți afectate în 2004 vor primi daune de 2,7 miliarde lei. De asemenea, s-au mai cheltuit 45,2 miliarde lei cu executarea digului de retenție a saramurii și încă 11,9 miliarde lei cu refacerea și decolmatarea acestuia; iar regularizarea Pârâului Sărat a costat peste 32,5 miliarde lei (Onica ș.a., 2006b).

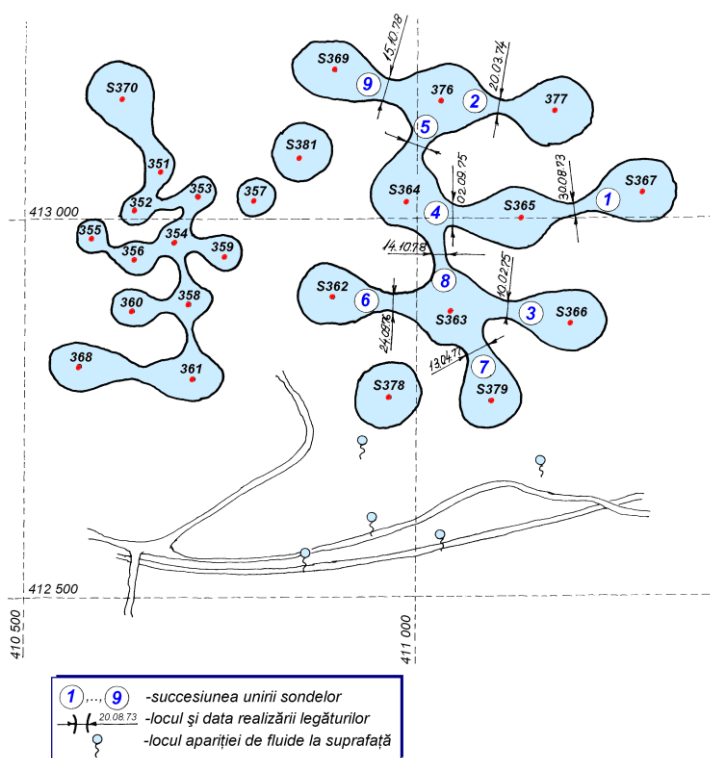


Fig.8.33.Legăturile existente între camere (planul de situație al câmpului II de sonde, Ocnele Mari)

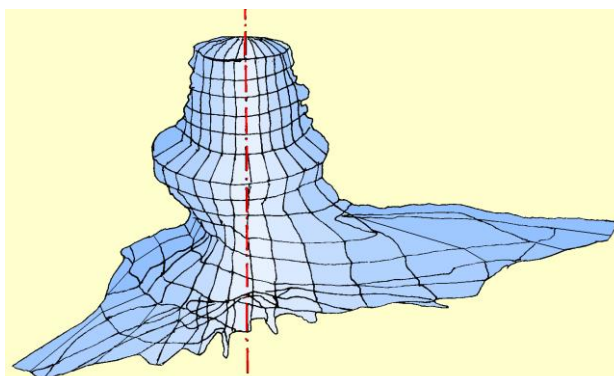


Fig.8.34. Reprezentarea 3D a cavernei aferente sondei S377

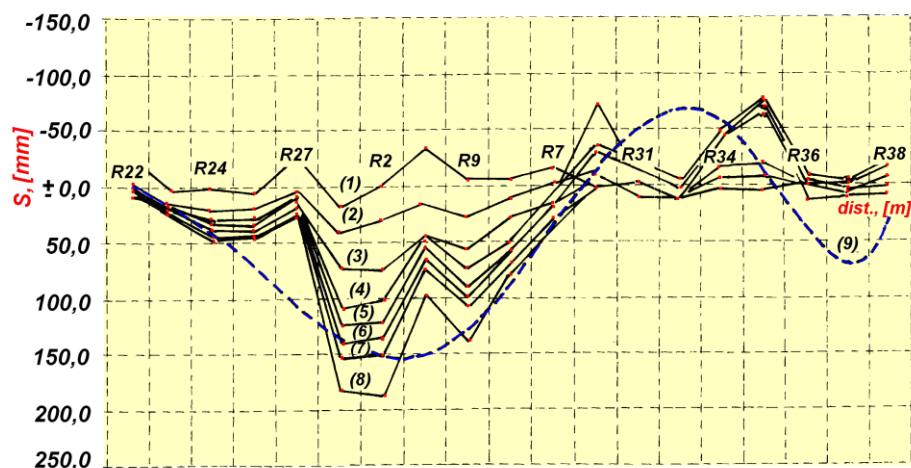


Fig.8.35. Reprezentarea în timp a scufundărilor produse după aliniamentul W-E (Bendea, 2000):
 (1)-30.V.95; (2)-01.XI.95; (3)-01.X.96; (4)-04.V.97; (5)-04.XI.97. (6)-26.V.98; (7)-14.X.98; (8)-25.VII.99;
 (9)-curbă de regresie polinomială

8.2.3. Analiza stabilității cavernei Socon prin modelare numerică în 2D

Pentru realizarea modelelor de calcul cu elemente finite în deformare plană și în ipoteza comportamentului elastic, izotrop și liniar, a fost utilizat programul de calcul CESAR-LCPC 2D (Onica, 2001a).

Prin intermediul acestui program au fost realizate modele cu elemente finite respectând, pe cât posibil, condițiile geominiere regăsite în cazul zăcământului de sare gemă Ocnele Mari.

8.2.3.1. Realizarea modelelor numerice

Pentru o analiză cât mai precisă, au fost realizate două modele numerice cu elemente finite (fig.8.37) corespunzătoare secțiunilor 3-3' și 6-6' (fig.8.36).

Pentru analiza stabilității cavernei SOCON în deformare plană, în cazul celor două secțiuni realizate, au fost luate în considerare patru variante de calcul și anume:

- Varianta I - caverna este umplută complet cu saramură;
- Varianta II - la partea superioară a cavernei (s-a considerat că pe o înălțime de 10m) există o zonă cu aer;
- Varianta III - caverna este umplută complet cu saramură iar sarcina piezometrică în cavernă este situată la cota +290m;
- Varianta IV - caverna este umplută complet cu saramură iar sarcina piezometrică în cavernă este situată la cota +295m;

Condițiile inițiale de încărcare a modelului au fost considerate geostatice $[\sigma_o]$, corespunzătoare unei adâncimi medii de situare a cavernei de cca. $H = 125$ m și anume:

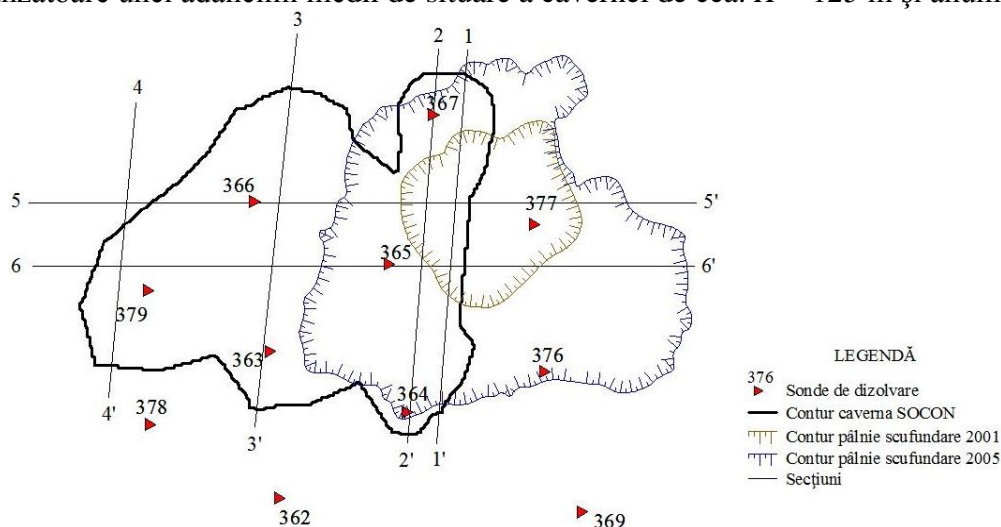


Fig.8.36. Poziția în plan a secțiunilor verticale față de conturul cavernei SOCON

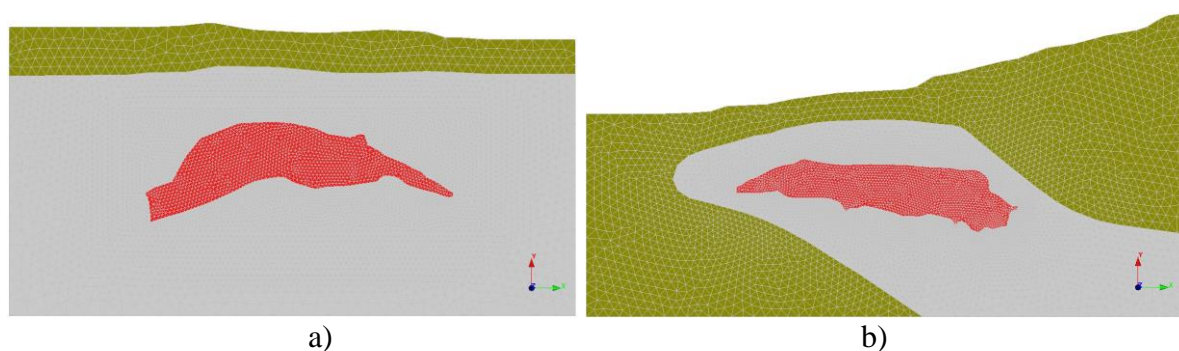


Fig.8.37. Model cu elemente finite – caverna SOCON (Varianta I): a) secțiunea 3-3'; b) secțiunea 6-6'

- tensiunile geostatice verticale $\sigma_{oy} = \rho_s \cdot g \cdot H = 24806 \text{ kN/m}^2 = 24,8 \text{ MPa}$;
- tensiunile geostatice orizontale $\sigma_{ox} = \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \sigma_{oy} = k_o \cdot \sigma_{oy} = 8269 \text{ kN/m}^2 = 8,3 \text{ MPa}$

(unde $k_o = 0,333$).

Tensiunile induse de prezența excavațiilor rezultate în urma extragerii sării au fost $[\sigma_e]$, respectiv variația de tensiuni reprezentată de tensiunile orizontale $\sigma_{ex} = -8,3 \text{ MPa}$ și verticale $\sigma_{ey} = -24,8 \text{ MPa}$. În final, încărcarea modelelor a fost realizată cu tensiunile totale: (Onica, 2001b).

Pentru sesizarea celei de-a treia dimensiuni a fost introdus un coeficient Lambda, determinat cu relația 1, a cărui valoare a fost: pentru secțiunea 3-3': $\lambda = 0,554$; pentru secțiunea 6-6': $\lambda = 0,618$.

$$\lambda(x) = \frac{1 - th(0,33 - x/D)}{2} \quad (8.11)$$

Unde: th este tangenta hiperbolică; D - deschiderea excavației; x - distanța de la secțiune studiată la frontul de abataj ($x > 0$ dacă secțiunea este în interiorul cavernei; $x < 0$ dacă secțiunea este în exteriorul cavernei, spre masivul de sare).

În ceea ce privește λ , acesta are următoarele valori: $\lambda = 0$, când secțiunea este în masiv la mare distanță de perețele cavernei; $\lambda = 1$, când secțiunea se află la mare distanță înspre cavernă; $0 < \lambda < 1$, pentru secțiuni între cele două limite precedente.

Întrucât în interiorul cavernei există un anumit volum de saramură (care exercită o anumită presiune asupra pereților cavernei) în modelele numerice s-a introdus presiunea hidrostatică (contrară celei induse de prezența excavației) considerând valoarea zero a presiunii la partea superioară a cavernei, pentru varianta I, respectiv la 10m sub partea superioară pentru varianta II. Pentru variantele III și IV valoarea zero a presiunii hidrostatice s-a considerat la cota +290m respectiv +295m (fig.7.40). Densitatea aparentă a saramurii luată în calcul a fost de $\rho = 1300 \text{ kg/m}^3$.

8.2.3.2. Analiza rezultatelor obținute din modelarea numerică

În urma calculelor efectuate pe modelele prezentate mai sus, comparând valorile rezultatelor obținute, se poate constata faptul că nu există diferențe majore între rezultatele obținute în variantele de calcul I și II (Varianta I – caverna umplută complet cu saramură; Varianta II - la partea superioară a cavernei există o zonă cu aer) respectiv între variantele de calcul III și IV. Însă, diferențe majore se constată între variantele II respectiv IV (adică între varianta II în care caverna se consideră a avea un gol de 10m la partea superioară și varianta IV în care presiunea hidrostatică din cavernă se află la cota +295m). Între aceste două variante de calcul se constată o diferență de aproximativ 60% (Mihuț ș.a., 2015a, 2015b).

După cum se poate observa, cazul cel mai nefavorabil este cel în care presiunea hidrostatică în cavernă este scăzută, iar la partea superioară a cavernei există un gol. De asemenea, se poate observa că între valorile deplasărilor și tensiunilor rezultate în cele două secțiuni prin cavernă există diferențe foarte mari, valorile parametrilor rezultate în secțiunea 6-6` fiind de aproape patru ori mai mari decât valorile rezultate în secțiunea 3-3`.

Analizând valorile deplasărilor verticale în masiv (pentru cazul cel mai nefavorabil secțiunea 6-6` Varianta II - fig.8.38) se constată că scufundarea cea mai mare se înregistrează în zona centrală a cavernei, însă în realitate surparea suprafeței s-a produs la marginea cavernei înspre amonte (fig.8.39).

Un posibil motiv al surpării suprafeței în această zonă ar putea fi deplasarea orizontală, care după cum se poate observa din figura 8.40 în zona respectivă atinge o valoare maximă (care în cazul cel mai nefavorabil are valoarea de 1190mm). Deplasarea orizontală conduce la fisurarea masivului, facilitând astfel infiltrarea apelor în cavernă și implicit dizolvarea planșeului de sare.

Studiind tensiunile de tracțiune în masiv în secțiunea 6-6` (fig.8.41) se poate observa că tensiunile maxime la suprafață ating o valoare de $3\,500 - 4\,500 \text{ kN/m}^2$, valoare cu mult peste rezistența de rupere la tracțiune a rocilor (cca. 500 kN/m^2), aceste valori maxime fiind înregistrate înspre amonte, aproximativ în zona care a cedat în anul 2001.

Pentru o mai bună apreciere a stării de tensiune au fost realizate secțiuni predefinite după tavanul cavernei (fig.8.42 și 8.43) și după suprafață (fig.8.44 și 8.45), comparând graficele tensiunilor de tracțiune și forfecare cu valorile limită ale sării geme.

Analizând graficele coeficienților de siguranță se poate observa că în cazul secțiunii 3-3` coeficientul de siguranță este $CS > 1$, însă în secțiunea 6-6` se poate observa o stabilitate la limită, coeficientul de siguranță fiind $CS < 1$ în anumite zone. Suprapunând graficul coeficientului de siguranță pentru varianta II de calcul peste secțiunea 6-6` se poate observa că în zona în care s-a produs ruperea în anul 2001 coeficientul de siguranță are valori minime (fig.8.46 și 8.47).

Studiind graficele tensiunilor și deformațiilor putem afirma faptul că surparea suprafeței s-a produs datorită fenomenelor complexe de tracțiune forfecare și se poate

concluziona că, la dimensiunile cavernei înregistrate în anul 1993, supraprea suprafeței era doar o chestiune de timp să se producă (chiar dacă pe anumite zone coeficientul de siguranță are valori cuprinse între 2 și 30 supraprea s-a produs în zona în care coeficientul de siguranță este $CS < 1$).

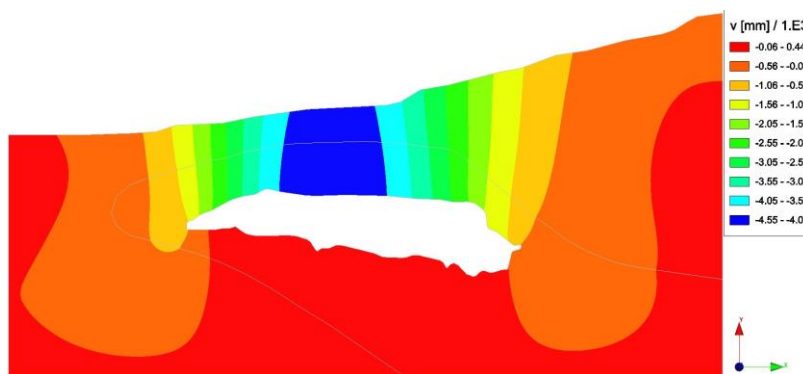


Fig.8.38. Deplasarea verticală a rocilor în masiv în secțiunea 6-6' reprezentare scalară (Varianta II de calcul) – v, în mm

februarie 2002

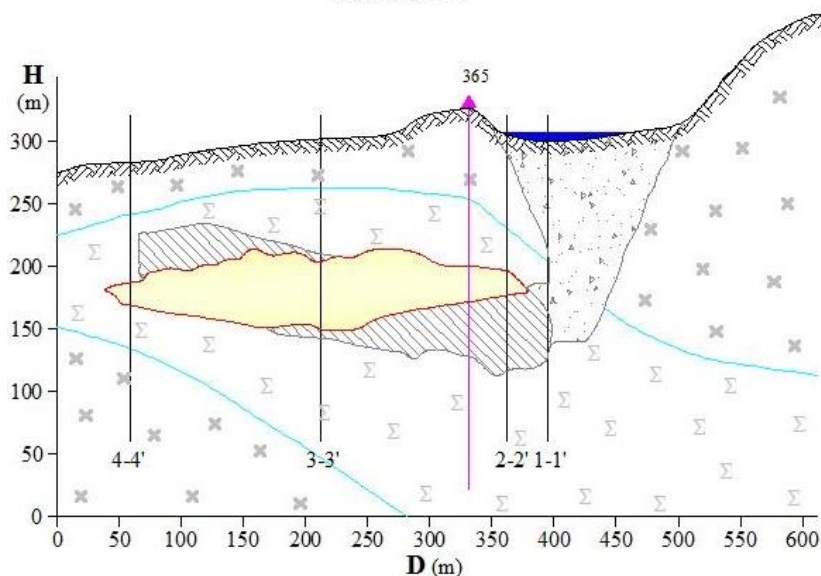


Fig.8.39. Surprea suprafeței în câmpul II de sonde – secțiunea 6-6'

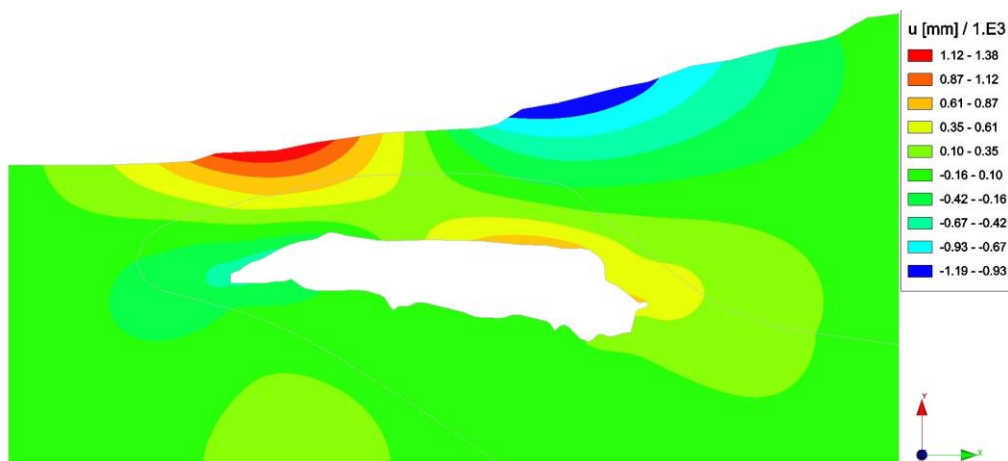


Fig.8.40. Deplasarea orizontală a rocilor în masiv în secțiunea 6-6' reprezentare scalară (Varianta II de calcul) – u, în mm

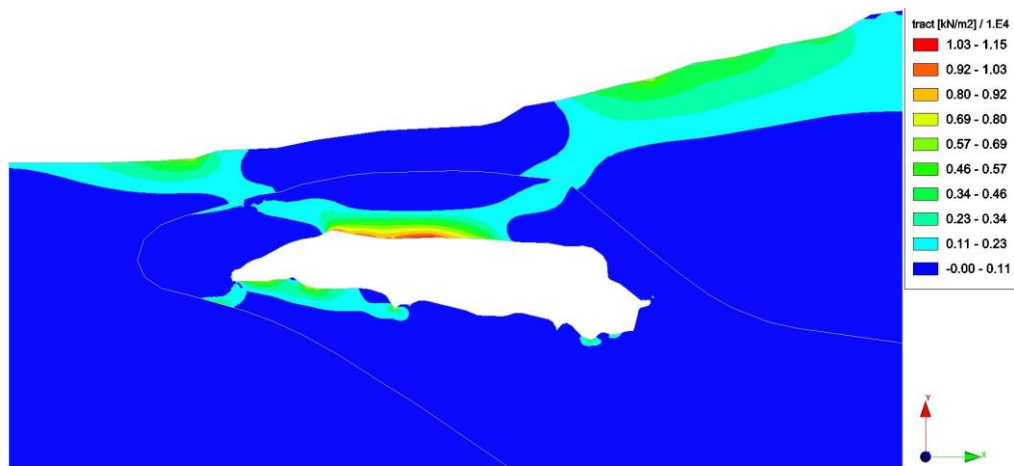


Fig.8.41. Tensiunile de tracțiune în secțiunea 6-6 reprezentare scalară (Varianta II) - σ_t , în kN/m^2

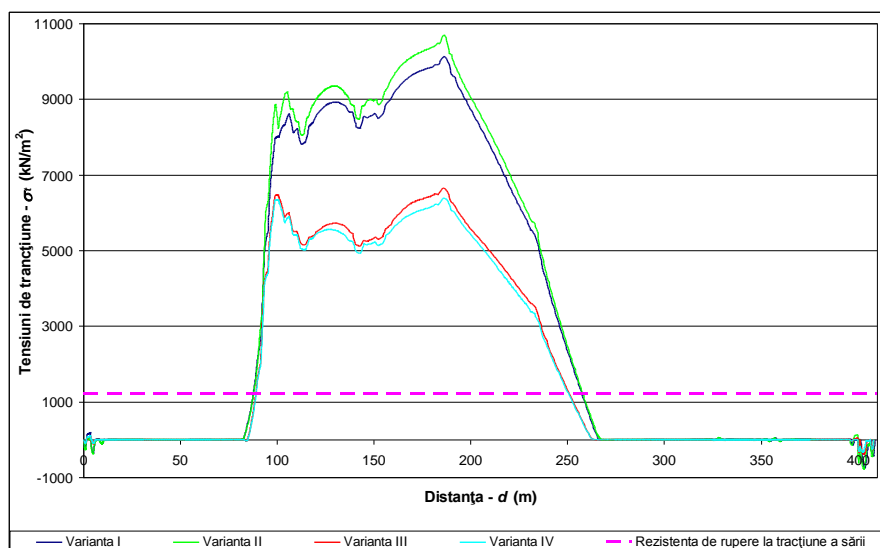


Fig.8.42. Tensiunile de tracțiune σ_t la tavanul cavernei în secțiunea 6-6

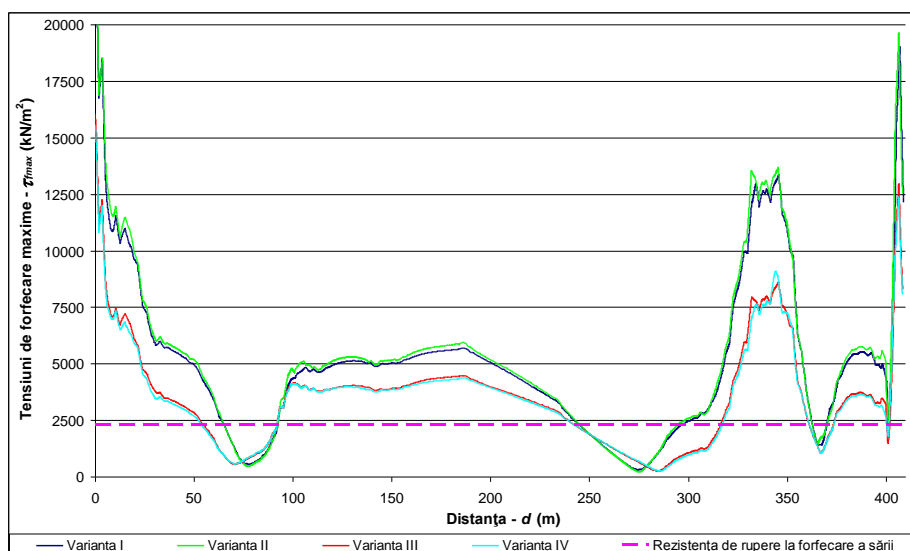


Fig.8.43. Tensiunile de forfecare maxime $\tau_{f_{\text{max}}}$ la tavanul cavernei în secțiunea 6-6

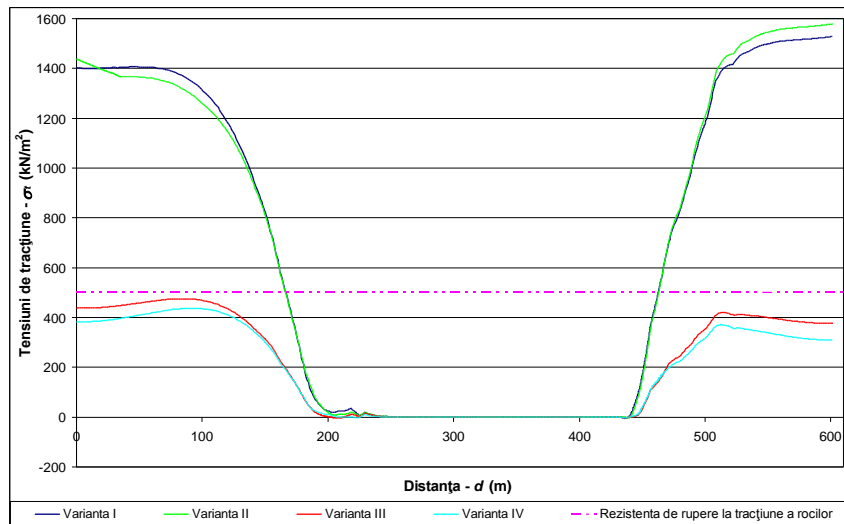


Fig.8.44. Tensiunile de tracțiune σ la suprafață în secțiunea 3-3'

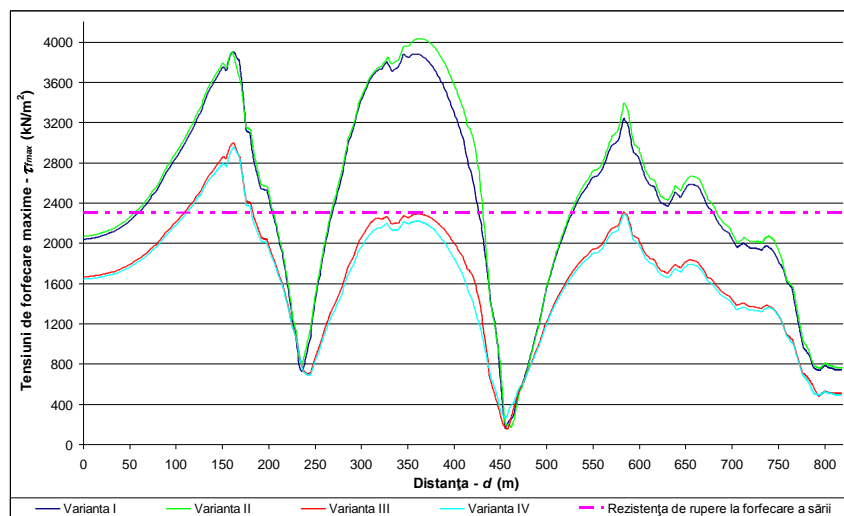


Fig.8.45. Tensiunile de forfecare maxime $\tau_{f_{max}}$ la suprafață în secțiunea 6-6'

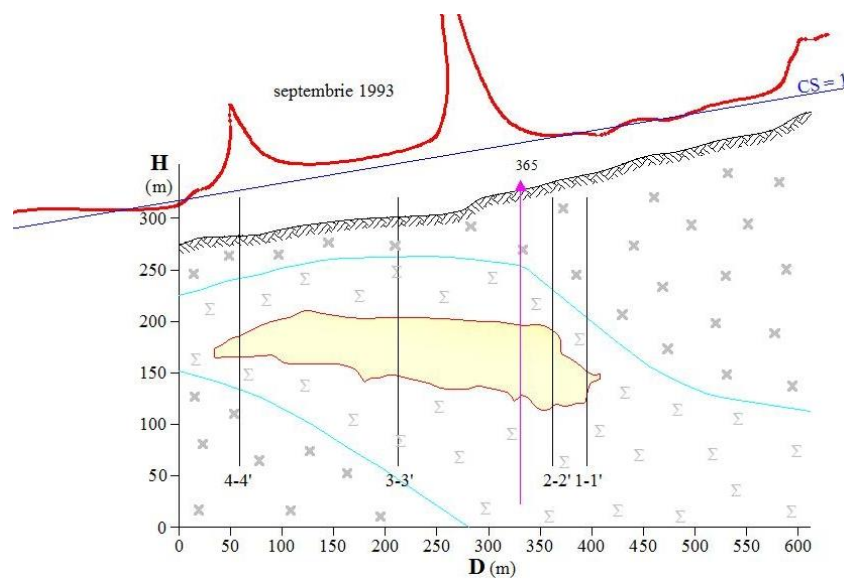


Fig. 8.46.. Coeficientul de siguranță de-a lungul suprafeței (secțiunea 6-6' , septembrie 1993)

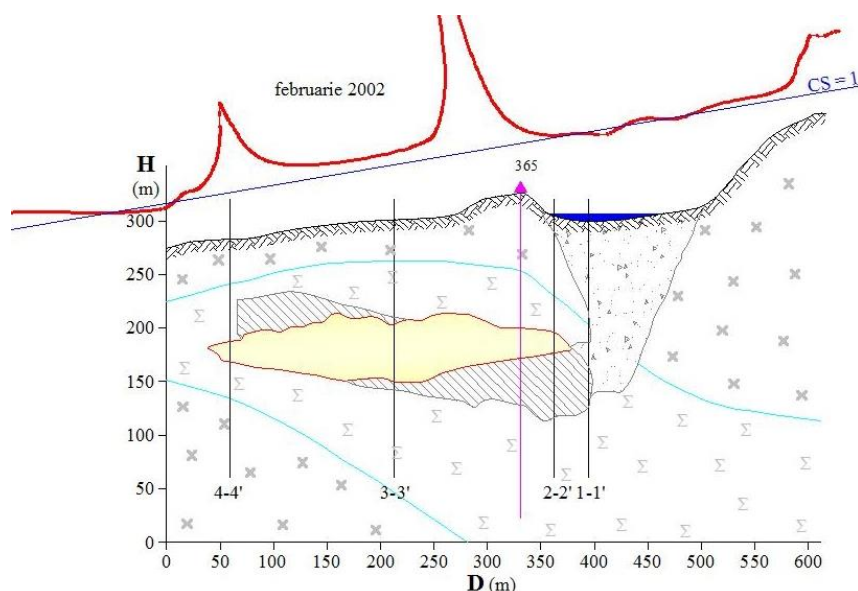


Fig.8.47. Coeficientul de siguranță de-a lungul suprafeței (secțiunea 6-6, februarie 2002)

Perspective privind studiul deformării suprafeței terenului de la zi sub influența excavațiilor miniere subterane

Studiul deformării terenului de la suprafață sub influența golurilor subterane generate de exploatarea substanțelor minerale utile este și va rămâne o temă importantă, zeci de ani de acum înainte, datorită închiderii aproape în totalitate a minelor subterane - în prezent, rămânând active doar 6 saline, 4 mine de cărbuni în Valea Jiului (programate deja să se închidă în viitorul apropiat) și 2 mine de uraniu. Închiderea minelor nu înseamnă încetarea fenomenelor de deformare a terenului sub influența golurilor deja create prin exploatare. De aceea se dovedește necesară monitorizarea deformării terenurilor de la suprafață și a construcțiilor afectate, în încercarea de redare în folosință a terenurilor care au ajuns la stabilizare. Pentru planificarea redării în folosință a terenurilor, este necesară realizarea prognozei deformării terenurilor de la suprafață (Vereș ș.a., 2015).

Pentru cazul minelor din Valea Jiului, așa cum a fost prezentat în subcapitolul 8.1, s-au găsit niște funcții de profil, în care a fost inclus și factorul timp, cu un grad încredere foarte ridicat ($R^2 > 0,95$, pentru toate cazurile analizate). Aceste modele au fost stabilite și validate cu ocazia elaborării tezei de doctorat a lui Marian (2011) și revalidate în cazul tezelor de doctorat ale lui Popescu (2012) și Ștefan (2015), ceea ce reconfirmă valoarea acestor funcții de profil în analiza deformării terenurilor din Valea Jiului aflate sub influența exploatărilor subterane.

Mai mult decât atât, pentru condițiile zăcămintelor de cărbuni din Valea Jiului, în lucrarea lui Ștefan (2015) s-a încercat determinarea unei funcții de previziune a scufundării maxime și a deplasării maxime, în corelație cu principalii factori de influență, plecând de la modelarea cu elemente finite și luând în considerare un spațiu exploatat compresibil, cu grosimea de 6-8 ori grosimea exploatată a stratului. Astfel că, au fost generate peste 200 de modele, pentru condiții geologice și miniere diferite și anume: unghiul de înclinare a stratului de cărbune $\alpha = 0^\circ \div 30^\circ$; adâncimea de exploatare $H = 200\text{m} \div 600\text{m}$; grosimea exploatată a stratului $m = 3\text{m} \div 12\text{m}$; dimensiunea pe înclinare a spațiului exploatat $a = 100\text{m} \div 600\text{m}$; dimensiunea pe direcție a spațiului exploatat $b = 100\text{m} \div 600\text{m}$. După analiza statistică a prin regresie liniară multiplă a datelor obținute din modelarea cu elemente finite (Onica & Marian, 2016; Onica ș.a., 2014), s-au obținut ecuațiile de prognoză prezentate mai jos (Ștefan, 2015).

Ecuția de prognoză a scufundării maxime:

$$W_{\max} = \frac{0,00012099 \cdot \left(\frac{m}{\cos \alpha}\right)^{0,23933} \cdot a^{1,281666} \cdot b^{0,38079}}{H^{0,179694}}, \text{ [mm]} \quad R^2=0,836 \quad (8.12)$$

Ecuția de prognoză a deplasării orizontale maxime:

$$U_{\max} = \frac{0,000032978 \cdot \left(\frac{m}{\cos \alpha}\right)^{0,222878} \cdot a^{1,254134} \cdot b^{0,357571}}{H^{0,090582}}, \text{ [mm]} \quad R^2=0,844 \quad (8.13)$$

În urma analizei de sensibilitate a factorilor explicativi asupra scufundării maxime W_{\max} și deplasării orizontale maxime U_{\max} s-a constatat faptul că grosimea exploatată a stratului m nu are o influență importantă asupra funcțiilor explicate W_{\max} și U_{\max} , așa cum rezultă din observațiile practice, ceea ce scade valoarea de aplicare a acestor modele. În acest sens, pentru a îmbunătăți utilitatea practică a acestor modele există două opțiuni: 1) se vor perfecționa modelele numerice, în așa fel încât se vor determina niște ecuații de prognoză similare cu (8.12) și (8.13) care vor reprezenta realitatea mult mai bine; 2) se va utiliza baza de date obținute de-a lungul timpului în urma monitorizării fenomenelor de subsidență din Valea Jiului de către mine și de către fostul Institut de Cercetări și Proiectări Miniere din Petroșani, pentru obținerea acestor funcții de previziune, care este și cea mai bună opțiune.

În ceea ce privește monitorizarea fenomenelor de deformare a terenurilor în cazul minelor de minereuri și în cazul salinelor, acestea fiind fenomene discontinue de deformare, sunt dificil de monitorizat și previzionat, deoarece ele apar brusc și la intervale de timp greu de definit. De aceea, singurele posibilități de previziune sunt asigurate de modelarea cu metode numerice diverse, funcție de fiecare caz în parte (Onica, 2001a).

CAPITOLUL 9

PERFEȚIONAREA SISTEMELOR DE EXPLOATARE SUBTERANĂ A ZĂCĂMINTELOR DE CĂRBUNI

9.1. OPTIMIZAREA TEHNICO-ECONOMICĂ A METODELOR DE EXPLOATARE CU BANC DE CĂRBUNE SUBMINAT

Optimizarea tehnico-economică (Cozma, 2002), ce constituie obiectul acestui subcapitol, s-a realizat pentru două metode de exploatare cu banc de cărbune subminat, în felii orizontale și în felii pe înclinare. Fiecare dintre metodele de exploatare enunțate, au fost analizate pentru o tehnologie mecanizată (susținere cu cadre pășitoare, tăiere cu combina și transport cu transportoare cu raclete) și o tehnologie clasică - susținere hidraulică individuală, tăiere prin perforare-împușcare și transport cu transportoare cu raclete – (Onica, 2016; Onica & Chiril, 2005; Onica ș.a., 2011; Cozma & Onica, 2002).

Procesele care se desfășoară în industria minieră se supun aceluiași legități economice ca orice alt proces industrial, modelarea acestora putându-se interpreta cu ajutorul următoarei scheme (Mihăilescu 2013): $X \{ \rightarrow [S] \rightarrow \} Y$, unde: $Y = (y_i)$ reprezintă volumul ieșirilor din sistem, $i = \overline{1, n}$; $X = (x_i)$ - factorii calitativi și cantitativi care influențează ieșirile y_i , $i = \overline{1, m}$; S - structura sistemului prin intermediul căreia factorii x_i determină ieșirile y_i .

Un proces de producție minieră poate fi reprezentat schematic printr-o mulțime de factori de consum $x = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}$, care intră în proces, printr-o mulțime de reguli după care se desfășoară procesul în timp $L = \{l_1, l_2, \dots, l_k\}$, printr-o mulțime de produse miniere, factorii de producție care ies din proces $Y = \{y_1, y_2, \dots, y_m\}$ și printr-o mulțime de factori perturbatori $U = \{u_1, u_2, \dots, u_p\}$.

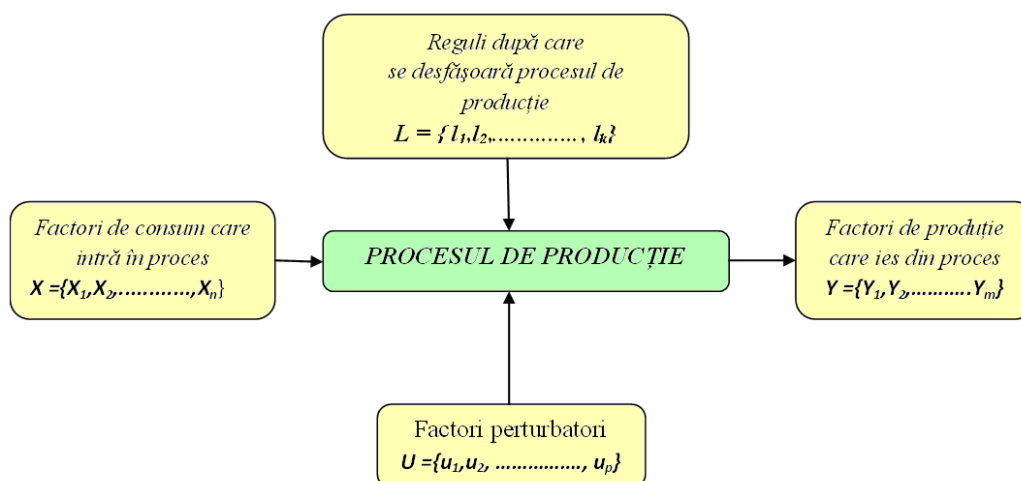


Fig.9.1. Schema de principiu a unui proces de producție

Analizând metodele de exploatare aplicate în cazul exploatării stratelor groase de cărbune, constatăm că sunt caracterizate de o serie de parametri clasificați în 3 grupe de importanță, astfel (Mihăilescu&Onica&Cozma, 2012, 2013a, 2013b):

a) *Parametri principali* care reprezintă elementele blocului aflat în exploatare sau ale câmpului de abataj și care se determină pe baza interdependențelor dintre aceștia, unii parametri auxiliari și indicatorii tehnico- economici;

b) *Parametri auxiliari* sunt cei care determină sau sunt determinați din parametrii principali în funcție de specificul variantei tehnologice aplicate și au rol determinant în economia metodei de exploatare;

c) *Parametri specifici*. Acești parametri sunt specifici numai anumitor variante sau metode de exploatare și au influență, în special, asupra productivității muncii la tăierea și evacuarea substanței minerale utile.

Parametrii principali ce caracterizează aceste componente ale unității miniere și care trebuie optimizați sunt lungimea câmpului de abataj, înălțimea bancului subminat și extinderea câmpului de abataj, în așa fel încât costul producției la nivelul câmpului de abataj să fie cât mai mic, pentru o producție și o productivitate maxime.

9.1.1. Optimizarea parametrilor abatajelor frontale mecanizate cu banc de cărbune subminat, în felii orizontale

9.1.1.1. Stabilirea unității tehnologice de optimizat

Parametrii principali ce caracterizează aceste componente ale unității miniere și care trebuie optimizați sunt lungimea câmpului de abataj (l_{ca}) și înălțimea bancului subminat (h_b). Criteriile utilizate pentru rezolvarea problemelor de optimizare din cadrul exploatărilor miniere sunt: costul unității de produs c ($c \rightarrow \min$); capacitatea de producție P ($P \rightarrow \max$) și consumul de muncă M ($M \rightarrow \min$).

Metoda de exploatare aplicată la minele din Valea Jiului, care face parte din unitatea tehnologică de optimizat, este cu abataj frontal, în felii orizontale, cu banc de cărbune subminat (fig. 9.2).

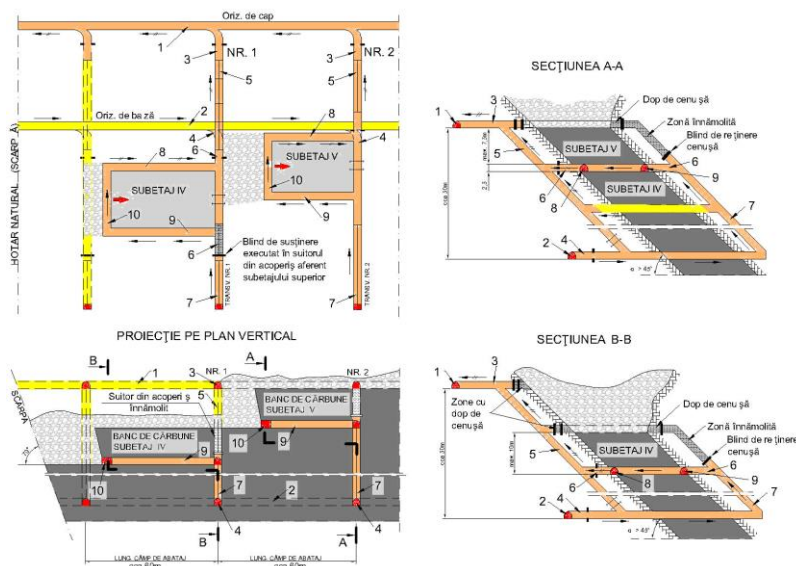


Fig.9.2. Metoda de exploatare cu abataje frontale cu banc de cărbune subminat aplicată în condițiile stratului 3 pentru înclinări de $\geq 45^\circ$

- 1,2 –galerii direcționale de aeraj și transport în steril; 3,4 –galerii transversale de cap și bază;
5- suitor în culcuș; 6 –galerii transversale scurte de atac; 7 – suitor în acoperiș;
8, 9 – galerii direcționale de pregătire executate în strat, de aeraj și transport; 10 – front lung de abataj

Abatajul frontal cu banc de cărbune subminat, pentru tehnologia mecanizată, este dotat cu următoarele echipamente: cadre pășitoare pentru subminare de tip Tau Schafer (Germania),

combină de abataj cu un singur tambur FCM-120 (Polonia), un transportor de abataj tip PSZ-750/2 x 55 NOWOMAG și un transportor la subminare tip TR-3 (fig.9.3).

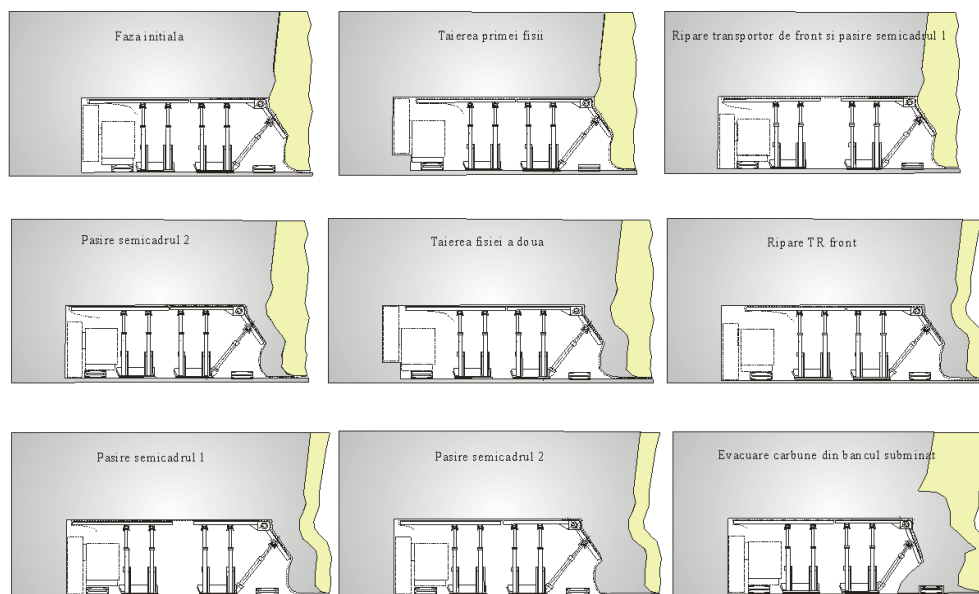


Fig.9.3. Susținerea cu cadre pășitoare pentru subminare tip Tau Schafer și combină de abataj cu un singur tambur FCM-120

9.1.1.2. Stabilirea funcției scop a modelului de optimizat

La nivelul unităților economice miniere, costul produsului pe elemente primare de cheltuieli are următoarea structură: 1) materii prime și materiale de bază și auxiliare; 2) combustibil; 3) energie și apă; 4) amortizarea mijloacelor fixe; 5) alte cheltuieli materiale; 6) total cheltuieli materiale (1→5); 7) salarii personal; 8) asigurări și protecție socială; 9) alte cheltuieli cu munca vie (inclusiv recuperarea cheltuielilor geologice); 10) total cheltuieli cu munca vie (7→9); 11) cost total (6+10).

Astfel că, forma generală a criteriului de optimizare, stabilit anterior, va fi dată de relația:

$$c_i = \frac{\sum C}{R_e}, \text{ în lei/tonă} \quad (9.1)$$

În care: $\sum C_i$ reprezintă totalitatea cheltuielilor efectuate la nivelul abatajului pentru extragerea unei tone de cărbune, în lei/tonă; R_e - rezerva industrială aferentă câmpului de abataj care face obiectul optimizării, în tone.

Rezerva industrială a câmpului de abataj este calculată cu relația:

$$R_e = l_{ca} \cdot \frac{m}{\sin \alpha} \cdot (h_{ab} + h_b) \cdot \rho \cdot k_1, \text{ în tone} \quad (9.2)$$

Unde: l_{ca} reprezintă lungimea câmpului de abataj, în m; $l_{ab} = \frac{m}{\sin \alpha}$ - lungimea frontului de abataj, în m; m - grosimea normală a stratului, în m; α - înclinarea stratului, în °; h_{ab} - înălțimea frontului de abataj, în m; ρ - densitatea specifică aparentă a cărbunelui, în t/m³; $k_1 = \frac{\eta}{1-D}$ - coeficient ce ia în considerare coeficientul de extragere η și de diluție D .

Modelul matematic al cheltuielilor generale (9.3), elaborat pentru frontul lung de abataj complex mecanizat cu banc de cărbune subminat, în felii orizontale, ca unitate tehnologică de bază, conține toate categoriile de cheltuieli efectuate pentru exploatarea cărbunelui la nivelul câmpului de abataj (Chiril, 2001; Onica & Chiril, 2005):

$$\sum C = \sum P + \sum I + \sum U + \sum M + \sum E + \sum A, \text{ în lei} \quad (9.3)$$

Unde: $\sum C$ reprezintă cheltuielile totale efectuate la nivelul câmpului de abataj, în lei; $\sum P$ - cheltuielile cu lucrările miniere de pregătire, în lei; $\sum I$ - cheltuielile cu întreținerea lucrărilor miniere, în lei; $\sum U$ - cheltuielile cu echipamentele din abataj (susținere, tăiere și transport), în lei; $\sum M$ - cheltuielile cu forța de muncă, în lei; $\sum E$ - cheltuielile cu energia (electrică și pneumatică), în lei; $\sum A$ - cheltuieli auxiliare (mentenanța echipamentelor și materialele – plasă, lemn ș.a), în lei.

S-au stabilit în detaliu relațiile matematice de calcul pentru fiecare categorie de cheltuieli din compunerea modelului matematic al cheltuielilor generale (9.3), exprimat sintetic mai sus.

9.1.1.3. Modelul matematic al costului unitar, aferent frontului lung de abataj cu banc de cărbune subminat

Ținând seama de ecuațiile menționate și de fiecare element de calculație, se obține următorul model al costului unitar $c(l_{ca}, h_b)$, în lei/tonă, ca o funcție dependentă – unde: lungimea câmpului de abataj l_{ab} și înălțimea bancului de cărbune subminat h_b sunt parametrii independenți și variabili; grosimea stratului m și înclinarea α sunt date cunoscute dar diferite, funcție de condițiile geologice ale stratului de cărbune. De asemenea, funcția costului unitar conține un șir de constante X_1, X_2, \dots, X_{20} , rezultate din diferite elemente de calculație fixe.

$$\begin{aligned} c_i = & l_{ca} \cdot \left(\frac{X_8}{4 \cdot \frac{m}{\sin \alpha}} + \frac{X_9}{4} + \frac{X_{10}}{1,6 \cdot \frac{m}{\sin \alpha}} + \frac{X_{11}}{1,6} + \frac{X_{12}}{1,6 \cdot \sin \alpha} + \frac{X_{13}}{4 \cdot m} + \frac{X_{14}}{1,6 \cdot m} + \frac{X_{15}}{4 \cdot m} \right) + h_b \cdot \left(\frac{X_3}{4 \cdot \frac{m}{\sin \alpha}} + \frac{X_4}{4} + \frac{X_5}{4 \cdot m} + \frac{X_{19} \cdot \frac{m}{\sin \alpha}}{4} \right) + \\ & + \frac{1}{l_{ca}} \cdot \left(\frac{X_7}{4} + \frac{X_{20}}{4} + \frac{X_{21}}{4 \cdot \frac{m}{\sin \alpha}} \right) + \frac{1}{h_b} \cdot \left(\frac{X_1}{1,6 \cdot \frac{m}{\sin \alpha}} + \frac{X_2}{1,6} + \frac{X_6}{1,6 \cdot m} + \frac{X_{18} \cdot \frac{m}{\sin \alpha}}{1,6} \right) + \frac{l_{ca}}{h_b} \cdot \left(\frac{X_8}{1,6 \cdot \frac{m}{\sin \alpha}} + \frac{X_9}{1,6} + \frac{X_{13}}{1,6 \cdot m} + \frac{X_{15}}{1,6 \cdot \sin \alpha} \right) + \\ & + \frac{1}{l_{ca} \cdot h_b} \cdot \left(\frac{X_7}{1,6} + \frac{X_{20}}{1,6} + \frac{X_{21}}{1,6 \cdot \frac{m}{\sin \alpha}} \right) + l_{ca} \cdot h_b \cdot \left(\frac{X_{10}}{4 \cdot \frac{m}{\sin \alpha}} + \frac{X_{11}}{4} + \frac{X_{12}}{4 \cdot m} + \frac{X_{14}}{4 \cdot m} + \frac{X_{16}}{1,6 \cdot m} + \frac{X_{17}}{1,6 \cdot m} \right) + l_{ca} \cdot h_b^2 \cdot \left(\frac{X_{16}}{4 \cdot m} + \frac{X_{17}}{4 \cdot \sin \alpha} \right) + \\ & + \left(\frac{X_1}{4 \cdot \frac{m}{\sin \alpha}} + \frac{X_2}{4} + \frac{X_3}{1,6 \cdot \frac{m}{\sin \alpha}} + \frac{X_4}{1,6} + \frac{X_5}{1,6 \cdot m} + \frac{X_6}{4 \cdot m} + \frac{X_{18} \cdot \frac{m}{\sin \alpha}}{4} + \frac{X_{19} \cdot \frac{m}{\sin \alpha}}{1,6} \right), \end{aligned}$$

în lei/tonă (9.4)

În cadrul acestei relații, coeficienții X_1, X_2, \dots, X_{19} sunt determinați prin următoarele formule de calcul:

$$X_1 = 2,33 \cdot k_g + 4,91 \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{k_{ut}}{d_1} + \frac{n_1 \cdot k_{ta} + k_{tg}}{d_3} \right) \cdot \frac{1}{n} + 65,6 \cdot c_{pm};$$

$$\begin{aligned}
X_2 &= 1,54 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{k_{ut}}{d_1} + \frac{n_1 \cdot k_{ta} + k_{tg}}{d_3} \right) \cdot \frac{1}{n} + 6,15 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{k_{cs}}{d_2} \cdot \frac{1}{n} + 0,314 \cdot S_{ma} + c_e \cdot \frac{h_{ab}}{k_u} \cdot \left(\frac{P_{tg}}{Q_{tg}} + \frac{n_1 \cdot P_{ta}}{Q_{ta}} \right) + \\
&+ c_e \cdot \left(P_{ka} \frac{h_{ab}}{v \cdot b} + P_{ah} \frac{t_1}{d \cdot b \cdot k_s} \right) + 8,2 \cdot c_{pm} + 0,025 \cdot c_l; \\
X_3 &= 5,14 \cdot 10^{-5} \left(\frac{k_{ut}}{d_1} + \frac{n_1 \cdot k_{ta} + k_{tg}}{d_3} \right) + 0,314 \cdot S_{ma}; \\
X_4 &= c_e \cdot \frac{1}{k_u} \cdot \left(\frac{P_{tg}}{Q_{tg}} + \frac{n_1 \cdot P_{ta}}{Q_{ta}} \right) + 1,28 \cdot 10^{-5} \cdot \left(\frac{k_{ut}}{d_1} + \frac{n_1 \cdot k_{ta} + k_{tg}}{d_3} \right) + 0,01 \cdot c_l + 6,43 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{k_{cs}}{d_2} + 0,078 \cdot S_{ma}; \\
X_5 &= 0,033 \cdot k_s; \quad X_6 = 0,082 \cdot k_s; \quad X_7 = k_{pa} + 1976,08; \quad X_8 = 7,81 \cdot 10^{-4} \cdot k_g \cdot \frac{1}{n}; \\
X_9 &= 2,45 \cdot 10^{-5} \cdot k_g \cdot \frac{1}{n}; \quad X_{10} = 8,17 \cdot 10^{-6} \cdot k_g; \quad X_{11} = 2,04 \cdot 10^{-6} \cdot k_g; \\
X_{12} &= 3,56 \cdot 10^{-4} \cdot k_s \cdot \frac{1}{n} + 7,20 \cdot 10^{-5} \cdot k_s; \quad X_{13} = 0,027 \cdot k_s \cdot \frac{1}{n}; \\
X_{14} &= 2,88 \cdot 10^{-4} \cdot k_s + 0,011 \cdot k_s \cdot \frac{1}{n}; \quad X_{15} = 8,64 \cdot 10^{-4} \cdot k_s \cdot \frac{1}{n}; \quad X_{16} = 1,18 \cdot 10^{-4} \cdot k_s; \\
X_{17} &= 2,97 \cdot 10^{-5} \cdot k_s; \quad X_{18} = 1,92 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{k_{cs}}{d_2} \cdot \frac{1}{n}; \quad X_{19} = 1,60 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{k_{cs}}{d_2}; \quad X_{20} = 6,36; \\
X_{21} &= 11343,83 + 10,02 \cdot S_{ma}
\end{aligned}$$

Pentru rezolvarea problemei de optimizare a parametrilor metodei de exploatare, prin această metodă trebuie pusă condiția ca funcția $c_i \equiv C(l_{ca}, h_b)$ să aibă o valoare minimă, adică costul tonei de cărbune obținut să fie cel mai redus, ceea ce înseamnă că derivatele parțiale ale acestei funcții, în raport cu variabilele l_{ca} și h_b , trebuie să se anuleze :

$$\frac{\partial \sum C(l_{ca}, h_b)}{\partial l_{ca}} = 0; \quad \frac{\partial \sum C(l_{ca}, h_b)}{\partial h_b} = 0 \quad (9.5)$$

Expresiile (9.5) formează un sistem de două ecuații, cu necunoscutele l_{ca} și h_b . Datorită faptului că acest sistem este foarte complex și nu poate fi rezolvat pe cale analitică este de preferat să se efectueze o analiză de sensibilitate a funcției, în raport cu variabilele de optimizat (metoda variantelor).

9.1.1.4. Analiza datelor în vederea stabilirii optimului valorilor lungimii câmpului de abataj și înălțimii bancului subminat în funcție de costul unitar

Valorile optime ale lungimii câmpului de abataj și ale înălțimii bancului de cărbune subminat pot fi obținute prin două metode: a) metoda analitică (prin găsirea minimumului funcției costului unitar); b) metoda variantelor (analizând sensibilitatea funcției costului unitar la variația parametrilor de optimizat) – utilizată în condițiile modelului tehnico-economic (9.4).

În cazul nostru, valorile de intrare în funcția costului unitar (9.4) sunt următoarele: $m = \{17, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55\}m$; $\alpha = \{46, 50, 55, 60, 65, 70, 75\}^\circ$; $l_{ca} = \{100, 200, 300, 400, 500, 600\}m$; $h_b = \{1, 2, \dots, 15\}m$. De asemenea, a fost luat în considerare un anumit număr de muncitori pe schimb, adică $N_{sch} = \{6, 8, 10, 12, 15\}$. În baza datelor obținute au fost realizate o serie de reprezentări grafice ale variației costului unitar funcție de parametrii luați în studiu (fig. 9.4 – 9.7).

Valoarea înălțimii bancului de cărbune subminat, pentru care obținem costuri unitare minime, este $h_{b\text{ optim}}=4\text{m}$, indiferent de lungimea frontului de abataj și de numărul de posturi din frontul de lucru. Intervalul optim pentru aplicarea metodei de exploatare cu banc subminat cu utilizarea tehnologiei mecanizate, are următoarele limite: pentru $l_{ab}=(20 - 40)\text{m}$, $h_{b\text{ optim}}=(3 - 6)\text{m}$; pentru $l_{ab}=(51 - 56)\text{m}$, $h_{b\text{ optim}}=(3 - 5)\text{m}$; pentru $l_{ab}=(60 - 78)\text{m}$, $h_{b\text{ optim}}=(2 - 5)\text{m}$.

Domeniul optim, pentru lungimea câmpului de abataj l_{ca} , se încadrează în limitele naturale ale blocurilor geologice în care se aplică metoda, respectiv (100 – 600)m, costurile unitare variind în acest caz cu valori cuprinse între 21 lei (pentru $l_{ab}=20\text{m}$) și 11 lei (pentru $l_{ab}=78\text{m}$). Procentual, acestea se situează în intervalul 2,23% - 2,83%.

Creșterea lungimii frontului de abataj are o influență majoră asupra valorii costurilor obținute la nivelul abatajului. Astfel, creșterea lungimii frontului de abataj de la 20m la 78m determină reducerea costurilor unitare cu 471 lei/tonă, adică cu $\approx 200\%$.

Mărirea efectivului formației de lucru, de la 6 la 15posturi/schimb, nu are ca impact o reducere semnificativă a costurilor. Procentul cu care costurile scad, atunci când în frontul abataj există 15posturi/schimb față de 6post/schimb, este de maximum 2%, pentru toate lungimile de abataj analizate. Deși, operațiile care se desfășoară în frontul de lucru sunt mecanizate, plasarea corespunzătoare a formației de lucru pentru lucrările care au loc la capetele abatajului este foarte importantă, pentru menținerea unei viteze constante de avansare a frontului de abataj.

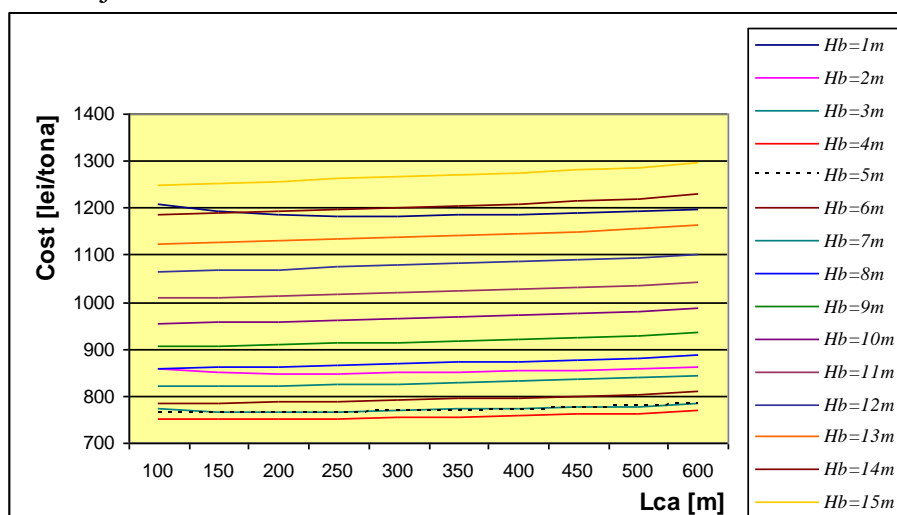


Fig.9.4 Variația costurilor pentru $l_{ab}=30\text{m}$ și $N_{sch}=6$ muncitori

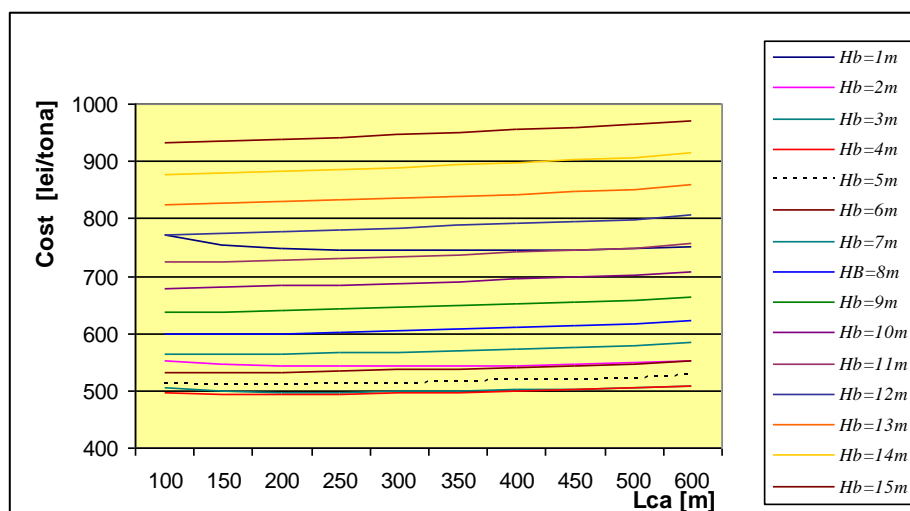
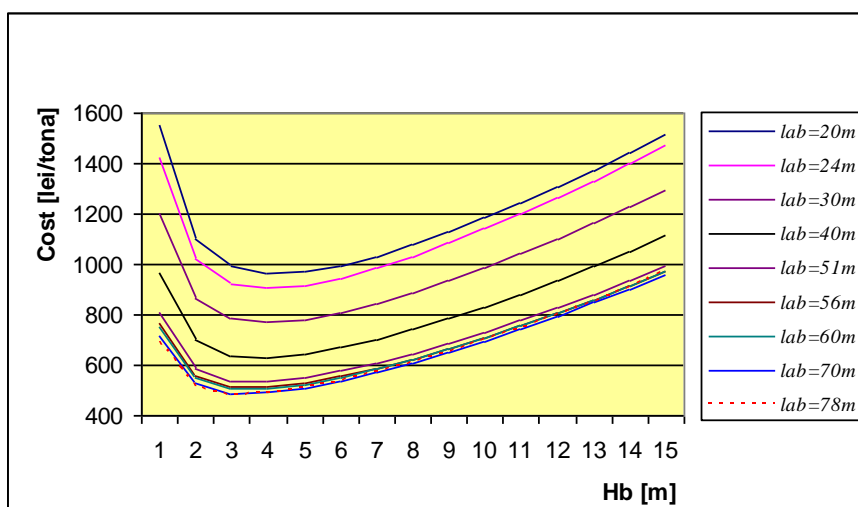
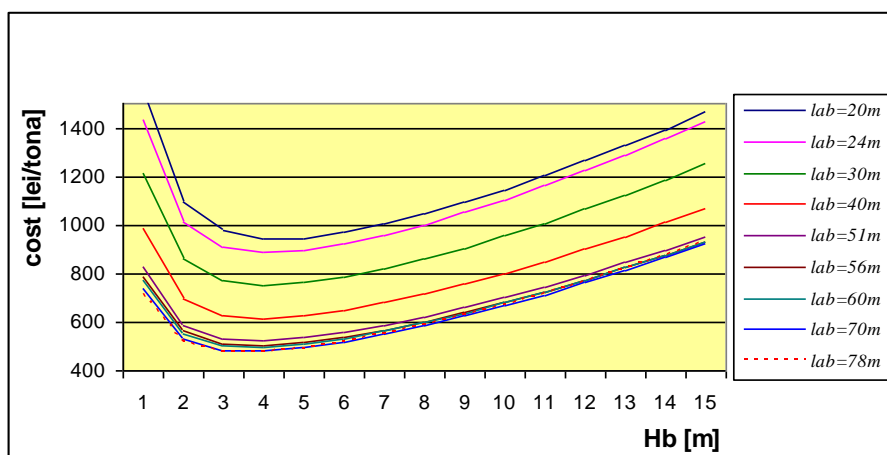
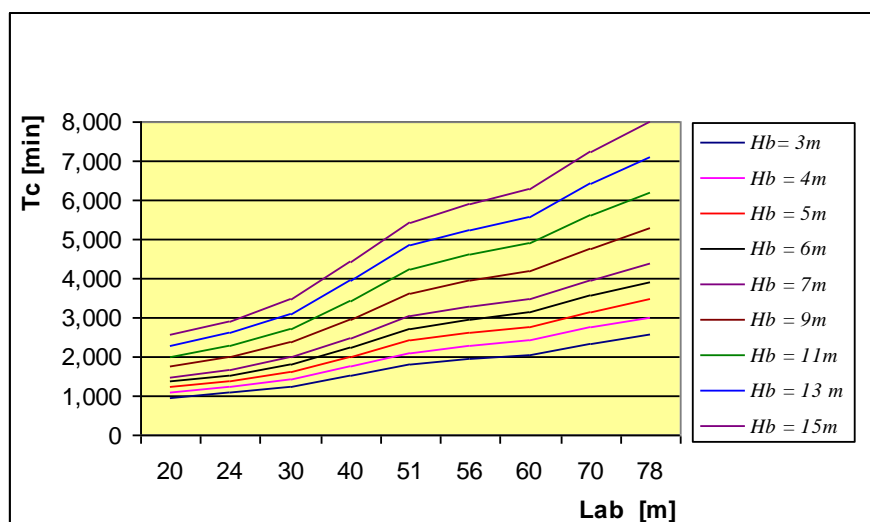


Fig.9.5 Variația costurilor pentru $l_{ab}=60\text{m}$ și $N_{sch}=6$ muncitori



Creșterea înălțimii bancului de cărbune subminat, de la 3m la 15m, în cazul unei formații de muncitori cu $N_{sch}=6$, generează o creștere a duratei ciclului de abataj (fig.9.8 și 9.9) cu până la 265,09% (pentru $l_{ab}=20m$), respectiv 311,94% (pentru $l_{ab}=78m$). Durata ciclului de abataj scade, atunci când în frontul de lucru avem o formație cu un efectiv de 15posturi/schimb cu până la 54,5% (pentru $h_b=3m$ și $l_{ab}=20m$), respectiv cu 15,34% (pentru $h_b=15m$ și $l_{ab}=20m$), față de una cu un efectiv de 6posturi/schimb.



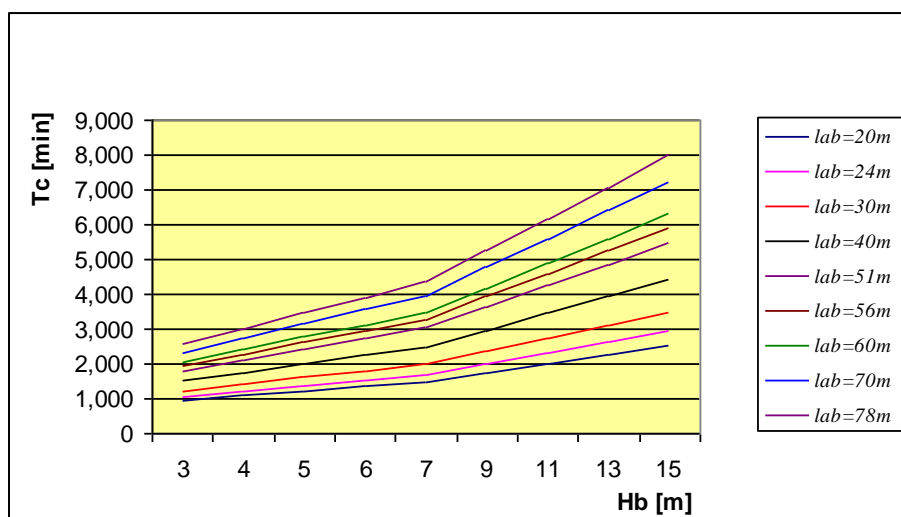


Fig.9.9. Variația duratei ciclului $T_c=f(h_b)$, funcție de înălțimea bancului, pentru $N_{sch}=6$ muncitori

Viteza de avansare zilnică a frontului de lucru (fig.9.10) scade odată cu creșterea înălțimii bancului subminat și a lungimii frontului de abataj. Pentru variația înălțimii bancului de cărbune subminat între 3 și 15m, viteza de avansare scade cu 265% (pentru $l_{ab}=20m$), respectiv 312,44% (pentru $l_{ab}=78m$). Creșterea lungimii frontului de abataj, de la 20m la 78m, conduce la o reducere a vitezei de avansare cu 266,14% (pentru $h_b=3m$), respectiv 313,77% (pentru $h_b=15m$). Viteza de avansare a frontului de abataj crește atunci când în frontul de lucru există un număr de muncitori $N_{sch}=15$, față de $N_{sch}=6$, cu valori cuprinse între 54,62% -39,4% (pentru $h_b=3m$ și $l_{ab}=20-78m$), respectiv 15,29% -10,22% (pentru $h_b=15m$ și $l_{ab}=20-78m$).

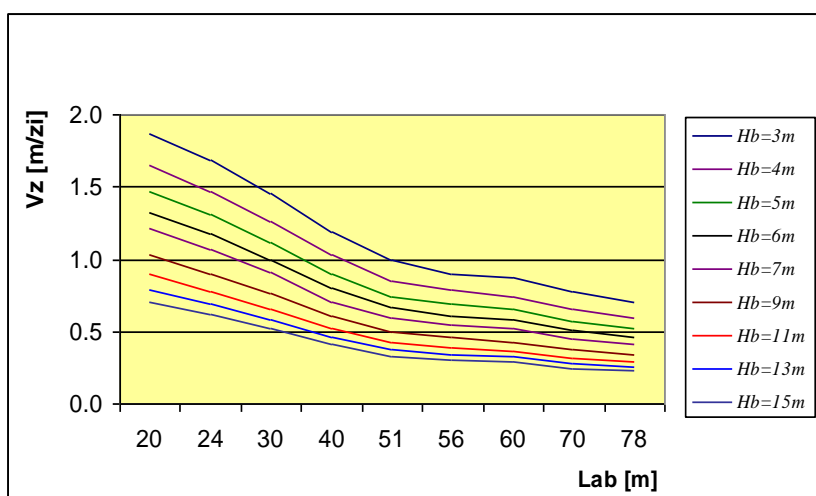
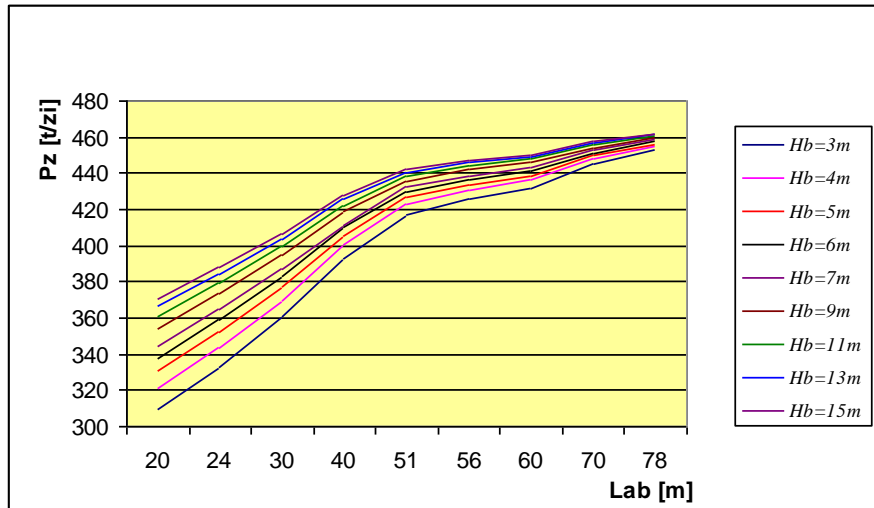
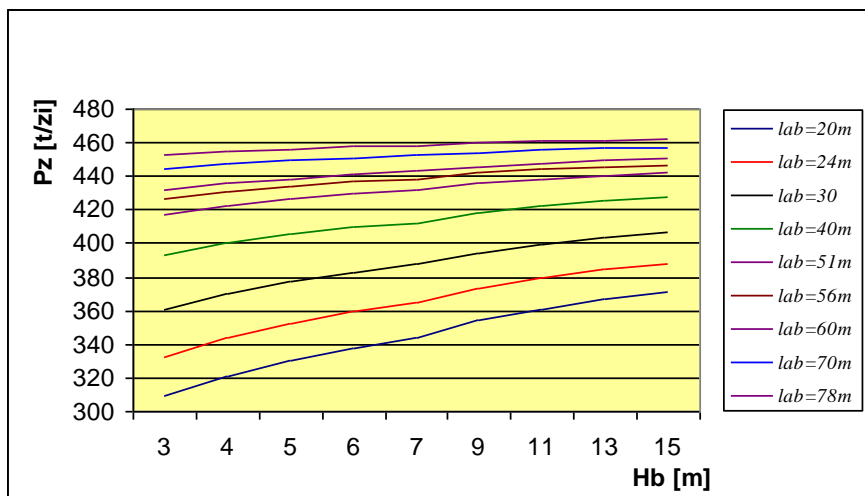


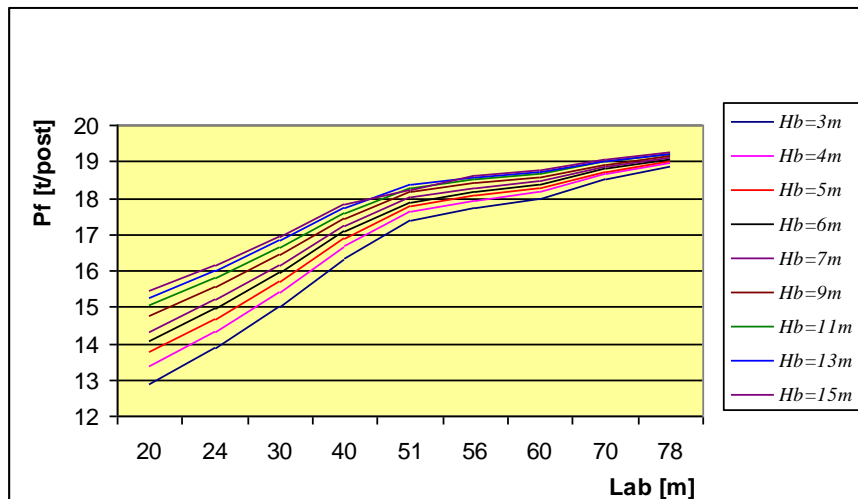
Fig.9.10. Variația vitezei de avansare zilnice $V_z=f(l_{ab})$, funcție de lungimea abatajului, pentru $N_{sch}=6$ muncitori

Producția zilnică (fig.9.11 și 9.12) extrasă la nivelul abatajului crește odată cu înălțimea bancului de cărbune subminat, de la 3m la 15m, valorile obținute încadrându-se în intervalul 19,94% (pentru $l_{ab}=20m$), respectiv 1,98% (pentru $l_{ab}=78m$). Creșterea lungimii frontului de abataj de la 20m la 78m implică o creștere a producției cu 46,60% (pentru $h_b=3m$), respectiv 24,86% (pentru $h_b=15m$).

Mărirea numărului de posturi în frontul de lucru, de la 6 la 15posturi/schimb, în condițiile creșterii înălțimii bancului de cărbune subminat, de la 3m la 15m, determină o suplimentare a producției cu 54,36% -15,40%, pentru $l_{ab}=20m$, respectiv 34,87% -15,40%, pentru $l_{ab}=78m$ (creșterile cele mai mari de producție sunt obținute pentru înălțimile mai mici ale bancului subminat).

Fig.9.11. Variația producției zilnice $P_z=f(l_{ab})$, funcție de lungimea abatajului, pentru $N_{sch}=6$ muncitoriFig.9.12. Variația producției zilnice $P_z=f(h_b)$, funcție de înălțimea bancului, pentru $N_{sch}=6$ muncitori

Productivitatea muncii (fig.9.13) are aceeași tendință crescătoare, ca și producția extrasă, pentru același număr de posturi din frontul de lucru. Astfel, mărirea înălțimii bancului de cărbune subminat de la 3m la 15m are ca impact creșterea productivității muncii cu 20% (pentru $l_{ab}=20m$), respectiv 1,95% (pentru $l_{ab}=78m$). Creșterea lungimii frontului de abataj, de la 20m la 78m generează o creștere a productivității muncii cu 46,54% (pentru $h_b=3m$), respectiv 24,5% (pentru $h_b=15m$) și $N_{sch}=6$.

Fig.9.13. Variația productivității muncii $P_f=f(l_{ab})$, funcție de lungimea frontului, pentru $N_{sch}=6$ muncitori

Suplimentarea numărului de posturi în frontul de lucru, de la 6 la 15posturi/schimb, în condițiile creșterii înălțimii bancului de cărbune subminat, de la 3m la 15m, nu au ca efect și creșterea productivității muncii. Chiar dacă producția extrasă este mai mare, dublarea numărului de muncitori pe abataj are drept consecință reducerea productivității, cu valori cuprinse între 61,87% și 116% (pentru $l_{ab}= 20m$), respectiv 79,52% și 127,38% (pentru $l_{ab}= 78m$).

Concluzii

Optimizarea din punct de vedere tehnico-economic a principalilor parametri ai abatajelor frontale complex mecanizate, cu banc de cărbune subminat, în felii orizontale, s-a realizat prin analiza funcției generale de cheltuieli, generate la nivelul unui câmp de abataj.

Valoarea optimă a înălțimii bancului de cărbune subminat, pentru un cost unitar minim, este $h_{b\ optim}=4m$ (în domeniul de 2-6m, pentru o abatere de $\pm 5\%$ a costului), indiferent de lungimea frontului de abataj și de numărul de posturi din frontul de lucru.

Domeniul optim al lungimii câmpului de abataj l_{ca} , se încadrează în limitele naturale ale blocurilor geologice în care se aplică metoda, respectiv (100 – 600)m.

Creșterea lungimii frontului de abataj are o influență majoră asupra valorii costurilor obținute la nivelul abatajului.

Mărirea efectivului formației de lucru, de la 6 la 15posturi/schimb, nu are ca impact o reducere semnificativă a costurilor, dar are ca efect reducerea duratei ciclului de producție (care crește odată cu înălțimea bancului de cărbune subminat).

Viteza de avansare zilnică a frontului de lucru scade odată cu creșterea înălțimii bancului subminat și lungimii frontului de abataj.

Producția zilnică extrasă și productivitatea muncii la nivelul abatajului crește odată cu înălțimea bancului de cărbune subminat.

9.1.2. Optimizarea parametrilor abatajelor frontale cu tehnologie clasică – tăiere prin perforare-împușcare și susținere individuală - cu banc de cărbune subminat, în felii orizontale

9.1.2.1. Stabilirea unității tehnologice de optimizat

Analizând metodele de exploatare aplicate în cazul exploatării stratelor groase de cărbune, constatăm că sunt caracterizate de o serie de parametri clasificați în 3 grupe de importanță, astfel: a)parametri principali; b)parametri auxiliari; c)parametri specifici.

Parametrii principali ce caracterizează aceste componente ale unității miniere și care trebuie optimizați sunt lungimea câmpului de abataj (l_{ca}) și înălțimea bancului subminat (h_b).

Criteriile utilizate pentru rezolvarea problemelor de optimizare din cadrul exploatărilor miniere sunt: costul unității de produs c ($c \rightarrow \min$); capacitatea de producție P ($P \rightarrow \max$) și consumul de muncă M ($M \rightarrow \min$) – Onica ș.a., 2011, 2013a; 2013b.

Metoda de exploatare cu abataj frontal, în felii orizontale, cu banc de cărbune subminat, aplicată la minele din Valea Jiului este reprezentată în figura 9.2.

Abatajul frontal cu banc de cărbune subminat, exploatat cu tehnologia clasică – susținere hidraulică individuală și tăierea prin perforare – împușcare - este dotat cu următoarele echipamente: stâlpi SVJ-2,5m, grinzi GSA –1250/570 mm și transportor TR-3.

Fazele principale ale procesului de producție care se desfășoară la nivelul abatajului cu banc de cărbune subminat sunt următoarele (vezi fig.9.14): a)tăierea / dislocarea cărbunelui din front prin perforarea – împușcarea unui rând de găuri la vatra abatajului și depilarea cărbunelui rămas la tavan cu ciocanul de abataj; b)ridicarea grinzilor în consolă și bandajarea tavanului; c)evacuarea cărbunelui din frontul de lucru și montarea stâlpilor SVJ-2,5 m sub grinda ridicată în consolă; d)evacuare cărbune din bancul subminat, inclusiv din zona intersecțiilor; e)curățire fâșie și mutarea transportorului cu raclete pe noul aliniament;

f)dirijarea presiunii miniere prin răpirea stâlpilor SVJ – 2,5 m și a grinzilor GSA –1250 și 570mm, de pe aliniamentul din spatele abatajului (Onica & Chiril, 2005).

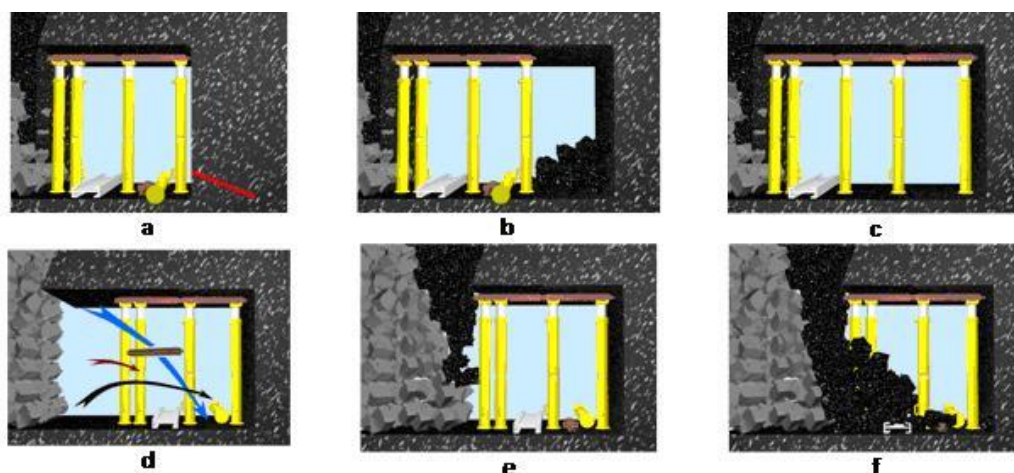


Fig.9.14. Tehnologia de exploatare cu banc de cărbune subminat prin perforare – împușcare și susținere individuală

9.1.2.2. Stabilirea funcției scop a modelului de optimizat

Pentru a afla costul unitar al tonei de cărbune extras la gura abatajului este necesar să facem raportul dintre cheltuielile generale, făcute pentru extragerea rezervei conturate prin lucrările miniere de pregătire, și volumul rezervei care se extrage. Rezultă, astfel, formula de calcul a costului unitar, care va fi de forma (Onica ș.a., 2013; Mihăilescu & Onica & Cozma, 2013a, 2013b):

$$c_i = \frac{\sum C_i}{R_t} = \frac{\sum P + \sum I + \sum U + \sum M + \sum E + \sum A}{k_1 \cdot \rho \cdot l_{ca} \cdot \frac{m}{\sin \alpha} \cdot (h_{ab} + h_b)}, \text{ [lei/t]} \quad (9.6)$$

Unde: $\sum C$ reprezintă cheltuielile totale efectuate la nivelul câmpului de abataj, în lei; $\sum P$ - cheltuielile cu lucrările miniere de pregătire, în lei; $\sum I$ - cheltuielile cu întreținerea lucrărilor miniere, în lei; $\sum U$ - cheltuielile cu echipamentele din abataj (susținere, tăiere și transport), în lei; $\sum M$ - cheltuielile cu forța de muncă, în lei; $\sum E$ - cheltuielile cu energia (electrică și pneumatică), în lei; $\sum A$ - cheltuieli auxiliare (mentenanța echipamentelor și materialele – plasă, lemn ș.a), în lei; l_{ca} reprezintă lungimea câmpului de abataj, în m; $l_{ab} = \frac{m}{\sin \alpha}$ - lungimea frontului de abataj, în m; m – grosimea normală a stratului, în m; α - înclinarea stratului, în °; h_{ab} – înălțimea frontului de abataj, în m; ρ - densitatea specifică aparentă a cărbunelui, în t/m³; $k_1 = \frac{\eta}{1-D}$ - coeficient ce ia în considerare coeficientul de extragere η și de diluție D .

S-au stabilit în detaliu relațiile matematice de calcul pentru fiecare categorie de cheltuieli din compunerea modelul matematic al cheltuielilor, din relația (9.6) a costului unitar, exprimat sintetic mai sus.

9.1.2.3. Stabilirea funcției scop a modelului de optimizat și modelul matematic al costului unitar, aferent frontului lung de abataj cu banc de cărbune subminat

Ținând seama de ecuațiile fiecărui element de calculație, se obține modelul costului unitar $c_{(l_{ca}, h_b)}$, în lei/tonă (9.7), ca o funcție dependentă – unde: lungimea câmpului de abataj l_{ab} și înălțimea bancului de cărbune subminat h_b sunt parametrii independenți și variabili; grosimea stratului m și înclinarea α sunt date cunoscute dar diferite, funcție de condițiile geologice ale stratului de cărbune. De asemenea, funcția costului unitar conține un șir de constante X_1, X_2, \dots, X_{20} rezultate din diferite elemente de calculație fixe (Onica ș.a, 2013a, 2013b).

$$\begin{aligned}
 c_i = & l_{ca} \cdot \left(\frac{X_8}{4 \cdot \frac{m}{\sin \alpha}} + \frac{X_9}{4} + \frac{X_{10}}{1,6} + \frac{X_{11}}{1,6} \right) + h_b \cdot \left(\frac{X_3}{4 \cdot \frac{m}{\sin \alpha}} + \frac{X_4}{4} + \frac{X_5}{4 \cdot m} + \frac{X_{19} \cdot \frac{m}{\sin \alpha}}{4} \right) \\
 & + \frac{1}{l_{ca}} \cdot \left(\frac{X_7}{4} + \frac{X_{12}}{4 \cdot m} + \frac{X_{13}}{1,6} + \frac{X_{14}}{1,6 \cdot m} + \frac{X_{15}}{1,6 \cdot m} + \frac{X_{20}}{4 \cdot m} \right) + \frac{1}{h_b} \cdot \left(\frac{X_1}{1,6 \cdot \frac{m}{\sin \alpha}} + \frac{X_2}{1,6} + \frac{X_6}{1,6 \cdot m} + \frac{X_{18} \cdot \frac{m}{\sin \alpha}}{1,6} \right) + \\
 & \frac{l_{ca}}{h_b} \cdot \left(\frac{X_8}{1,6 \cdot \frac{m}{\sin \alpha}} + \frac{X_9}{1,6} \right) + \frac{h_b}{l_{ca}} \cdot \left(\frac{X_{13}}{4} + \frac{X_{14}}{4 \cdot m} + \frac{X_{15}}{4 \cdot m} + \frac{X_{17}}{1,6 \cdot m} + \frac{X_{16}}{1,6 \cdot m} \right) + l_{ca} \cdot h_b \cdot \left(\frac{X_{10}}{4 \cdot \frac{m}{\sin \alpha}} + \frac{X_{11}}{4} \right) \\
 & + \frac{1}{l_{ca} \cdot h_b} \cdot \left(\frac{X_7}{1,6} + \frac{X_{12}}{1,6 \cdot m} + \frac{X_{20}}{1,6 \cdot m} \right) + \\
 & + \left(\frac{X_1}{4 \cdot \frac{m}{\sin \alpha}} + \frac{X_2}{4} + \frac{X_3}{1,6 \cdot \frac{m}{\sin \alpha}} + \frac{X_4}{1,6} + \frac{X_5}{1,6 \cdot m} + \frac{X_6}{4 \cdot m} + \frac{X_{18} \cdot \frac{m}{\sin \alpha}}{4} + \frac{X_{19} \cdot \frac{m}{\sin \alpha}}{1,6} \right)
 \end{aligned}$$

[lei/tonă], (9.7)

în care: coeficienții X_1, X_2, \dots, X_{20} au următoarele valori

$$\begin{aligned}
 X_1 = & 2,33 \cdot k_g + 3,08 \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{n_1 \cdot k_{pp} + n_2 \cdot k_{ca}}{d_1} + \frac{k_{ah}}{d_2} + \frac{k_{ta} + k_{tg}}{d_3} \right) + 6,25 \cdot c_{ep} \cdot \frac{n_{ca}}{w_c} \cdot c_{sac} + \\
 & + 2,8 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{n_1 \cdot k_{pp} + n_2 \cdot k_{ca}}{d_1} + \frac{k_{ah}}{d_2} + \frac{k_{ta} + k_{tg}}{d_3} \right) \cdot \frac{1}{n} + 689 \cdot c_{ep} \cdot \frac{n_{ca}}{w_c} \cdot c_{sac} \cdot \frac{1}{n} + 12,76 \cdot S_{ma} + 65,6 \cdot c_{pm} \\
 X_2 = & 7,29 \cdot 10^{-5} \cdot \left(\frac{n_1 \cdot k_{pp} + n_2 \cdot k_{ca}}{d_1} + \frac{k_{ah}}{d_2} + \frac{k_{ta} + k_{tg}}{d_3} \right) + 5,14 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{n_1 \cdot k_{pp} + n_2 \cdot k_{ca}}{d_1} + \frac{k_{ah}}{d_2} + \frac{k_{ta} + k_{tg}}{d_3} \right) + \\
 & + 3,8 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{k_{cs}}{d_2} \cdot \frac{1}{n} + c_e \cdot \frac{h_{ab}}{k_u} \cdot \left(\frac{P_{tg}}{Q_{tg}} + \frac{P_{ta}}{Q_{ta}} \right) + c_e \cdot \left(5 \cdot \frac{P_{ah} \cdot t_1}{b \cdot k_s} \right) + c_{ep} \cdot n_p \cdot \frac{1}{d} \cdot l_g \cdot \frac{1}{w_c} \cdot c_{sap} + 69,4 \cdot c_{ep} \cdot \frac{n_{ca}}{w_c} \cdot c_{sac} \cdot \frac{1}{n} + \\
 & + 1,52 \cdot S_{ma} + 0,025 \cdot c_l + \frac{1}{d} \cdot \frac{1}{w_c} (0,5 \cdot c_{ex} + c_{cs}) \\
 X_3 = & 7,2 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{n_1 \cdot k_{pp} + n_2 \cdot k_{ca}}{d_1} + \frac{k_{ah}}{d_2} + \frac{k_{ta} + k_{tg}}{d_3} \right) + 28,57 \cdot c_{ep} \cdot \frac{n_{ca}}{w_c} \cdot c_{sac} \cdot \frac{1}{n} + 0,36 \cdot S_{ma}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
X_4 &= 9 \cdot 10^{-5} \cdot \left(\frac{n_1 \cdot k_{pp} + n_2 \cdot k_{ca}}{d_1} + \frac{k_{ah}}{d_2} + \frac{k_{ta} + k_{tg}}{d_3} \right) + c_e \cdot \left(\frac{P_{tg}}{Q_{tg}} + \frac{P_{ta}}{Q_{ta}} \right) + 0,01 \cdot c_e + 8,87 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{k_{cs}}{d_2} \\
&+ 0,078 \cdot S_{ma} + 3,56 \cdot c_{ep} \cdot \frac{n_{ca}}{w_c} \cdot c_{sac} \cdot \frac{1}{n}; \\
X_5 &= 0,033 \cdot k_s; X_6 = 0,082 \cdot k_s; X_7 = k_{pa}; X_8 = 4,21 \cdot 10^{-4} \cdot k_g \cdot \frac{1}{n}; \\
X_9 &= 9,96 \cdot 10^{-6} \cdot k_g + 7,03 \cdot 10^{-5} \cdot k_g \cdot \frac{1}{n}; X_{10} = 9,84 \cdot 10^{-6} \cdot k_g; X_{11} = 1,23 \cdot 10^{-5} \cdot k_g; \\
X_{12} &= 0,38 \cdot k_s + 0,45 \cdot k_s \cdot \frac{1}{n}; X_{13} = 1,08 \cdot k_s \cdot \frac{1}{n}; X_{14} = 0,623 \cdot k_s; \\
X_{15} &= 6,85 \cdot k_s; X_{16} = 0,189 \cdot k_s; X_{17} = 0,158 \cdot k_s; X_{18} = 8,98 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{k_{cs}}{d_2} + 5,34 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{k_{cs}}{d_2} \cdot \frac{1}{n}; \\
X_{19} &= 1,1 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{k_{cs}}{d_2}; X_{20} = 16,2 \cdot \frac{1}{\sin \alpha} \cdot k_s \cdot \frac{1}{n}
\end{aligned}$$

Pentru rezolvarea problemei de optimizare a parametrilor metodei de exploatare, prin această metodă trebuie pusă condiția ca funcția $C(l_{ca}, h_b)$ să aibă o valoare minimă; adică, costul tonei de cărbune obținut să fie cel mai redus, ceea ce înseamnă că derivatele parțiale ale acestei funcții, în raport cu variabilele l_{ca} și h_b , trebuie să se anuleze (vezi relațiile (9.5)).

Expresiile (9.5) formează un sistem de două ecuații cu necunoscutele l_{ca} și h_b , ținând cont de faptul că expresiile care însoțesc parametrii l_{ca} și h_b sunt dependente numai de numărul oamenilor plasați într-un schimb pe abataj, acestea vor fi înlocuite cu indici de tip Y , astfel că ecuația costurilor va fi de forma:

$$c_i = l_{ca} \cdot Y_1 + h_b \cdot Y_2 + \frac{1}{l_{ca}} \cdot Y_3 + \frac{1}{h_b} \cdot Y_4 + \frac{l_{ca}}{h_b} \cdot Y_5 + \frac{h_b}{l_{ca}} \cdot Y_6 + l_{ca} \cdot h_b \cdot Y_7 + \frac{1}{l_{ca} \cdot h_b} \cdot Y_8 + Y_9 \quad [\text{lei/t}] \quad (9.8)$$

Rezolvarea sistemului de ecuații (9.5), derivat din ecuația (9.8), este complexă. De aceea, în continuare, soluționarea optimizării parametrilor de exploatare, la fel ca în cazul de la pct. 9.1, se va realiza prin „metoda variantelor”.

9.1.2.4. Analiza datelor în vederea stabilirii optimului valorilor lungimii câmpului de abataj și înălțimii bancului subminat în funcție de costul unitar

Stabilirea optimului parametrilor metodei de exploatare cu banc subminat se poate face în două moduri și anume: fie prin rezolvarea pe cale analitică a sistemului de ecuații (9.5), fie printr-o analiză de sensibilitate (metoda variantelor) care să ia în calcul restricțiile de ordin geologic (fig. 9.1), existente în cazul exploatărilor miniere din Valea Jiului (Mihăilescu, 2013).

Analiza de sensibilitate a fost realizată în baza valorilor calculate pentru abatajele frontale cu banc subminat, dotate cu susținere individuală și tăierea cărbunelui din front prin perforare - împușcare.

În cazul nostru, valorile de intrare în funcția costului unitar (9.7) sunt următoarele: $m = \{17, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55\}m$; $\alpha = \{46, 50, 55, 60, 65, 70, 75\}^\circ$; $l_{ca} = \{100, 200, 300, 400, 500, 600\}m$; $h_b = \{1, 2, \dots, 15\}m$. De asemenea, a fost luat în considerare un anumit număr de muncitori pe schimb, adică $N_{sch} = \{6, 8, 10, 12, 15\}$.

În baza datelor cuprinse în au fost efectuate o serie de reprezentări grafice a variației costurilor (fig.9.15 - 9.19) pentru domeniul de valori al înălțimii bancului subminat cuprins între 1 și 15m și diferite lungimi de abataj, în cazul plasării la frontul de lucru a unui număr de 6, respectiv 15 persoane.

Valoarea înălțimii bancului de cărbune subminat pentru care costurile unitare sunt minime este $h_b=6\text{m}$ ptr. $l_{ab}=(20 - 40)\text{m}$ și $h_b=5\text{m}$ ptr. $l_{ab}=(51 - 78)\text{m}$, indiferent de personalul existent în frontul de abataj într-un schimb de lucru.

Plecând de la aceste valori și stabilind ca limită de referință valoarea de $\pm 5\%$, prin raportarea la optimul absolut, se determină domeniul optim pentru înălțimea bancului de cărbune subminat, domeniu care va avea următoarele valori: pentru $l_{ab}=(20 - 30)\text{m}$, $h_{b \text{ optim}}=(5 - 10)\text{m}$; pentru $l_{ab}=(40 - 55)\text{m}$, $h_{b \text{ optim}}=(4 - 8)\text{m}$; pentru $l_{ab}=(60 - 65)\text{m}$, $h_{b \text{ optim}}=(4 - 7)\text{m}$; pentru $l_{ab}=78\text{m}$, $h_{b \text{ optim}}=(3 - 7)\text{m}$.

Variația lungimii câmpului de abataj are o influență redusă asupra costului unitar, optimul absolut fiind înregistrat pentru $l_{ca}=250\text{m}$ și $l_{ab}=(20 - 65)\text{m}$ și $l_{ca}=200\text{m}$ și $l_{ab}=78\text{m}$.

Plasarea în frontul de abataj a unei formații cu un efectiv de 15 post/sch are ca efect reducerea costurilor cu 3,5% (ptr. $l_{ab}=20\text{m}$) – 7,95% (ptr. $l_{ab}=78\text{m}$), față de plasarea unei formații cu un efectiv de 6 post/sch.

Creșterea lungimii frontului de abataj de la 20m la 78 m, respectiv cu 390%, conduce la reducerea costului unitar al tonei de cărbune cu 65,32%, pentru $N_{sch}=6$.

Valoarea minimă absolută a costului unitar se înregistrează pentru $h_b=5\text{m}$, ptr. $l_{ca}=250\text{m}$ și $N_{sch}=15$.

Creșterea, pe direcție, a lungimii câmpului de abataj nu are o influență semnificativă asupra duratei ciclului de producție, vitezei zilnice de avansare, producției și productivității muncii obținute la nivelul abatajului.

Creșterea înălțimii bancului de cărbune subminat, de la 3m la 15m, determină creșterea duratei ciclului de abataj cu până la 69,21% (ptr. $l_{ab}=20\text{m}$), respectiv 61,98% (ptr. $l_{ab}=78\text{m}$), pentru $N_{sch}=6$. Pentru $N_{sch}=15$, creșterea duratei ciclului este de 89,91% (ptr. $l_{ab}=20\text{m}$), respectiv 84,26% (ptr. $l_{ab}=78\text{m}$).

Durata ciclului de abataj scade pentru plasarea în frontul de lucru a unei formații cu un efectiv de 15 post/sch, cu până la 34,82% (ptr. $h_b=3\text{m}$ și $l_{ab}=20\text{m}$) față de plasarea în frontul de lucru a unei formații cu un efectiv de 6 post/sch.

Creșterea lungimii frontului de abataj de la 20m la 78m, respectiv 390%, are ca efect creșterea duratei ciclului cu până la 342%, ptr. $N_{sch}=6$.

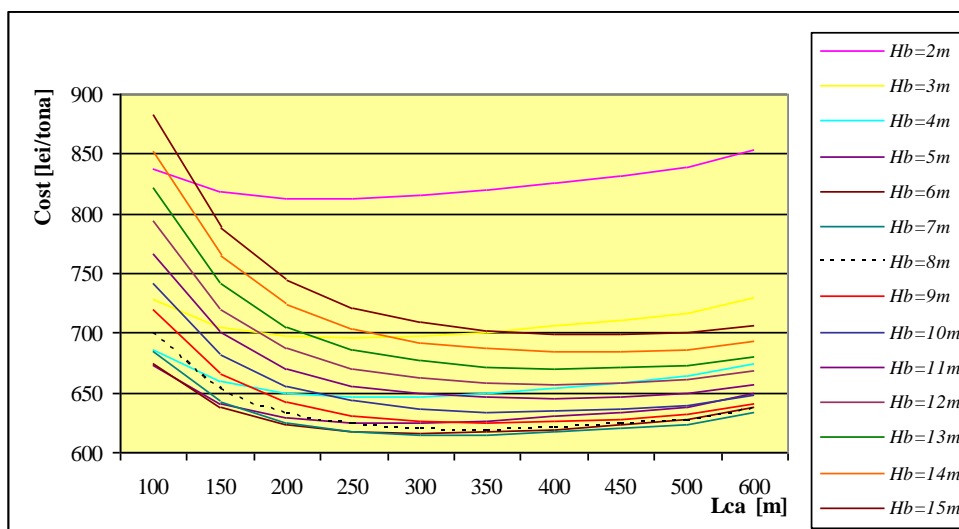


Fig.9.15. Variația costurilor pentru abatajele frontale cu banc de cărbune subminat, dotate cu susținere individuală, pentru $l_{ab}=20\text{m}$ și $N_{sch}=6$

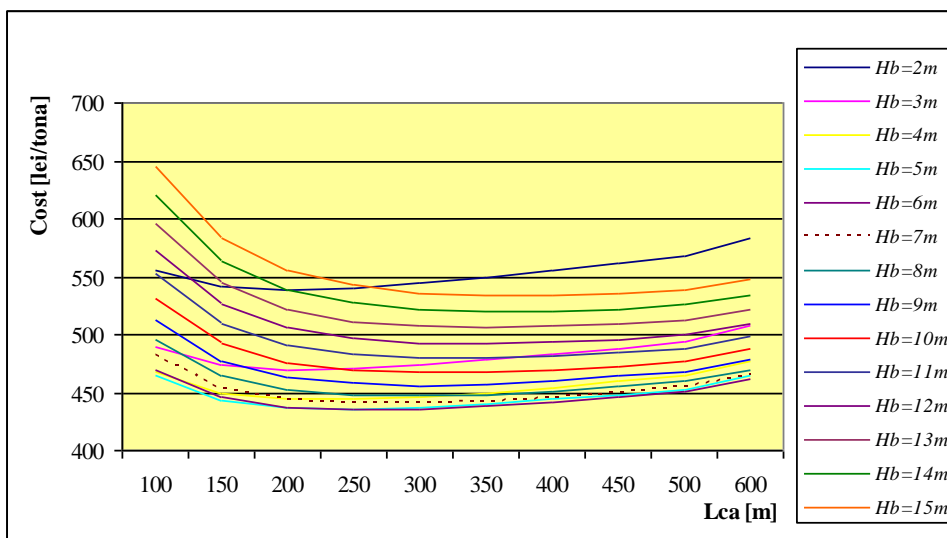


Fig.9.16. Variația costurilor pentru abatajele frontale cu banc de cărbune subminat, dotate cu susținere individuală, pentru $l_{ab}=40m$ și $N_{sch}=6$

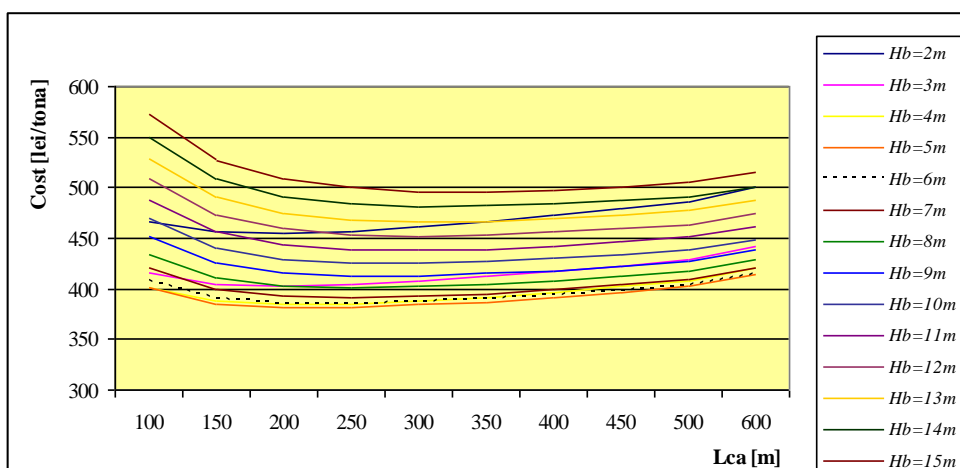


Fig.9.17. Variația costurilor pentru abatajele frontale cu banc de cărbune subminat, dotate cu susținere individuală, pentru $l_{ab}=60m$ și $N_{sch}=6$

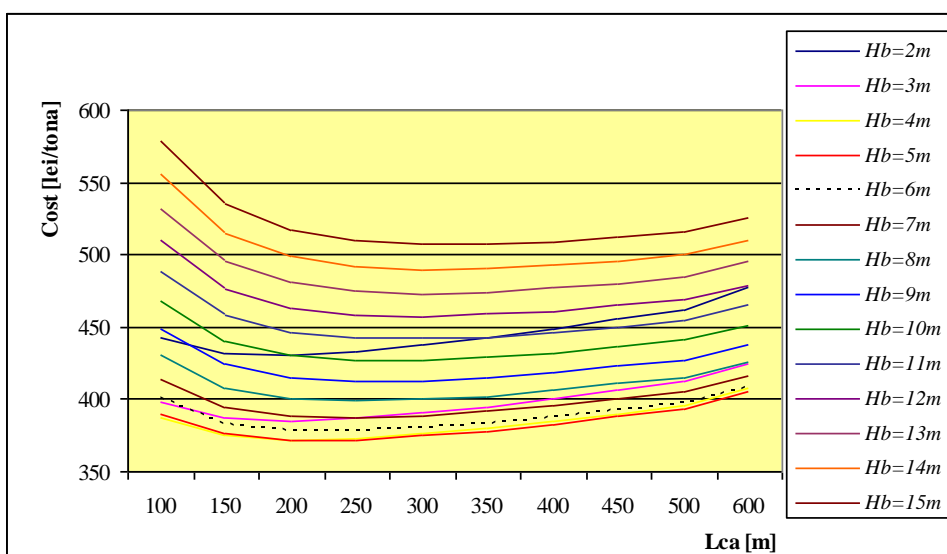


Fig.9.18. Variația costurilor pentru abatajele frontale cu banc de cărbune subminat, dotate cu susținere individuală, pentru $l_{ab}=78m$ și $N_{sch}=6$

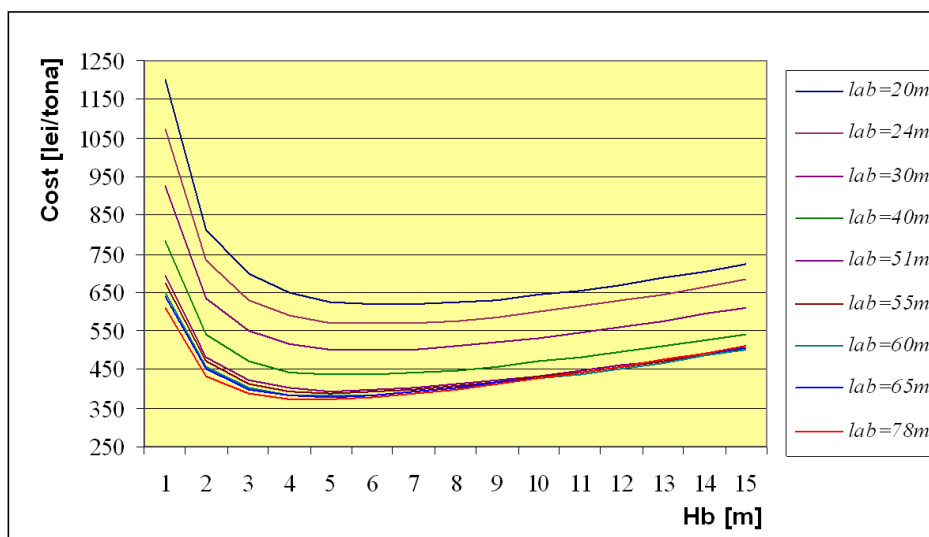


Fig.9.19. Variația costurilor pentru abatajele frontale cu banc de cărbune subminat, dotate cu susținere individuală, pentru $l_{ca}=250m$ și $N_{sch}= 6$

Principali indicatori care caracterizează abatajul frontal cu banc subminat, dotat cu susținere individuală au fost calculați în baza formulei (9.7), stabilită pentru durata ciclului de abataj, indicator care influențează hotărâtor rezultatele tehnico –economice ale exploataării. Astfel, au fost calculate valorile duratei ciclului T_c [min], T_c [zile], V_z [m/zi], P_z [t/zi] și P_f [tone/post], pentru următoarele condiții: $N_{sch}=6, 8, 10, 12, 15$ posturi/sch; $h_b=(3-15)m$; $l_{ab}=20,24, 30, 40, 51, 56, 60, 70$ și $78m$ și $l_{ca}=(100-600)m$.

Durata ciclului

Variația duratei ciclului este redată în graficul din figura 9.20. Valoarea minimă a duratei ciclului pentru $N_{sch}=6$, o avem în cazul în care $l_{ab}=20m$ și $h_b=3m$. Analiza datelor obținute pentru acest indicator ne conduce la următoarele concluzii: atunci când lungimea frontului de abataj este constantă, având una din valorile indicate anterior, iar înălțimea frontului de abataj ia valorile din intervalul (3 -15)m, se constată o creștere a duratei ciclului, valoarea maximă a acesteia fiind în cazul $h_b=15m$. Creșterea duratei ciclului se situează în intervalul 69,21% ptr. ($l_{ab}=20m$) – 61,98% ptr. ($l_{ab}=78m$).

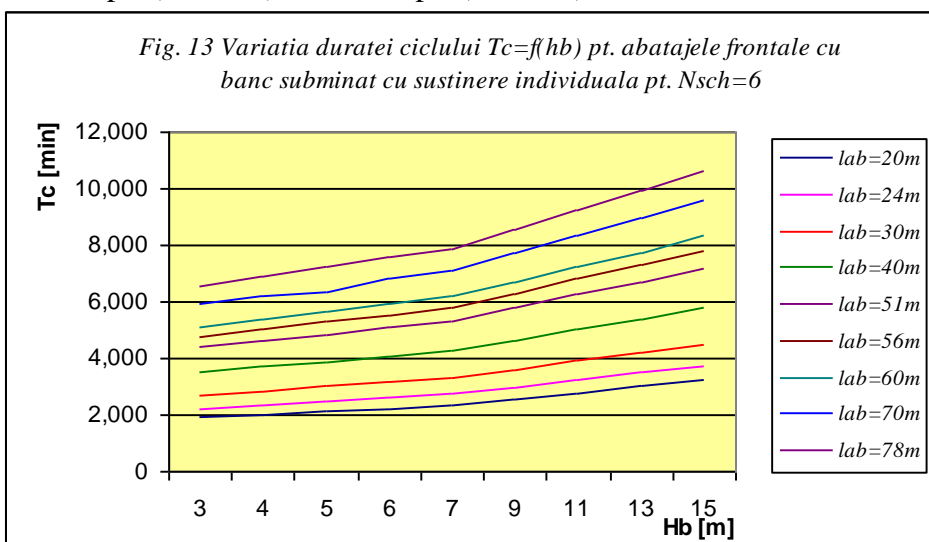


Fig.9.20. Variația duratei ciclului $T_c=f(h_b)$, pentru abatajele frontale cu susținere individuală, pentru $N_{sch}=6$

Atunci când înălțimea bancului de cărbune subminat este constantă dar crește lungimea frontului de abataj, cu valori cuprinse în intervalul (20 -78)m, constatăm că durata

ciclului crește direct proporțional cu creșterea lungimii frontului, procentul de creștere fiind cuprins în intervalul 342% (ptr. $h_b=3m$) – 328,17% (ptr. $h_b= 15m$) - fig.9.21.

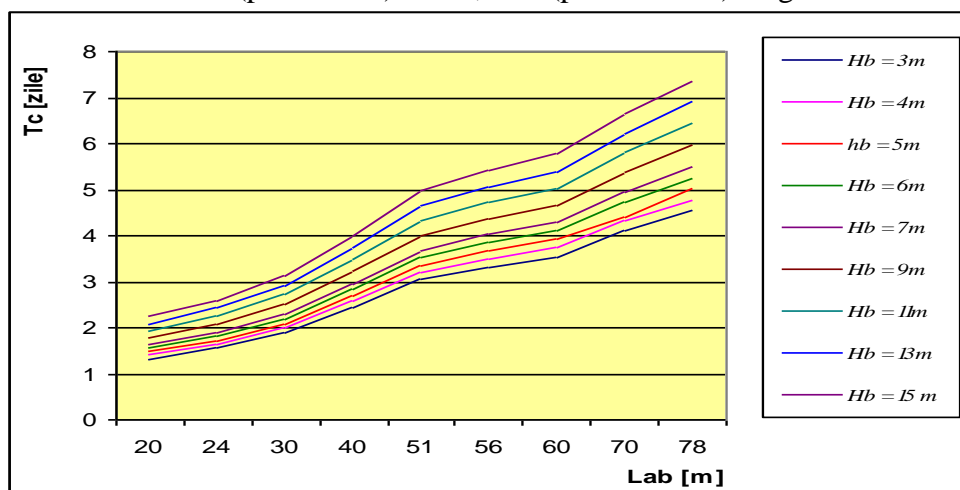


Fig.9.21. Variația duratei ciclului $T_c=f(l_{ab})$, pentru abatajele frontale cu susținere individuală, pentru $N_{sch}=6$

Viteza de avansare zilnică

Atunci când analizăm viteza de avansare zilnică, pentru o lungime dată a frontului de abataj și pentru înălțimea bancului de cărbune subminat care ia valori în domeniul (3 -15)m constatăm că aceasta scade simțitor, minimul acesteia fiind pentru $h_b=15m$ (fig.9.22). Scăderea vitezei de avansare a frontului de abataj, odată cu creșterea înălțimii bancului de cărbune subminat se încadrează în domeniul 69,29% (ptr. $l_{ab}=20m$) – 62,72% (ptr. $l_{ab}=78m$).

Analizând viteza de avansare zilnică, pentru o înălțime de banc subminat dată în raport cu lungimea frontului de abataj care ia valori cuprinse între (20 -78)m, constatăm că aceasta scade pe măsură ce crește lungimea frontului de abataj, valorile negative înregistrate încadrându-se în domeniul 342,90% (ptr. $h_b=3m$) - 329,58% (ptr. $h_b=15m$).

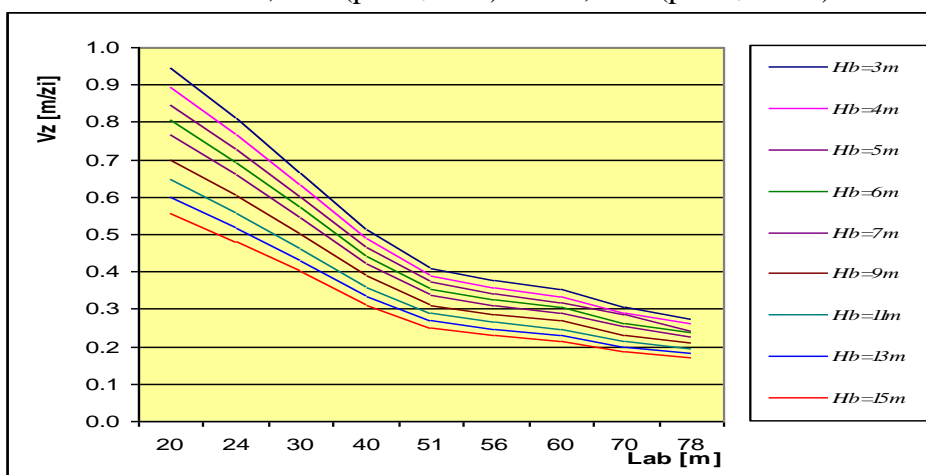


Fig.9.22. Variația vitezei de avansare zilnică $V_z=f(l_{ab})$, pentru abatajele frontale cu susținere individuală, pentru $N_{sch}=6$

Producția zilnică

Din datele obținute pentru producția zilnică, extrasă la nivelul frontului de abataj, putem concluziona următoarele: producția crește odată cu creșterea lungimii frontului de abataj, (fig.9.23), valoarea minimă a producției fiind obținută pentru $l_{ab}=20m$, iar valoarea maximă este realizată pentru $l_{ab}=78m$, indiferent de înălțimea bancului de cărbune subminat. Analizând datele obținute, pentru o lungime de front de abataj dată și înălțimea bancului de cărbune subminat care ia valori în intervalul (3-15)m, se constată o creștere a producției zilnice extrase din abataj cu valori cuprinse între 87,94% (ptr. $l_{ab}=20m$ - 136,83 t/zi) și 95,53% (ptr. $l_{ab}=78m$ -169,06 t/zi).

Analizând datele, pentru o înălțime de banc subminat dată în condițiile creșterii lungimii frontului de abataj cu valori cuprinse în domeniul (20 -78)m, constatăm creșteri ale producției, dar cu valori relativ mici, situate în intervalul 13,73% (ptr. $h_b=3m$) și 18,32% (ptr. $h_b=15m$).

Creșterea numărului de posturi plasate în frontul de lucru, de la 6 la 15 post/sch, în condițiile creșterii înălțimii bancului de cărbune subminat, de la 3m la 15m, determină creșterea producției cu 29,5% -15,55%, ptr. $l_{ab}= 20m$, respectiv 34,87% -19,55%, ptr. $l_{ab}= 78m$, creșterile cele mai mari de producție realizându-se pentru înălțimile mai mici ale bancului subminat.

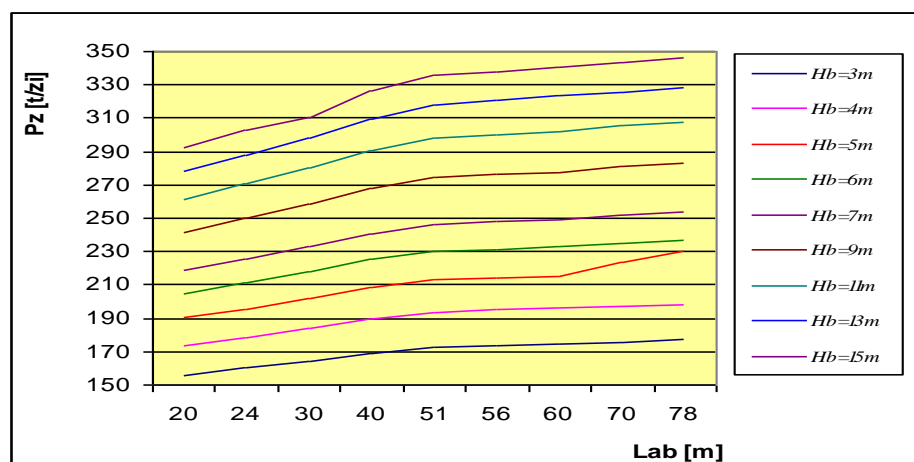


Fig.9.23. Variația producției zilnice $P_z=f(l_{ab})$, pentru abatajele frontale cu susținere individuală, pentru $N_{sch}=6$

Productivitatea muncii

Analiza datelor obținute pentru productivitatea muncii, realizată la nivelul abatajului, ne conduce la următoarele concluzii: în cazul în care înălțimea bancului de cărbune subminat ia valori în intervalul (3-15)m, pentru o lungime de front de abataj dată, productivitatea muncii crește odată cu creșterea înălțimii bancului de cărbune subminat (fig.9.24), având valori cuprinse între 87,96% (ptr. $l_{ab}=20m$) și 95,53% (ptr. $l_{ab}=78m$); pentru o înălțime de banc subminat dată, în condițiile creșterii lungimii frontului de abataj în intervalul (20 -78)m, se constată o creștere a productivității muncii, creștere care are însă valori mai mici, situată în intervalul 13,74% (ptr. $h_b=3m$) și 18,32% (ptr. $h_b=15m$).

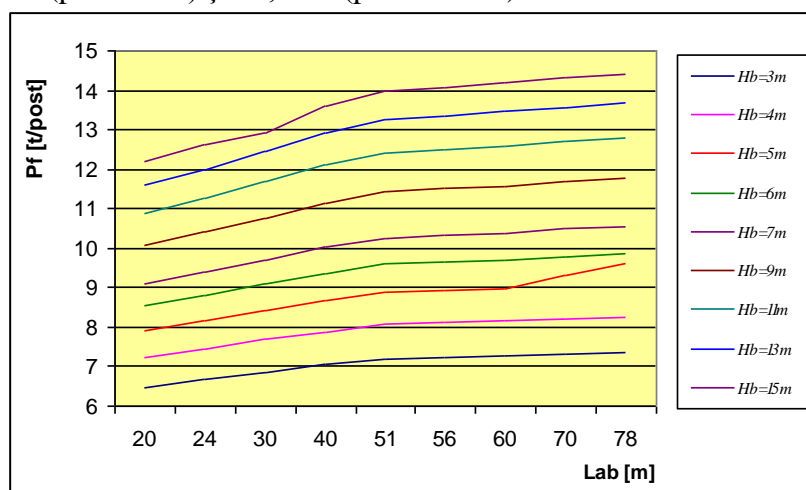


Fig.9.24. Variația productivității muncii $P_f=f(l_{ab})$, pentru abatajele frontale cu susținere individuală, pentru $N_{sch}=6$

Creșterea numărului de posturi plasate în frontul de lucru, de la 6 la 15 post/sch, în condițiile creșterii înălțimii bancului de cărbune subminat de la 3m la 15m, nu determină și creșterea productivității muncii. Chiar dacă producția extrasă este mai mare, dublarea

numărului de muncitori pe abataj conduce la reducerea productivității cu valori cuprinse între 93,14% - 116% (ptr. $l_{ab}= 20m$), respectiv 85,34% - 109,12% (ptr. $l_{ab}= 78m$).

9.1.3. Optimizarea parametrilor abatajelor frontale cu tehnologie clasică – tăiere prin perforare-împușcare și susținere individuală - cu banc de cărbune subminat, în felii pe înclinare

9.1.3.1. Analiza sistemului de producție „abataj frontal cu subminare”

Dacă ne referim strict la sistemul de producție „abataj frontal cu subminare”, pornind de la principiul de bază al acestor metode de exploatare (vezi capitolul 6 - fig.6.1. și fig.9.25), analiza conduce la identificarea a cinci subsisteme specifice, după cum urmează (fig.9.26): subsistemul „tăiere front (abataj propriu-zis)”; subsistemul „pășire susținere”; subsistemul „prefisurare cărbune din bancul subminat”; subsistemul „evacuare cărbune din banc”; subsistemul „transport producție până la fluxul principal de transport” (Chiril, 2001; Onica & Chiril, 2005).

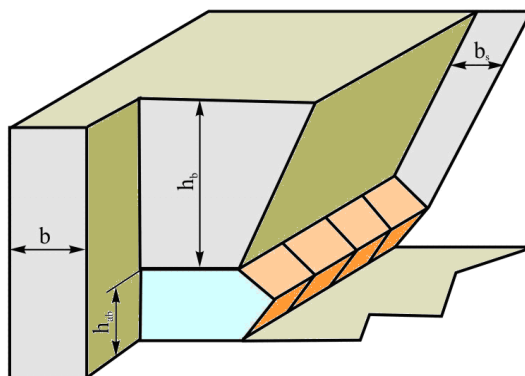


Fig. 9.25. Principiul metodelor de exploatare cu subminare (Onica & Chiril, 2005)

b – lățimea fâșiei tăiate în abataj; h_{ab} – înălțimea abatajului;
 h_b – grosimea bancului subminat; b_s – lățimea fâșiei subminate

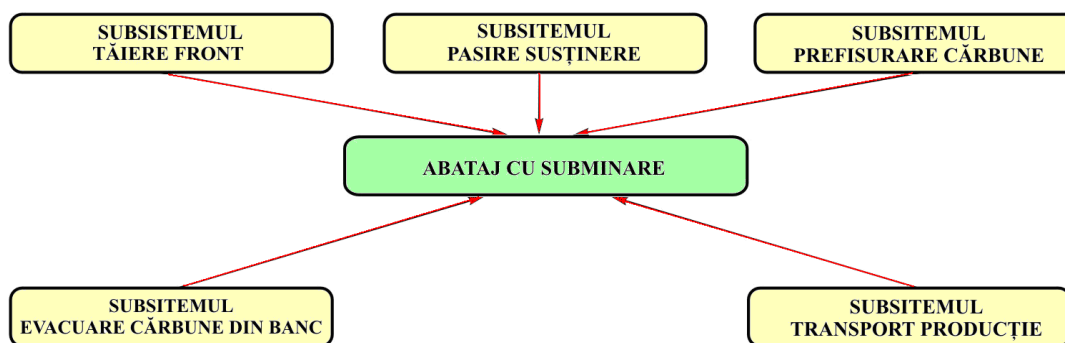


Fig.9.26. Sistemul de producție „abataj frontal cu subminare” și subsistemele aferente (Onica & Chiril, 2005)

Fiecare dintre aceste subsisteme este caracterizat printr-o multitudine de parametri specifici, determinați atât de proprietățile fizico-mecanice ale cărbunelui și rocilor înconjurătoare cât și de caracteristicile constructive ale utilajelor folosite, iar ansamblul lor are influențe directe asupra producției extrase, consumului de muncă în abataj și vitezei de avansare a frontului și, în final, asupra rezultatelor economice obținute. Dacă fiecare subsistem va fi descris prin parametri săi specifici, atunci sistemul de producție va putea fi reprezentat printr-o structură de graf, ca în figura 9.27.

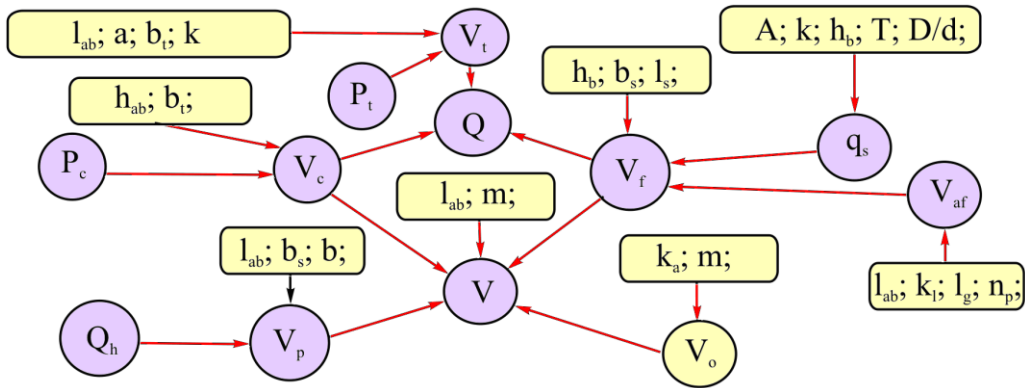


Fig.9.27. Sistemul de parametri ce determină producția și viteza de avansare a unui abataj frontal cu subminare(Onica & Chiril, 2005)

Q -producția abatajului; V -viteza de avansare a abatajului; V_c -viteza de tăiere cu combina; V_t -viteza lanțului transportorului; V_f -viteza de evacuare a cărbunelui din banc; V_{af} -viteza de afânare a cărbunelui din banc; V_p -viteza de pășire a susținerii; V_o -viteza de curgere a rocilor în spațiul exploatat; l_{ab} - lungimea abatajului; b_t -lățimea scocurilor transportorului; a -înălțimea curentului de material de pe transportor; k -coeficientul de afânare a cărbunelui; h_{ab} -înălțimea abatajului; b -lățimea fâgașului tăiat de combină; b_s -lățimea unei secții de susținere; m -grosimea stratului; h_b -grosimea bancului subminat; A -suprafața ferestrei de evacuare a cărbunelui din banc; D/d -raportul dintre dimensiunea maximă a ferestrei și dimensiunea maximă a granulelor de cărbune din banc; T -durata de evacuare a unui m^3 de cărbune din banc; k_a -coeficientul de afânare al rocilor din acoperiș; k_1 -densitatea găurilor de afânare a cărbunelui din banc; l_g -lungimea găurilor de prefisurare; n_p -numărul de perforatoare ce funcționează simultan; P_c -puterea instalată a combinei; P_t -puterea instalată a transportorului; Q_h -debitul agregatului hidraulic.

9.1.3.2. Identificarea subsistemelor componente ale unității tehnologice de optimizat.
 Ecuația generală a costurilor

Considerând ca unitate tehnologică de bază câmpul de abataj (așa cum a fost el definit la pct. 9.1.3.1) și ținând seama de faptul că singurul criteriu de optimizare îl constituie costurile pe unitatea de produs obținute în urma exploatării câmpului de abataj, cheltuielile totale legate de exploatare pot fi exprimate ca o sumă a cheltuielilor parțiale (fig.9.28) care definesc fiecare verigă importantă a sistemului (pregătirea, exploatarea, transportul etc.). Cheltuielile totale de exploatare sunt foarte diverse; de aceea, în calcule, vor fi luate în considerare numai acelea a căror pondere în costul unitar este semnificativă. Pentru stabilirea acestor cheltuieli se va apela la tarifele unitare, normele și normativele în vigoare, listele de prețuri etc.

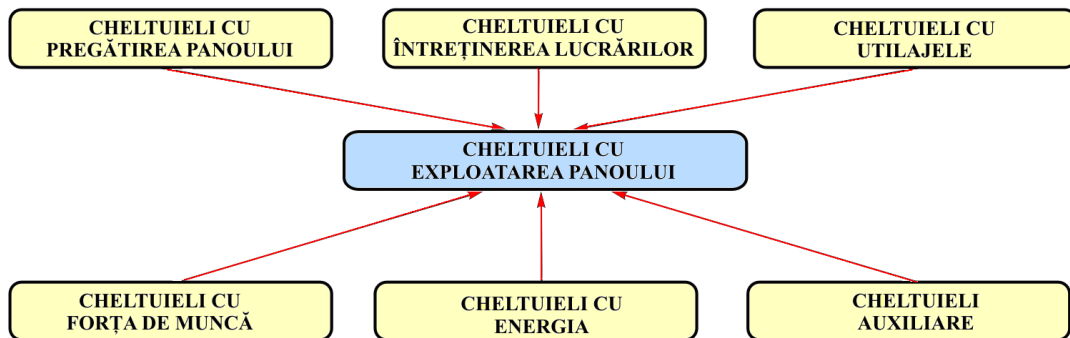


Fig.9.28. Sistemul cheltuielilor pentru exploatarea câmpului de abataj și subsistemele aferente (Onica & Chiril, 2005)

Pornind de la cele prezentate, cheltuielile cu exploatarea câmpului de abataj pot fi exprimate în mod sintetic astfel:

$$C = \sum C_i \tag{9.9}$$

în care: C reprezintă cheltuielile pentru exploatarea câmpului de abataj; $\sum C_i$ - suma cheltuielilor parțiale pentru subsistemele aferente.

Cheltuielile parțiale pot fi stabilite prin identificarea componentelor sistemului cheltuielilor totale (vezi fig.9.28). În acest caz:

$$\sum C_i = C_p + C_i + C_u + C_m + C_e + C_a \quad (9.10)$$

în care: C_p sunt cheltuielile cu lucrările de pregătire; C_i - cheltuielile cu întreținerea lucrărilor miniere de pregătire; C_u - cheltuielile cu utilajele (de susținere, transport, tăiere etc.); C_m - cheltuielile cu forța de muncă pentru exploatarea câmpului de abataj; C_e - cheltuielile cu energia; C_a - cheltuielile auxiliare (cu reparațiile, cu materialele etc.).

În același timp, costurile unitare de producție vor fi exprimate de relația:

$$c = \frac{C}{R_p} \quad (9.11)$$

în care: c sunt costurile unitare; C - cheltuielile totale de exploatare; R_p este rezerva industrială a câmpului de abataj.

$$R_p = S_p \cdot H_p \cdot h_{ex} \cdot \rho \cdot k_1 \quad (9.12)$$

unde: S_p este dimensiunea pe direcție a câmpului de abataj; H_p - dimensiunea pe înclinare a câmpului de abataj; h_{ex} - grosimea feliei exploatare; ρ - densitatea aparentă a cărbunelui; k_1 - un coeficient ce ține seama de gradul de recuperare a cărbunelui și de diluția acestuia ($k_1 = \frac{\eta}{1-D}$); η gradul de recuperare a cărbunelui; D coeficientul de diluție a cărbunelui.

Exprimând rezerva câmpului de abataj în funcție de principalii parametri ce apar în relația (6.4), se obține:

$$R_p = l_p \cdot l_{ab} \cdot (h_{ab} + h_b) \cdot \rho \cdot k_1, \quad [\text{tone}] \quad (9.13)$$

sau:

$$R_p = 1,2 \cdot l_p \cdot l_{ab} \cdot (h_{ab} + h_b) \quad (9.14)$$

În acest caz:

$$c = \frac{C_p + C_i + C_u + C_m + C_e + C_a}{1,2 \cdot l_p \cdot l_{ab} \cdot (h_{ab} + h_b)}, \quad [\text{lei/tonă}] \quad (9.15)$$

În relațiile de mai sus: l_p reprezintă extinderea câmpului de abataj; l_{ab} -lungimea abatajului frontal; h_{ab} -înălțimea abatajului; h_b -înălțimea bancului de cărbune subminat.

Relația (9.15) exprimă costurile de producție pentru exploatarea cu subminare a rezervei de cărbune aferentă câmpului de abataj. Pentru fiecare categorie de cheltuieli specifice s-au stabilit relații de calcul, elaborându-se, astfel, modelul matematic tehnico-economic general pentru unitatea tehnologică de optimizat.

Stabilirea expresiilor pentru costuri, în cele trei cazuri considerate, au la bază relațiile (9.15). În conformitate cu aceste relații și ținând cont de faptul că $h_{ab}=2,5\text{m}$, în cazul abatajelor cu subminare dotate cu susținere individuală, rezultă că:

$$c_2 = \frac{C_2}{1,2 \cdot l_p \cdot l_{ab} \cdot (2,5 + h_b)} \quad \text{sau}$$

$$c_2 = \frac{A_2 + E_2 \cdot l_p \cdot h_b + F_2 \cdot l_p + K_2 \cdot h_b}{1,2 \cdot l_{ab} \cdot (2,5 + h_b)} + \frac{B_2}{1,2 \cdot l_p \cdot (2,5 + h_b)} + \frac{C_2 \cdot l_p + D_2 \cdot l_p \cdot h_b + G_2 \cdot l_{ab} + H_2 \cdot l_{ab} \cdot h_b + I_2 \cdot h_b + J_2}{1,2 \cdot (2,5 + h_b)} \quad (9.16)$$

Stabilirea minimului absolut al funcției costurilor unitare se realizează în urma rezolvării sistemului de ecuații rezultat prin egalarea cu zero a derivatelor parțiale ale funcției costurilor, în raport cu cele trei variabile și anume:

$$\frac{\partial c}{\partial l_p} = 0; \quad \frac{\partial c}{\partial l_{ab}} = 0; \quad \frac{\partial c}{\partial h_b} = 0 \quad (9.17)$$

9.1.3.3. Stabilirea sistemelor de ecuații și determinarea punctului de minim absolut al funcției costurilor

$$E_2 \cdot l_p^2 \cdot h_b + F_{21} \cdot l_p^2 - B_{21} \cdot l_{ab} + C_{21} \cdot l_p^2 \cdot l_{ab} + D_{21} \cdot l_p^2 \cdot l_{ab} \cdot h_b = 0 \quad (9.18.a)$$

$$G_2 \cdot l_{ab}^2 + H_2 \cdot l_{ab}^2 \cdot h_b - A_2 - E_2 \cdot l_p \cdot h_b - F_2 \cdot l_p - K_2 \cdot h_b = 0 \quad (9.18.b)$$

$$(2,5 \cdot E_2 - F_2) \cdot l_p^2 + (2,5 \cdot K_2 - A_2) \cdot l_p - B_2 \cdot l_{ab} + (2,5 \cdot D_2 - C_2) \cdot l_p^2 \cdot l_{ab} + (2,5 \cdot H_2 - G_2) \cdot l_p \cdot l_{ab}^2 + (2,5 \cdot I_2 - J_2) \cdot l_p \cdot l_{ab} = 0 \quad (9.18.c)$$

Stabilirea minimului absolut al funcției costurilor, pe baza relațiilor (9.18), presupune un calcul laborios datorită complexității sistemelor de ecuații, a valorilor mari ale coeficienților și în același timp a valorilor obținute pentru cei trei parametri, ca soluție a sistemului de ecuații și care se pot situa în afara domeniului propriu de valori (trebuie avut în vedere faptul că, datorită restricțiilor de ordin geologic, valorile celor trei parametri nu pot fi oricât de mari). În această situație, este mult mai important să se stabilească variația funcției costurilor pe domeniile de valori ale celor trei parametri care să se situeze în limitele impuse de condițiile concrete de zăcământ.

Pentru abatajele frontale cu subminare, dotate cu susținere individuală, valorile parametrilor luați în analiză sunt: 1) l_{ab} = 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100 și 110m; 2) l_p = 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400 și 450m; 3) h_b = 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18 și 20m.

Calcululele sunt efectuate pentru trei variante de plasare cu personal a abatajului, respectiv pentru N_{sch} = 8, 10 și 12posturi/schimb.

În baza valorilor obținute, pentru funcția costurilor s-au obținut o serie de corelații, printre care cele mai reprezentative sunt redate în graficele de mai jos.

Pentru un pas de subminare de 1,25 m și 8 oameni/schimb

Pentru acest caz, domeniile valorilor celor trei parametri caracteristici ai abatajului vor fi (fig.9.29,..,9.31): 1) l_p = 300, 350, 400 și 450 m, pentru care (în cazul: l_{ab} = 110m și h_b = 20m) Δc = 2211lei/t; 2) l_{ab} = 60, 70, 80, 90, 100 și 110 m, pentru care (în cazul: l_p = 350m și h_b = 20m) Δc = 20 853lei/t; 3) h_b = 10, 12, 14, 16, 18 și 20 m, pentru care (în cazul: l_p = 350m și l_{ab} = 110 l_{ab} = 110m) Δc = 36 666lei/t.

Variația vitezei de avansare, a duratei ciclului, a producției și a costurilor, funcție de cei trei parametri tehnici principali ai abatajului sunt prezentate în figurile 9.32 și 9.33.

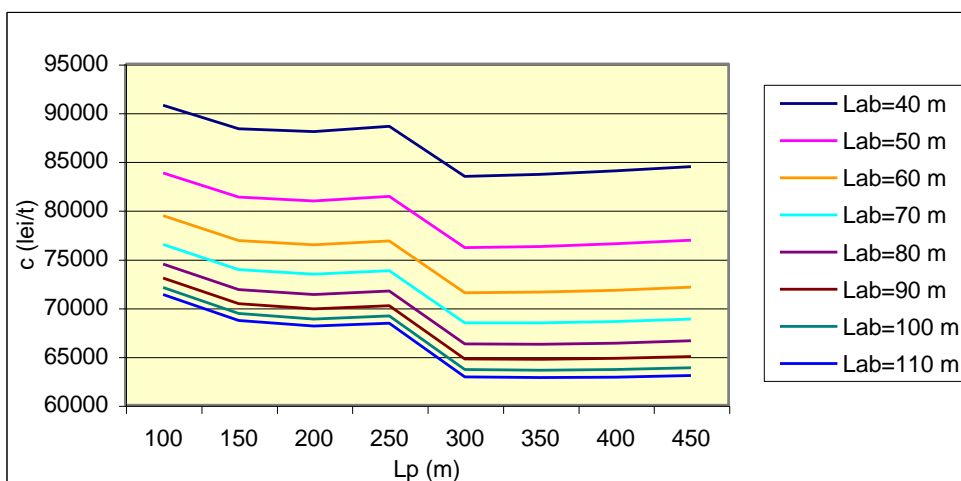


Fig.9.29. Variația costurilor în cazul abatajelor frontale cu subminare dotate cu susținere individuala, pentru $N_{sch}=8$ post/sch. și $h_b=20$ m

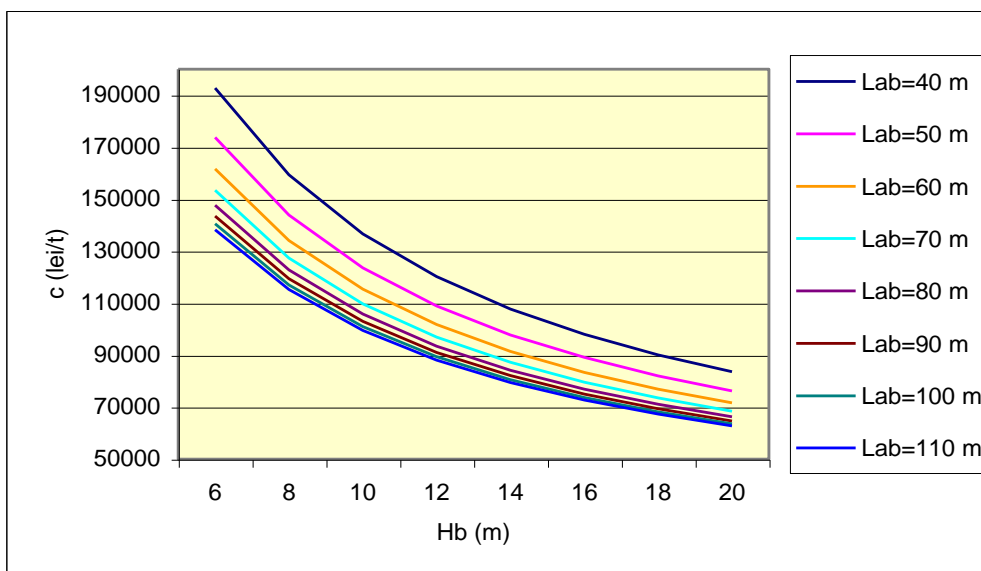


Fig.9.30. Variația costurilor în cazul abatajelor frontale cu subminare dotate cu susținere individuală (pentru $N_{sch}=8$ post/sch și $l_p=350$ m)

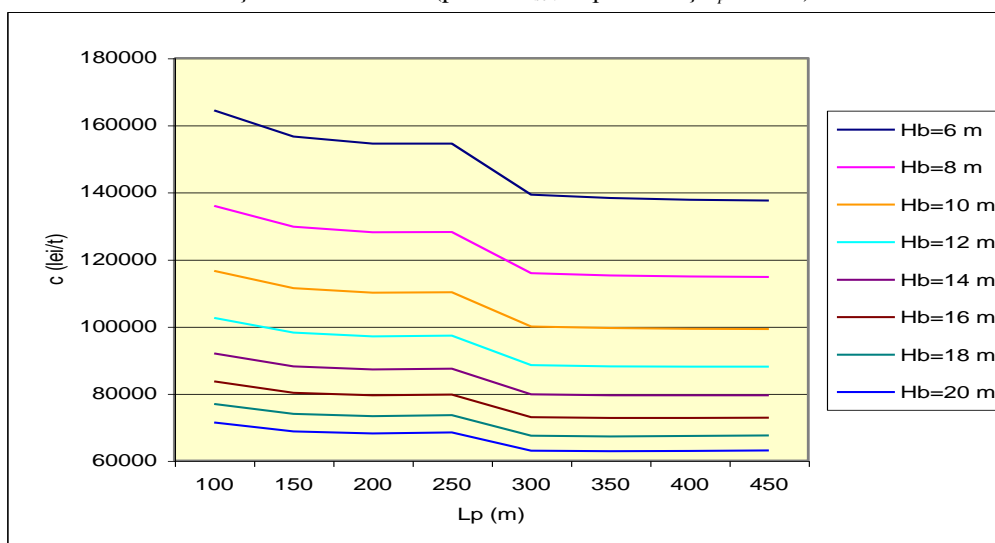


Fig.9.31. Variația costurilor în cazul abatajelor frontale cu subminare dotate cu susținere individuală (pentru $N_{sch}=8$ post/sch și $l_{ab}=110$ m)

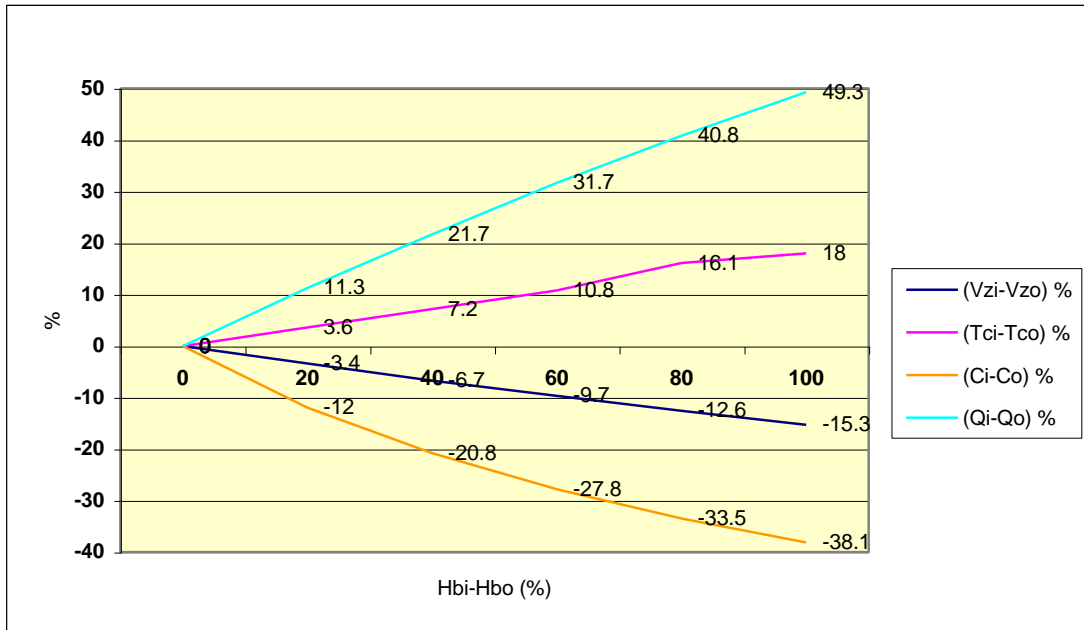


Fig.9.32. Variația vitezei de avansare V_z , a duratei ciclului T_c , a costurilor c și a producției Q funcție de grosimea bancului h_b (pentru $l_p=300$ m, $l_{ab}=60$ m și $N_{sch}=8$ post/sch)

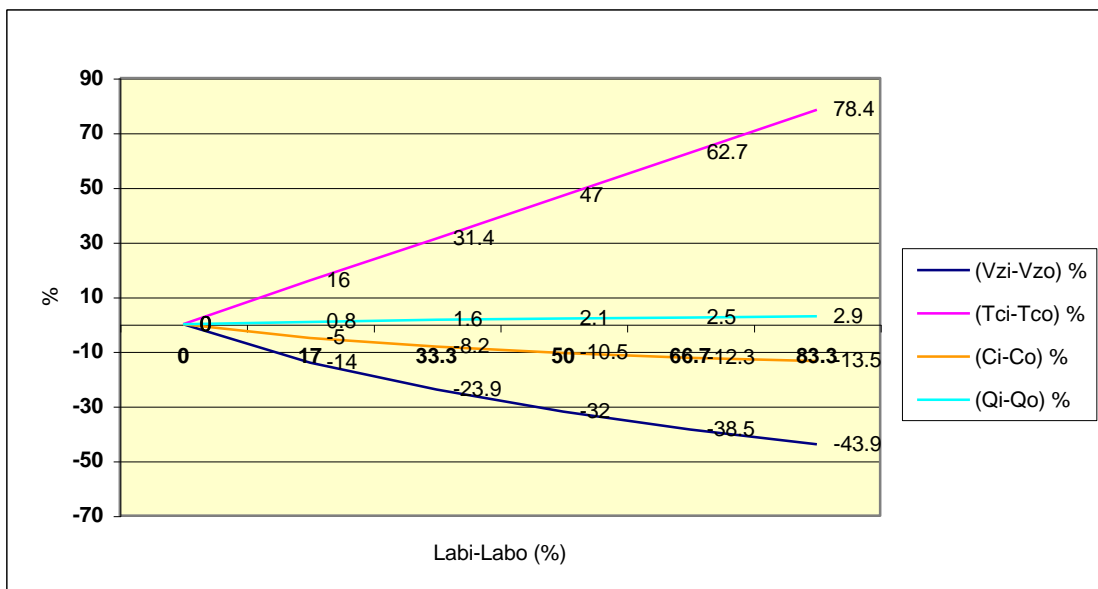


Fig.9.33. Variația vitezei de avansare V_z , a duratei ciclului T_c , a costurilor c și a producției Q funcție de lungimea frontului l_{ab} (pentru $l_p=300$ m, $h_b=10$ m și $N_{sch}=8$ post/sch)

Pentru un pas de subminare de 1,25 m și 10 oameni/schimb

Pentru acest caz, domeniile de valori corespunzătoare celor trei parametri caracteristici ai abatajului, vor fi (fig.9.34 – 9.36): 1) $l_p = 200, 250, 300$ și 350 m, pentru care (în cazul: $l_{ab} \square = 110$ m și $h_b = 20$ m) $\Delta c = 1\,749$ lei/t; 2) $l_{ab} = 60, 70, 80, 90, 100$ și 110 m, pentru care (în cazul: $l_p = 200$ m și $h_b = 20$ m) $\Delta c = 8\,502$ lei/t; 3) $h_b = 10, 12, 14, 16, 18$ și 20 m, pentru care (în cazul $l_p = 200$ m și $l_{ab} \square = 110$ m) $\Delta c = 41\,319$ lei/t.

Variația vitezei de avansare, a duratei ciclului, a producției și a costurilor unitare, funcție de cei trei parametri tehnici principali ai abatajului sunt prezentate în figurile 9.37 și 9.38.

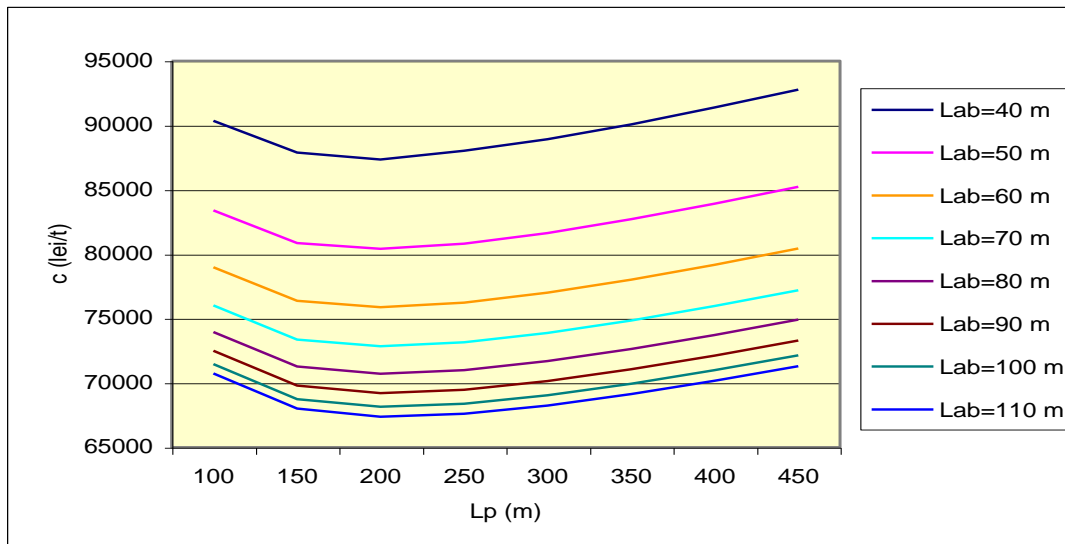


Fig.9.34. Variația costurilor în cazul abatajelor frontale cu subminare dotate cu susținere individuală (pentru $N_{sch}=10$ post/sch și $h_b=20$ m)

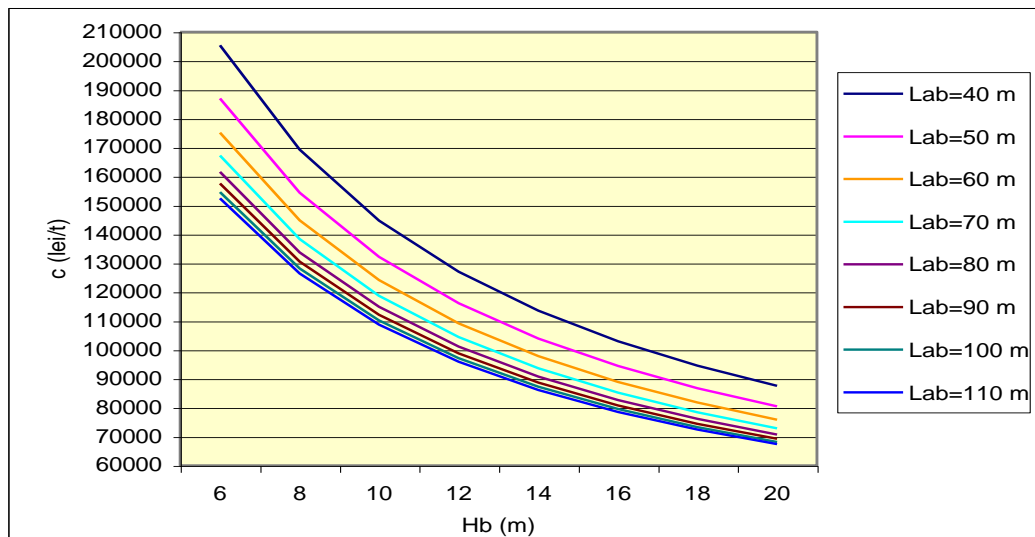


Fig.9.35. Variația costurilor în cazul abatajelor frontale cu subminare dotate cu susținere individuală (pentru $N_{sch}=10$ post/sch și $l_p=200$ m)

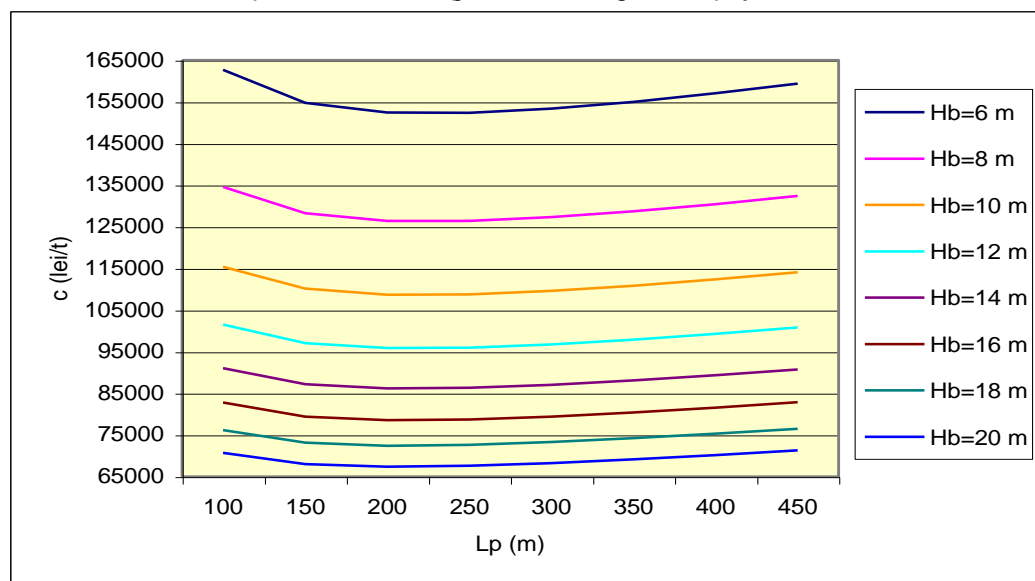


Fig.9.36. Variația costurilor în cazul abatajelor frontale cu subminare dotate cu susținere individuală (pentru $N_{sch}=10$ post/sch și $l_{ab}=110$ m)

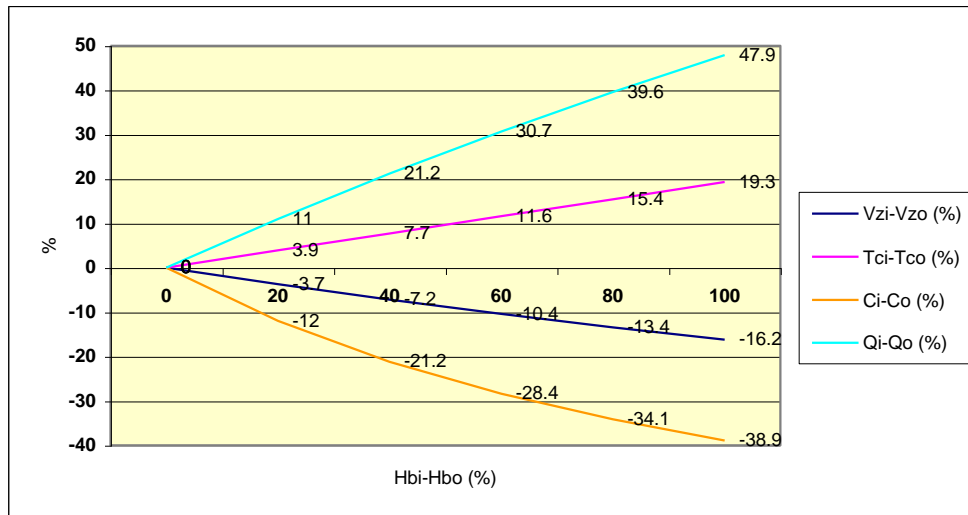


Fig.9.37. Variația vitezei zilnice V_z , a duratei ciclului T_c , a costurilor c și a producției zilnice Q funcție de grosimea bancului h_b (pentru $l_{ab}=60$ m, $l_p=200$ m și $N_{sch}=10$ post/sch)

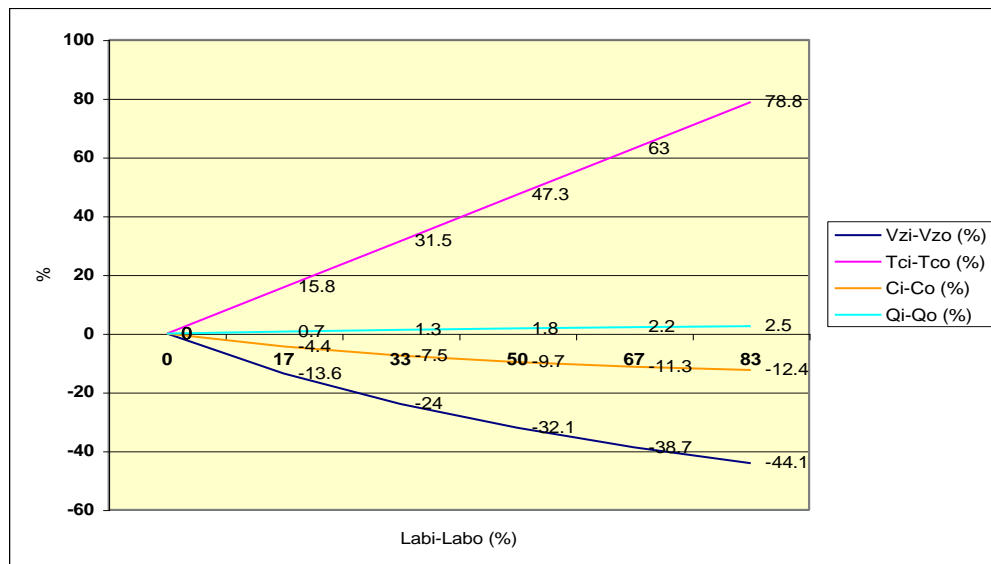


Fig.9.38. Variația vitezei de avansare V_z , a duratei ciclului T_c , a costurilor c și a producției zilnice Q funcție de lungimea frontului l_{ab} (pentru $l_p=200$ m, $h_b=10$ m și $N_{sch}=10$ post/sch)

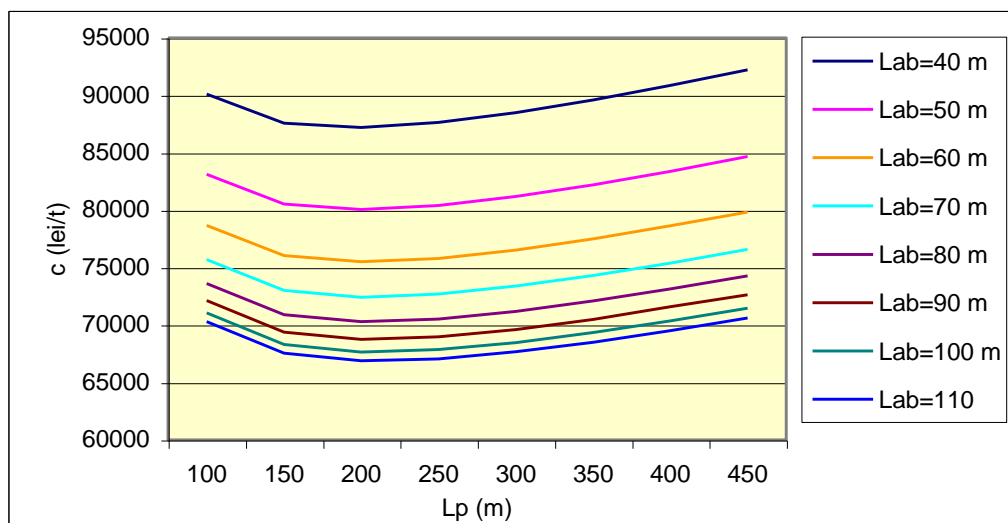


Fig.9.39. Variația costurilor în cazul abatajelor frontale cu subminare dotate cu susținere individuală (pentru $N_{sch}=12$ post/sch și $h_b=20$ m)

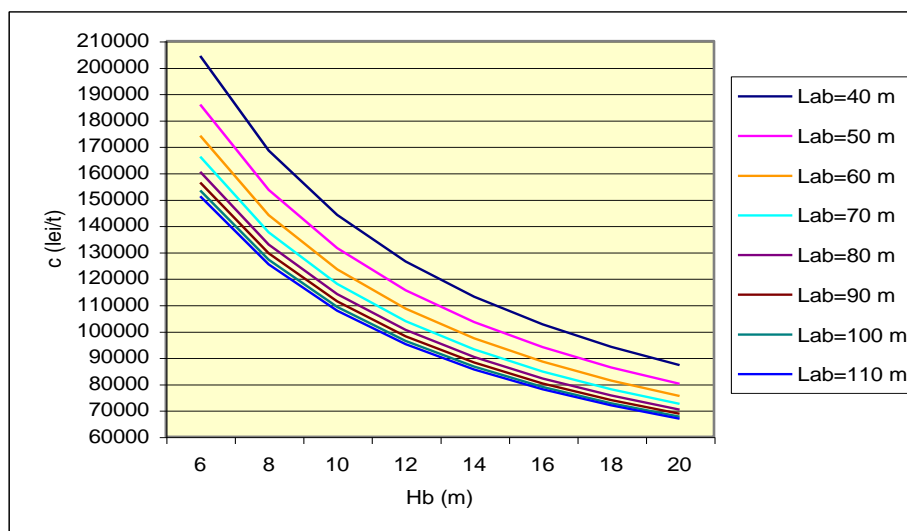


Fig.9.40. Variația costurilor în cazul abatajelor frontale cu subminare dotate cu susținere individuală (pentru $N_{sch}=12$ post/sch și $l_p=200$ m)

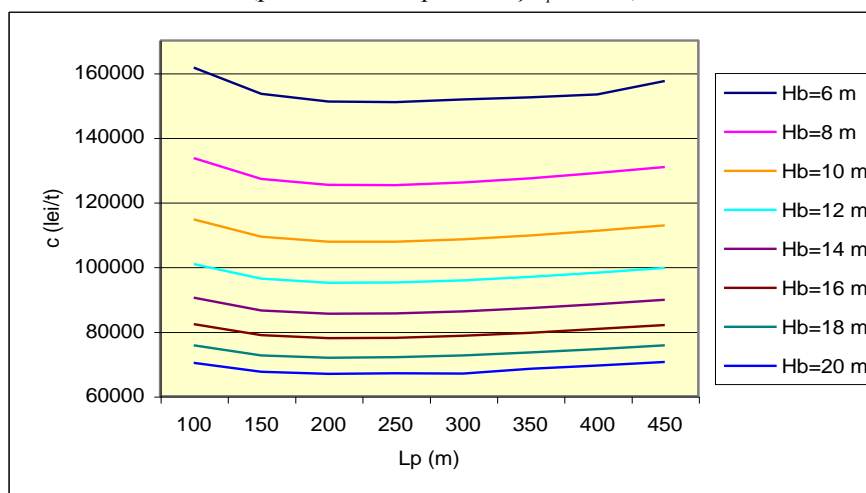


Fig.9.41. Variația costurilor în cazul abatajelor frontale cu subminare dotate cu susținere individuală (pentru $N_{sch}=12$ post/sch și $l_{ab}=110$ m)

Pentru un pas de subminare de 1,25 m și 12 oameni/schimb

Pentru cazul abatajelor frontale cu subminare, dotate cu susținere individuală, pentru un pas de subminare de 1,25m și 12oameni/schimb, domeniile de valori ale celor trei parametri caracteristici ai abatajului, vor fi: 1) $l_p = 200, 250, 300$ și 350 m, pentru care (în cazul: $l_{ab} = 110$ m și $h_b = 20$ m) $\Delta c = 1\,749$ lei/t; 2) $l_{ab} = 60, 70, 80, 90, 100$ și 110 m, pentru care (în cazul: $l_p = 200$ m și $h_b = 20$ m) $\Delta c = 8\,502$ lei/t; 3) $h_b = 10, 12, 14, 16, 18$ și 20 m, pentru care (în cazul: $l_p = 200$ m și $l_{ab} = 110$ m) $\Delta c = 41\,319$ lei/t.

Variația vitezei de avansare, a duratei ciclului, a producției și a costurilor unitare, funcție de cei trei parametri tehnici principali ai abatajului, sunt prezentate în figurile 9.42 și 9.43.

Influența gradului de recuperare a cărbunelui și a diluției asupra costurilor exploataării rezervei câmpului de abataj

Datorită particularităților pe care le prezintă metodele de exploatare cu subminare, comparativ cu metodele de exploatare clasice, aplicarea defectuoasă a acestora poate conduce la un grad redus de recuperare a rezervelor de cărbune și la o diluție ridicată. Acest fapt se repercutează direct asupra costurilor exploataării atât prin creșterea costurilor datorită scăderii cantității de cărbune în volumul total de masă minieră, cât și prin scăderea prețului de livrare către beneficiari, datorită scăderii calității producției extrase din abataj.

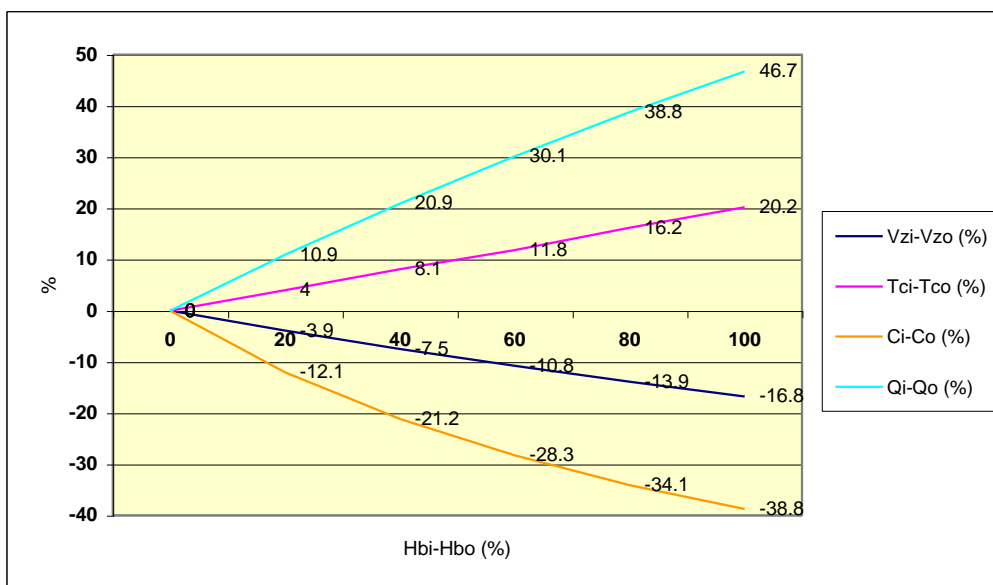


Fig.9.42. Variația vitezei zilnice V_z , a duratei ciclului T_c , a costurilor c și a producției zilnice Q , funcție de grosimea bancului subminat h_b (pentru $l_p=200$ m, $l_{ab}=60$ m și $N_{sch}=12$ post/sch)

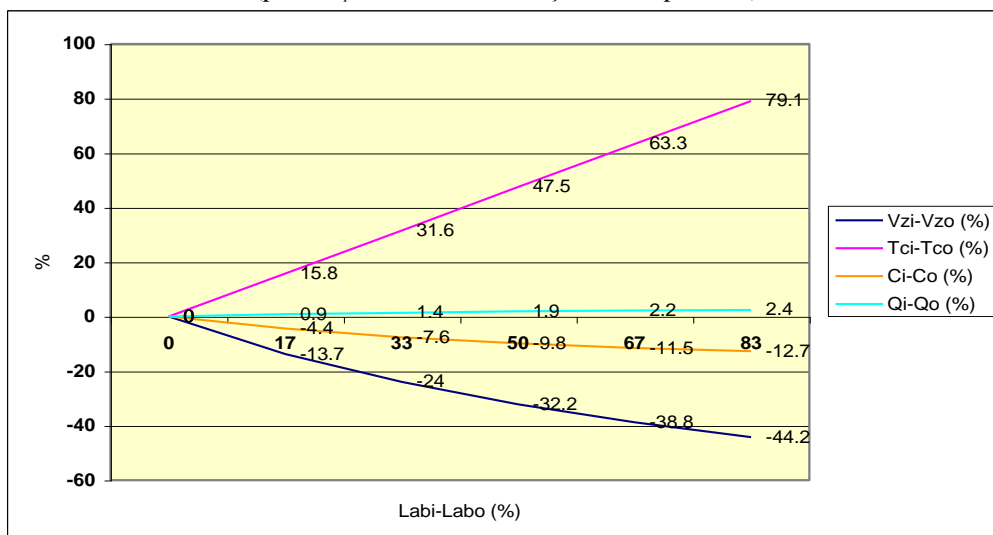


Fig.9.43. Variația vitezei zilnice V_z , a duratei ciclului T_c , a costurilor c și a producției zilnice Q , funcție de lungimea frontului l_{ab} (pentru $l_p=200$ m, $h_b=10$ m și $N_{sch}=12$ post/sch)

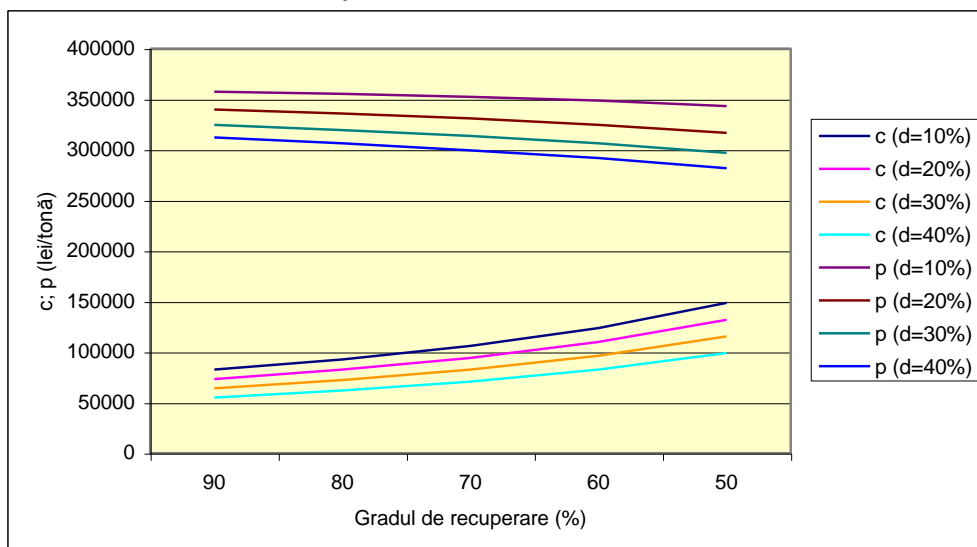


Fig.9.44. Variația costurilor c și a prețului de livrare p funcție de gradul de recuperare și de diluție

Pentru stabilirea influențelor pe care le au gradul de recuperare η și diluția $D\%$ asupra costurilor exploatarei (pentru cazul abatajelor frontale cu subminare dotate cu susținere individuală, în cazul asigurării unei plasări de 8 oameni/schimb și pentru următorii parametri: $h_b=12\text{m}$; $l_{ab}=60\text{m}$; $l_p=200\text{m}$; $\eta=90, 80, 70, 60$ și 50% ; $D\%=10, 20, 30$ și 40%) s-a obținut reprezentarea grafică de mai sus, din figura 9.44.

9.1.3.4. Analiza funcției costurilor

Pe baza graficelor din figurile 9.29,...,9.44, prezentate la punctele precedente, se pot stabili următoarele concluzii:

1) Indiferent de tehnologia cu subminare aplicată în abatajele frontale valoarea înălțimii bancului de cărbune subminat, pentru care costurile sunt minime, se situează la limita superioară a intervalului luat în considerare, respectiv 20m. Aceasta se explică prin faptul că, pentru evacuarea cărbunelui din banc, consumul de muncă este foarte redus (influența cheltuielilor cu forța de muncă asupra cheltuielilor totale fiind minimă).

2) Influența variației lungimii câmpului de abataj pe direcție asupra costurilor de exploatare a rezervei câmpului de abataj este extrem de redusă; dar, se poate stabili un optim pentru valoarea de 200m (cu excepția abatajelor frontale cu subminare dotate cu susținere individuală) pentru care, în cazul unei plasări a abatajului cu 8posturi/schimb, valoarea optimă este de 300 m.

3) În cazul abatajelor frontale cu subminare dotate cu susținere individuală, costurile minime se obțin atunci când $l_p=350\text{m}$, $l_{ab}=110\text{m}$, $h_b=20\text{m}$ și $N_{sch}=8\text{posturi/schimb}$, cu următoarele precizări: creșterea lungimii câmpului de abataj pe direcție are o influență redusă asupra costurilor exploatarei și nu influențează în nici un fel viteza de avansare, durata ciclului și producția zilnică; creșterea lungimii frontului de la 60 la 110m, cu 83,3%, are ca efect o creștere a duratei ciclului cu 78-79%, o scădere a vitezei de avansare a frontului cu 44 %, o scădere a costurilor cu 12-14% și o creștere a producției cu 2-3%; creșterea grosimii bancului subminat de la 10 la 20m (respectiv cu 100%) are ca efect o creștere a duratei ciclului cu 18 – 20%, o scădere a vitezei zilnice de avansare cu 15-17%, o creștere a producției cu 47-49% (în cazul în care gradul de recuperare se consideră constant, indiferent de grosimea bancului, ceea ce nu este confirmat în practică) și o scădere a costurilor exploatarei rezervei câmpului de abataj cu 38-39%.

4) Diluția și gradul de recuperare a cărbunelui influențează în mod decisiv costurile exploatarei (în sensul creșterii acestora concomitent cu scăderea gradului de recuperare și creșterea diluției), determinând scăderea prețului de livrare către beneficiari datorită înrăutățirii semnificative a calității cărbunelui extras. În această situație, la aplicarea metodelor de exploatare cu subminare, cu abataje frontale dotate cu susținere individuală și utilizarea tehnologiei de lucru actuale, se recomandă ca valorile principalilor parametri să se situeze între limitele următoare: $l_{ab}=60-80\text{m}$; $l_p=200-350\text{m}$; $h_b=12-14\text{m}$.

9.1.4. Optimizarea parametrilor abatajelor frontale mecanizate cu banc de cărbune subminat, în felii înclinate

9.1.4.1. Stabilirea modelului matematic tehnico-economic pentru unitatea tehnologică de optimizat

La fel ca în cazul abatajelor frontale cu subminare dotate cu susținere individuală, se consideră ca unitate tehnologică de bază câmpul de abataj, așa cum a fost el definit la pct.9.1.3, iar tehnologia de abataj este în conformitate cu cea prezentată la punctul 9.1.1. Criteriul de optimizare îl constituie tot costurile pe unitatea de produs, exprimate prin relația obținute prin exploatarea câmpului de abataj, iar cheltuielile totale legate de exploatare pot fi

exprimate ca o sumă a cheltuielilor parțiale care definesc fiecare verigă a sistemului (pregătire, exploatare, transport etc.).

În figura 9.45. se prezintă situația abatajului în diferite faze tehnologice: a) și b) primul ciclu de tăiere cu combina, riparea transportorului, susținerea tavanului cu grinda culisantă și susținerea frontului de cărbune cu sprijinitorul de front; c) retragerea sprijinitorului de front și a grinzii culisante; detensionarea, pășirea susținerii și retensionarea acesteia; d) al doilea ciclu de tăiere cu combina și pășirea susținerii la front; e) evacuarea cărbunelui din bancul subminat; f) închiderea ferestrei de evacuare și reînceperea primului ciclu de tăiere a frontului cu combina (Onica & Chiril, 2005).

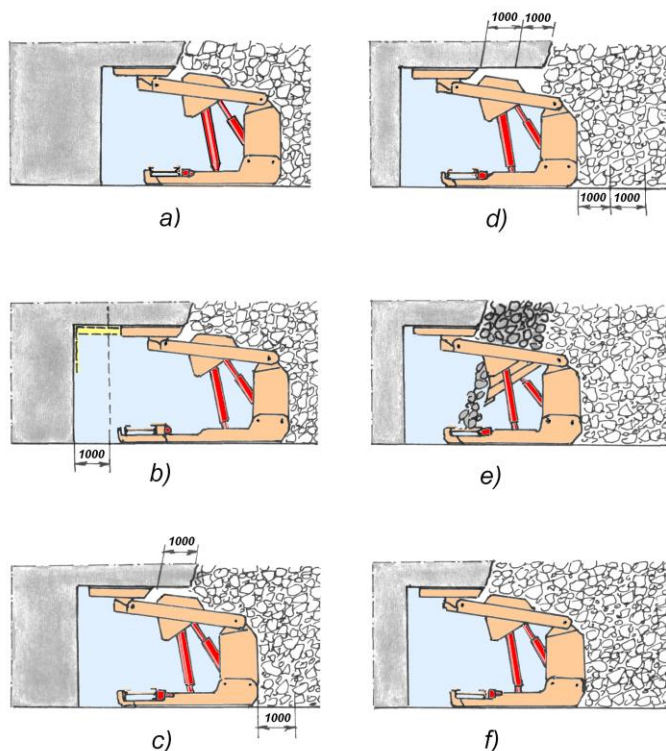


Fig.9.45. Principalele faze tehnologice ale procesului de producție într-un abataj frontal dotat cu susțineri pentru subminare VHP-750 (Onica & Chiril, 2005)

În cazul abatajelor frontale cu subminare dotate cu complexe mecanizate, relațiile care exprimă cheltuielile parțiale, ce definesc fiecare dintre subsistemele aferente cheltuielilor totale de exploatare, nu diferă esențial față de relațiile stabilite pentru cazul abatajelor frontale cu subminare dotate cu susținere individuală. Diferențele esențiale sunt legate în special de viteza de avansare a frontului de abataj și de valorile pe care le au termenii care alcătuiesc relațiile de calcul a diferitelor categorii de cheltuieli.

Și în acest caz, costul la nivelul câmpului de abataj are forma:

$$c = \frac{C_p + C_i + C_u + C_m + C_e + C_a}{1,2 \cdot l_p \cdot l_{ab} \cdot (h_{ab} + h_b)}, \text{ [lei/tonă]} \quad (9.19)$$

În relația de mai sus, specifice pentru tehnologia de abataj complex mecanizată: C_p sunt cheltuielile cu lucrările de pregătire; C_i - cheltuielile cu întreținerea lucrărilor miniere de pregătire; C_u - cheltuielile cu utilajele (de susținere, transport, tăiere etc.); C_m - cheltuielile cu forța de muncă pentru exploatarea câmpului de abataj; C_e - cheltuielile cu energia; C_a - cheltuielile auxiliare (cu reparațiile, cu materialele etc.); l_p reprezintă extinderea câmpului de abataj; l_{ab} - lungimea abatajului frontal; h_{ab} - înălțimea abatajului; h_b - înălțimea bancului de cărbune subminat.

9.1.4.2. Stabilirea punctului de minim al funcției costurilor

Stabilirea minimumului absolut al funcției costurilor, pe baza relațiilor (9.17), presupune un calcul laborios și de aceea s-a încercat să se stabilească variația funcției costurilor pe anumite domenii de valori ale celor trei parametri care să se situeze în limitele impuse de condițiile concrete de zăcământ.

Plecând de la acest considerent, s-au calculat costurile de exploatare a câmpului de abataj pentru cazul abatajelor frontale cu subminare cu susținere mecanizată în condițiile celor două valori ale pasului de subminare, luate în considerare. În acest caz, valorile parametrilor au fost: $l_{ab}=80, 90, 100, 110, 120, 130, 140$ și 150 m; $l_p=200, 250, 300, 350, 400, 450, 500$ și 550 m; $h_b=6, 8, 10, 12, 14, 16, 18$ și 20 m.

Pentru un pas de subminare de $1,25$ m

În baza valorilor obținute, pentru funcția costurilor s-au obținut corelațiile reprezentate prin graficele de mai jos (fig.9.46 - 9.48).

La o primă analiză a valorilor obținute pentru costuri, rezultă că parametrii abatajului complex mecanizat cu subminare, la care pasul de subminare este de $1,25$ m (corespunzând la două cicluri de „tăiere-ripare-pășire”), ar fi: $l_p=200$ m; $l_{ab}=130$ m; $h_b=20$ m.

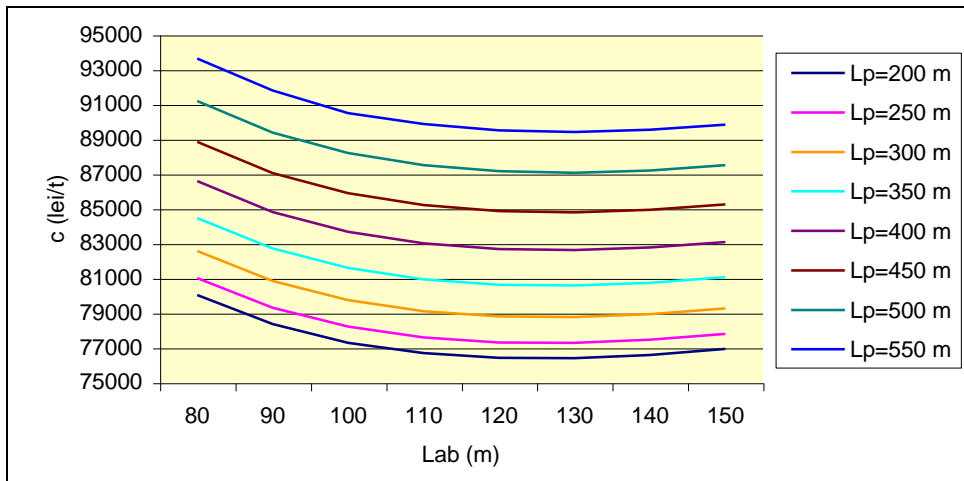


Fig.9.46. Variația costurilor în cazul abatajelor frontale cu subminare complex mecanizate (pentru un pas de subminare de $1,25$ m și $h_b=20$ m)

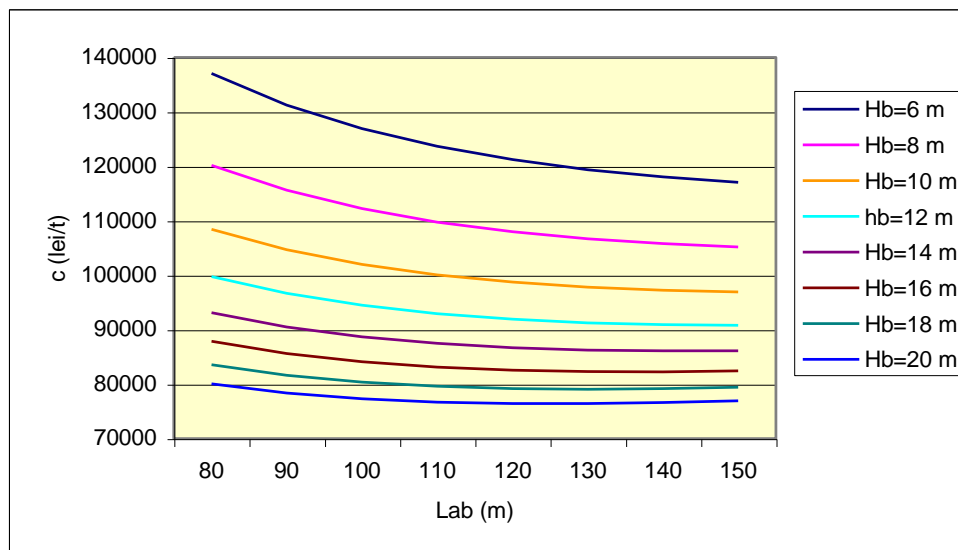


Fig.9.47. Variația costurilor în cazul abatajelor frontale cu subminare complex mecanizate (pentru un pas de subminare de $1,25$ m și $l_p=200$ m)

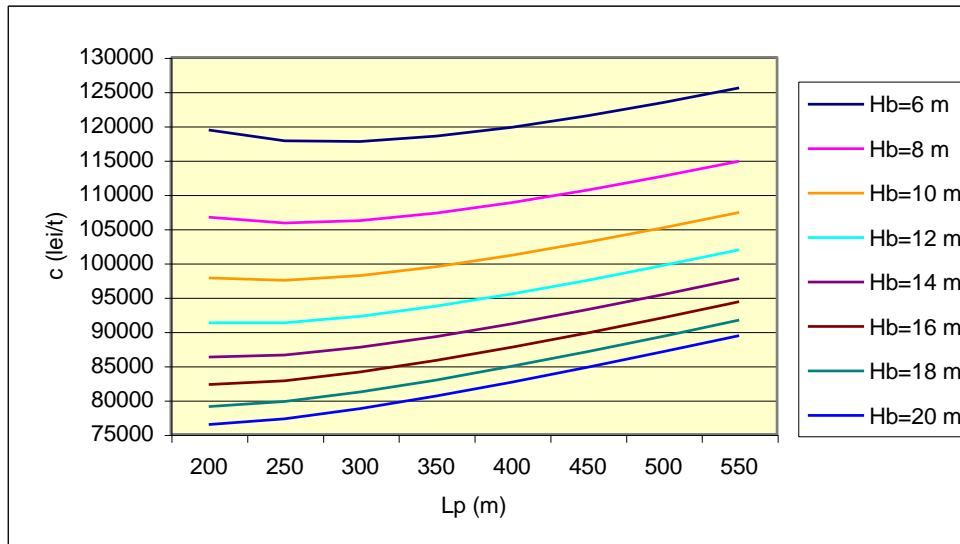


Fig.9.48. Variația costurilor în cazul abatajelor frontale cu subminare complex mecanizate (pentru un pas de subminare de 1,25m și $l_{ab}=130m$)

În același timp, se remarcă faptul că, pentru lungimea câmpului de abataj pe direcție (l_p) precum și pentru lungimea frontului de abataj (l_{ab}), există intervale de valori pentru care variația costului unitar al exploatării se află în intervalul 0-10 %.

Pentru a decide asupra valorilor optime ale celor trei parametri trebuie să se țină seama de variația altor indicatori care caracterizează abatajul, respectiv de: variația producției medii zilnice, ΔQ ; variația vitezei zilnice de avansare, ΔV_z ; variația duratei ciclului, ΔT_c ; variația costurilor unitare, Δc ; pierderile de cărbune în spațiul exploatat.

Astfel că, pentru acest caz, domeniile valorilor celor trei parametri caracteristici ai abatajului, vor fi: 1) $l_p = 200, 250, 300$ și $350m$, pentru care (în cazul când $l_{ab} = 130m$ și $h_b = 20m$) $\Delta c = 4179lei/t$; 2) $l_{ab} = 100, 110, 120, 130, 140$ și $150m$, pentru care (în cazul când $l_p = 200m$ și $h_b = 20m$) $\Delta c = 9011lei/t$; 3) $h_b = 10, 12, 14, 16, 18$ și $20m$, pentru care (în cazul când $l_p = 200m$ și $l_{ab} = 130m$) $\Delta c = 21400lei/t$.

Variația indicatorilor menționați, funcție de cei trei parametri tehnici principali ai abatajului, se prezintă în modul următor (fig. 9.49 și 9.50):

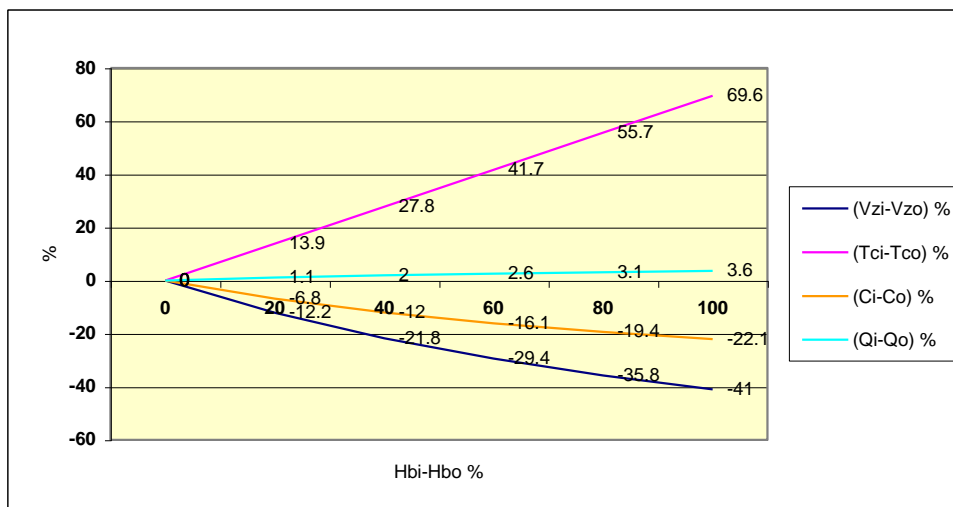


Fig.9.49. Variația vitezei de avansare V_z , a duratei ciclului T_c , a costurilor c și a producției Q funcție de grosimea bancului subminat h_b (pentru $l_{ab}=100m$, $l_p=300m$ și $b_s=1,25m$)

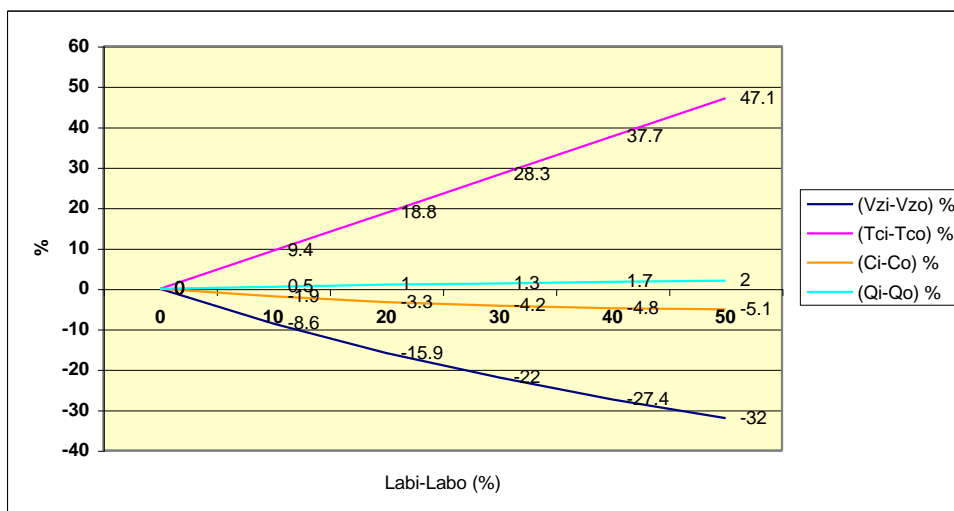


Fig.9.50. Variația vitezei zilnice V_z , a duratei ciclului T_c , a costurilor c și a producției Q funcție de lungimea frontului l_{ab} (pentru $l_p=300m$, $b_s=1,25m$ și $h_b=10m$)

Pentru un pas de subminare de 1,9 m

Similar cazului prezentat anterior, pentru acest caz, domeniile de valori ale celor trei parametri caracteristici abatajului vor fi (fig.9.51 – 9.53): 1) $l_p = 200, 250, 300$ și 350 m, pentru care (în cazul $l_{ab} = 130$ m și $h_b = 20m$) $\Delta c = 2973$ lei/t; 2) $l_{ab} = 100, 110, 120, 130, 140$ și 150 m, pentru care (în cazul $l_p = 200$ m și $h_b = 20$ m) $\Delta c = 1\ 310$ lei/t; 3) $h_b = 10, 12, 14, 16, 18$ și $20m$, pentru care (în cazul $l_p = 200m$ și $l_{ab} = 130$ m) $\Delta c = 2\ 642$ lei/t.

Variația vitezei de avansare, a duratei ciclului, a producției și a costurilor unitare funcție de cei trei parametri tehnico-economici principali ai abatajului este prezentată în figurile 9.54 și 9.55.

Influența gradului de recuperare a cărbunelui și a diluției asupra costurilor exploatării rezervei câmpului de abataj

Pentru stabilirea influențelor pe care le au gradul de recuperare a cărbunelui η și diluția $D\%$ asupra costurilor de exploatare, pentru cazul abatajelor frontale cu subminare dotate cu susținere mecanizată (în condițiile asigurării unui pas de subminare de 1,25m (pentru valorile: $h_b = 10m$; $l_{ab} = 130$ m; $l_p = 200m$; $\eta = 90, 80, 70, 60$ și 50% ; $D\% = 10, 20, 30$ și 40%) s-a obținut reprezentarea grafică conținută în figura 9.56.

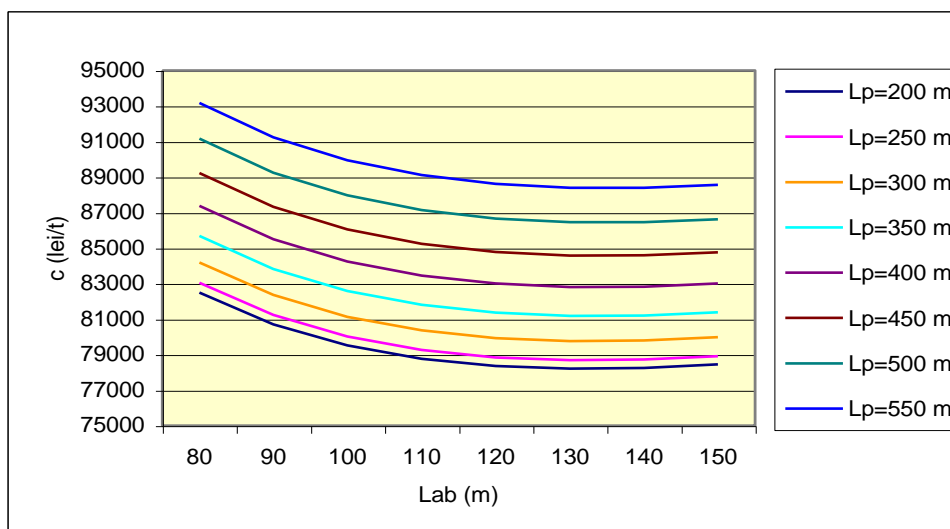


Fig.9.51. Variația costurilor în cazul abatajelor frontale cu subminare complex mecanizate (pentru un pas de subminare de 1,9m și $h_b = 20m$)

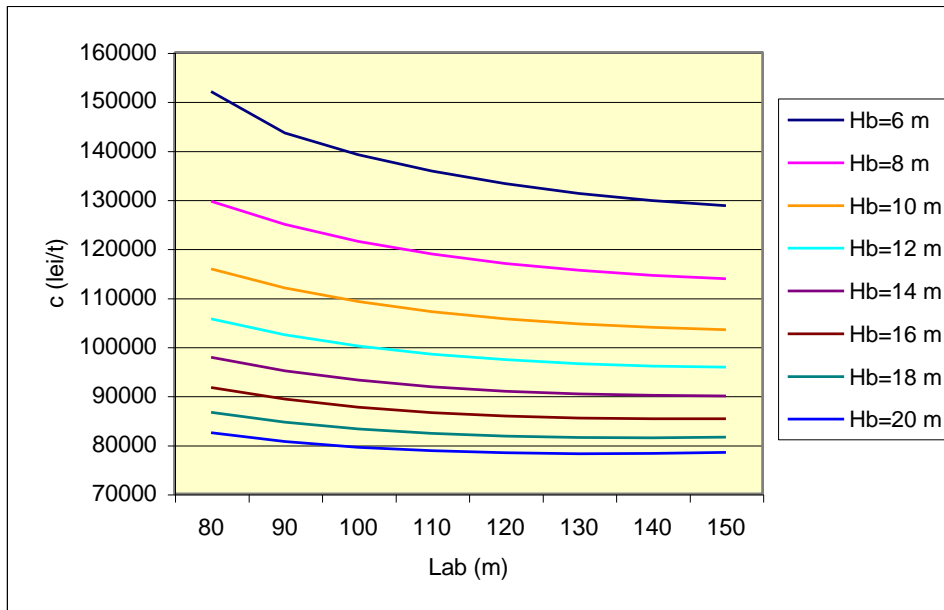


Fig.9.52. Variația costurilor în cazul abatajelor frontale cu subminare complex mecanizate (pentru un pas de subminare de 1,9m și $l_p=200m$)

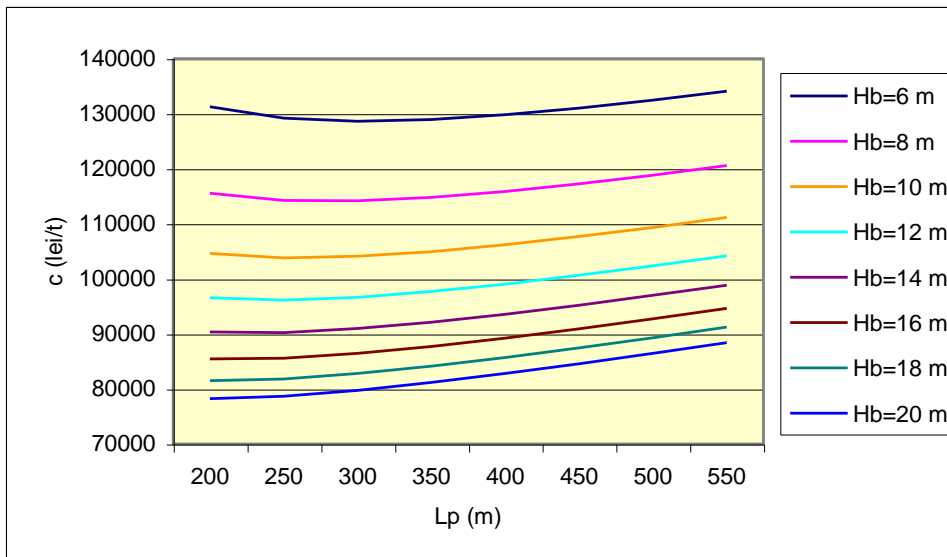


Fig. 9.53. Variația costurilor în cazul abatajelor frontale complex mecanizate (pentru un pas de subminare de 1,9m și $l_{ab}=130m$)

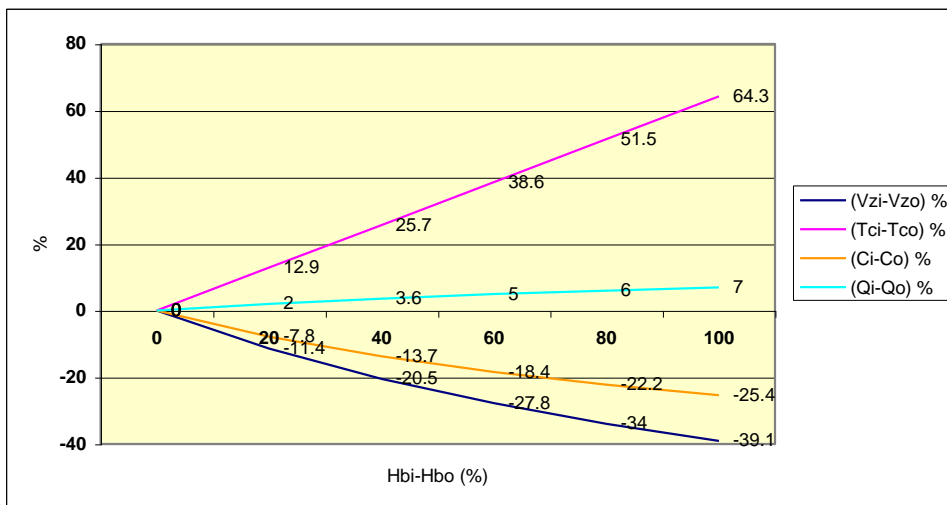


Fig.9.54. Variația vitezei de avansare V_z , a duratei ciclului T_c , a costurilor c și a producției Q funcție de grosimea bancului subminat h_b (pentru $l_p=200m$, $l_{ab}=100m$ și $b_s=1,9m$)

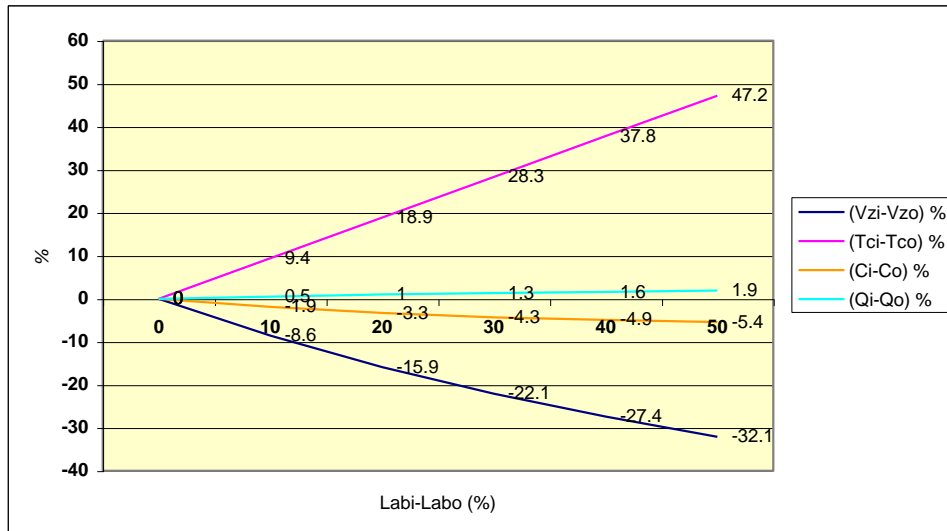


Fig.9.55. Variația vitezei de avansare V_z , a duratei ciclului T_c , a costurilor c și a producției Q funcție de lungimea frontului l_{ab} , (pentru $l_p=300\text{m}$, $h_p=10\text{m}$ și $b_s=1,9\text{m}$)

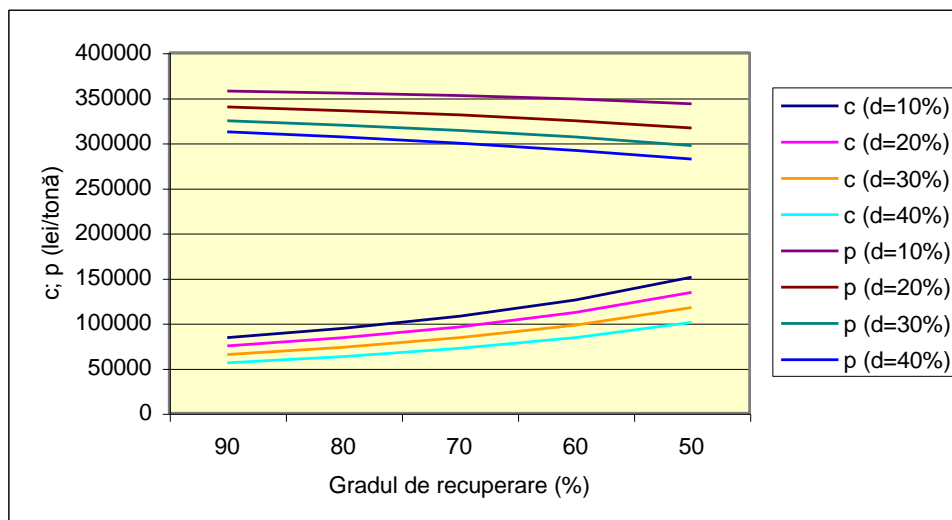


Fig.9.56. Variația costurilor c și a prețului de livrare p funcție de diluție și de gradul de recuperare a cărbunelui

9.1.4.3. Analiza funcției costurilor

Pe baza datelor și graficelor prezentate la nivelul punctului 9.4 se pot stabili următoarele (Onica & Chiril, 2005):

1) În cazul acestui tip de abataj frontal cu subminare, cea mai mare influență asupra costurilor de producție o are grosimea bancului subminat. Acest fapt se explică prin consumul extrem de redus de forță de muncă necesară pentru evacuarea cărbunelui din banc (un banc subminat de grosime mare conduce la o reducere substanțială a cheltuielilor cu lucrările de pregătire și întreținere, precum și la o reducere importantă a cheltuielilor cu energia și materialele). În același timp, lungimea câmpului de abataj pe direcție are cea mai mică influență asupra valorii costurilor de producție.

2) În condițiile abatajelor frontale cu subminare dotate cu complexe mecanizate, care au aceeași valoare pentru cei trei parametri luați în considerare, costurile sunt mai reduse în cazul unui pas de subminare de 1,25m (care corespunde la două fâșii tăiate cu combina), față de un pas de subminare de 1,9m (egal cu trei fâșii tăiate cu combina).

3) Variația lungimii liniei de front, în cazul abatajelor frontale complex mecanizate cu subminare, are o influență destul de redusă asupra costurilor. Însă, creșterea lungimii liniei de front influențează decisiv viteza de avansare a abatajului, precum și durata ciclului, având un impact negativ asupra modului de manifestare a presiunii miniere în abataj. Indiferent de valoarea pasului de subminare, creșterea cu 50% a lungimii liniei de front (de la 100 la 150m) conduce la o creștere cu 47% a duratei ciclului, la o scădere a vitezei de avansare cu 32%, la o scădere a costurilor cu numai 5 % și la o creștere a producției zilnice cu doar 2 %. În aceste condiții, este de preferat ca, în cazul abatajelor frontale cu subminare dotate cu susținere mecanizată, lungimea frontului să fie limitată la 100-110m.

4) Grosimea bancului subminat influențează într-o mai mare măsură costurile de exploatare; dar, trebuie subliniat faptul că, în același timp, are o influență foarte mare asupra duratei ciclului și a vitezei de avansare. Așadar, creșterea grosimii bancului subminat de la 10 la 20m (respectiv cu 100%) conduce la o creștere a duratei ciclului cu 65-70%, o scădere a vitezei de avansare cu 32-34%, o creștere a producției zilnice cu 4-7% și o scădere a costurilor cu 22- 25%. Ținând cont de faptul că, o grosime mare de banc conduce în același timp și la valori mari ale pierderilor de cărbune în spațiul exploatat, precum și la înrăutățirea calității producției, este de preferat ca acest parametru să fie menținut în intervalul 10-12m. Creșterea costului de exploatare poate fi compensată de realizarea unui grad mai mare de recuperare a cărbunelui, printr-un preț de livrare mai ridicat, corespunzător unei calități mai bune a producției extrase.

5) Diluția și gradul de recuperare a cărbunelui influențează în mod decisiv costurile de exploatare, în sensul creșterii acestora concomitent cu scăderea gradului de recuperare și creșterea diluției (ceea ce înseamnă scăderea prețului de livrare a cărbunelui către beneficiari datorită înrăutățirii semnificative a calității cărbunelui extras).

9.2. Perfecționarea sistemelor de deschidere, pregătire și exploatare a zăcămintelor de cărbuni, în vederea creșterii capacităților de producție

9.2.1. Dezvoltarea capacităților de producție la minele de cărbuni din Valea Jiului – studiu de caz, E.H. Lonea

În vederea creșterii capacităților de producție a minelor din Valea Jiului, considerate viabile, conducerea societății C.E.T. Hunedoara a luat decizia de realizare a unui program de investiții. Pentru aceasta, a fost necesară elaborarea unor studii de fezabilitate, la unele dintre ele - respectiv, mina Lonea (Onica ș.a., 2014a) și mina Lupeni (Onica ș.a., 2014b) - a participat și autorul tezei de abilitat, în calitate de responsabil.

Lucrările au avut la bază situația actuală a minelor, pentru care au fost generate o serie de scenarii de dezvoltare posibile de aplicat, argumentate în mod detaliat din punct de vedere tehnico-științific. Având în vedere complexitatea acestor lucrări, în cele ce urmează va fi prezentată, ca exemplu, sinteza studiului de fezabilitate ce a vizat mina Lonea (Onica ș.a., 2014b), unde autorul tezei de abilitat a avut contribuții majore (cu mențiunea că toate celelalte studii sunt similare, urmărind același cuprins, impus de HG Nr.28 din 9 ianuarie 2008).

9.2.1.1. Scenariile tehnico-economice prin care pot fi atinse obiectivele proiectului de investiții de la E.H. Lonea

Scopul principal al studiului a fost stabilirea investițiilor necesare pentru creșterea capacității de producție a minei Lonea, în condițiile îmbunătățirii indicatorilor de eficiență economico-financiară a acestei unități economice miniere.

Scenariile tehnice de bază, posibile de aplicat în următoarele etape de dezvoltare a minei Lonea, sunt prezentate în cele ce urmează. În final, urma unei analize preliminare, s-a propus un scenariu considerat de noi mai avantajos din punct de vedere tehnico-economic, al protecției personalului și zăcământului (Onica ș.a., 2014a).

• SCENARIILE PROPUSE

I) EXPLOATAREA GENERALĂ A STRATELOR 3 ȘI 5

Ținând seama de condițiile geo-miniere de situare a zăcământului de la E.H.Lonea au fost identificate următoarele moduri de exploatare generală a stratelor 3 și 5:

- α) Stoparea exploatării stratului 3 și deschiderea, pregătirea și exploatarea în avans a stratului 5;
- β) Exploatarea stratului 3 și deschiderea, pregătirea și exploatarea simultană a str.5;
- γ) Exploatarea str.3 și deschiderea, pregătirea și exploatarea simultană parțială a str.5;
- δ) Exploatarea stratului 3 și abandonarea exploatării stratului 5.

II) METODEDE ȘI TEHNOLOGII DE EXPLOATARE A STRATELOR 5 ȘI 3

Exploatarea stratului 5

Metoda de exploatare: cu stâlpi lungi pe direcție, cu front lung și surparea integrală a rocilor din acoperiș (vezi fig.6.1- felia 1);

Tehnologia de exploatare: tăiere prin perforare-împușcare, susținere metalică individuală (stâlpi hidraulici cu înălțimea de 3,15m și grinzi articulate de 1,25m lungime) și transport cu transportoare de abataj de tip TR-3.

Exploatarea stratului 3

Varianta 1

A) Metodele și tehnologiile de exploatare a *Blocului II A* (extindere pe direcție 140m) și a *Blocului III B* (extindere pe direcție 178m) sunt următoarele:

a) *Metoda de exploatare:* cu banc de cărbune subminat (BS) în felii orizontale (subetaje de 7,5m: abataj de 2,5m înălțime și banc de cărbune de 5m) și abataj frontal direcțional (vezi fig.9.2);

b) *Tehnologii de exploatare cu BS:*

1. Tăierea prin perforare-împușcare, susținere individuală (stâlpi hidraulici cu înălțimea de 2,5m și grinzi articulate pentru BS de 1,25m lungime cu distanțieri) și un transportor de abataj de tip TR-3 (vezi fig.7.4);

2. Tăierea prin perforare-împușcare și susținere cu cadre pășitoare (tip GEROM sau Kopex) și un singur transportor de abataj de tip TR-3;

3. Tăierea mecanizată cu combina de abataj cu un singur tambur (de tip ESA-60L, BESA-60L sau FCM-120) și susținere cu cadre pășitoare (tip Tau Schafer) și două transportoare de abataj (unul la front – pentru combină și unul la bancul subminat de tip TR-3) – vezi fig.9.3.

B) Metodele și tehnologiile de exploatare a *Blocului II B* (extindere pe direcție 100m) și a *Blocului III A* (extindere pe direcție 385m) sunt următoarele:

a) *Metoda de exploatare:* în felii orizontale și abataj frontal direcțional, cu canal de aeraj la acoperiș, sub tavan de rezistență, cu surparea integrală a rocilor înconjurătoare (vezi fig.6.6).

b) *Tehnologii de exploatare cu surparea rocilor înconjurătoare:*

1. Tăiere prin perforare-împușcare, susținere metalică individuală (stâlpi hidraulici de 3,15m și grinzi articulate de 1,25m) și transportor de tip TR-3;

2. Tăierea mecanizată cu combina de abataj cu un singur tambur (de tip ESA-60L, BESA-60L sau FCM-120), susținere metalică individuală (stâlpi hidraulici de 3,15m și grinzi articulate de 1,25m) și transportor pentru combină.

Varianta 2

Metoda și tehnologiile de exploatare a *Blocului II A* (extindere pe direcție 140m), *Blocului II B* (extindere pe direcție 100m), *Blocului III A* (extindere pe direcție 385m) a *Blocului III B* (extindere pe direcție 178m), sunt următoarele:

a) *Metoda de exploatare*: cu banc de cărbune subminat în felii orizontale (subetaje de 7,5m: abataj de 2,5m înălțime și banc de cărbune de 5m) și abataj frontal direcțional (vezi fig.9.2);

b) *Tehnologii de exploatare cu BS*:

1. Tăierea prin perforare-împușcare, susținere individuală (stâlpi hidraulici cu înălțimea de 2,5m și grinzi articulate pentru BS de 1,25m lungime cu distanțieri) și un transportor de abataj de tip TR-3 (vezi fig.7.4);

2. Tăierea prin perforare-împușcare și susținere cu cadre pășitoare (tip GEROM sau Kopex) și un singur transportor de abataj de tip TR-3;

3. Tăierea mecanizată cu combina de abataj cu un singur tambur (de tip ESA-60L, BESA-60L, FCM-120) și susținere cu cadre pășitoare (tip Tau Schafer) și două transportore de abataj (unul la front – pentru combină și unul la bancul subminat de tip TR-3).

• ANALIZA SCENARIILOR ȘI VARIANTELOR DE METODE ȘI TEHNOLOGII DE EXPLOATARE

Alegerea exploatării generale a stratului 3 și 5 (Onica ș.a. 2014a)

α) *Stoparea exploatării stratului 3 și deschiderea, pregătirea și exploatarea în avans a stratului 5*

Acest scenariu de exploatare s-ar impune datorită faptului că exploatarea în continuare a stratului 3, cu o viteză de coborâre în adâncime, care să asigure o capacitate de producție necesară de peste 380.000tone/an, conduce implicit la compromiterea rezervelor din stratul 5, prin subminarea progresivă a acestuia, pe măsura coborârii în adâncime a nivelului de exploatare, diferențiat, pe diferite zone ale statului. Datorită faptului că deschiderea și pregătirea exploatării stratului 5 nu este realizată până la ora actuală, o parte din rezervele stratului 5 sunt deja compromise prin subminare.

Menționăm că datorită duratei relativ ridicate de realizare a deschiderii, pregătirii și punerii în exploatare a stratului 5 (de peste 24 de luni), chiar prin punerea în exploatare simultană a două panouri, la o capacitate maximă de producție de 60 000 tone/an, această producție realizată nu acoperă necesarul producției pe mină. De aceea, acest scenariu nu este aplicabil.

β) *Exploatarea stratului 3 și deschiderea, pregătirea și exploatarea simultană a stratului 5*

Ținând seama de capacitatea de producție necesar a fi realizată la nivelul minei, de peste 380 000tone/an și de necesitatea exploatării stratului 3, fără a compromite prin subminare stratul 5, din motivele prezentate la nivelul variantei I, și acest scenariu nu este aplicabil din punct de vedere tehnic.

γ) *Exploatarea stratului 3 și deschiderea, pregătirea și exploatarea simultană parțială a stratului 5*

Acest scenariu *este posibil de realizat* prin scurtarea duratei de punere în exploatare a stratului 5, (doar în zona în care este mai puțin expusă la subminare de către stratul 3 și renunțarea la o porțiune din stratul 5), printr-o bună organizare a săpării lucrărilor de deschidere și de pregătire și creșterea vitezei de execuție a lucrărilor miniere de deschidere în steril, prin utilizarea unei combine de înaintare cu atac punctiform. Astfel că, prin exploatarea simultană a stratelor 3 și 5 se poate obține o producție pe mină de cca.500 000 /an, utilizând metode și tehnologii de exploatare adecvate.

δ) *Exploatarea stratului 3 și abandonarea exploatării stratului 5*

Este un scenariu aplicabil doar în condițiile în care se dovedește că eficiența economică a exploatării parțiale a stratului 5 este foarte redusă. Calitatea foarte bună a

cărbunelui din stratul 5 și volumul rezervelor de aproape 600 000tone, face ca această rezervă să nu poate fi abandonată. De aceea și acest scenariu este exclus.

În *concluzie*, ținând seama de creșterea eficienței economice de exploatare a zăcământului, de nivelul capacității de producție necesar a fi realizată, de cel puțin 380.000tone/an și de faptul că o parte din rezerva stratului 5 a fost compromisă prin subminare, iar altă parte va fi subminată, scenariul cel mai realist care este propus pentru exploatarea zăcământului aferent EM Lonea este scenariul γ - exploatarea stratului 3 și deschiderea, pregătirea și exploatarea simultană parțială a stratului 5.

Alegerea metodei și tehnologiei de exploatare a stratului 5

Stratul 5, în condițiile minei Lonea, prezintă o înclinare medie de cca. 22° și o grosime medie de cca. 3,0m, cu lungimi ale fronturilor de abataj de 45-95m. Aceste condiții de zăcământ exclud posibilitatea utilizării tehnologiilor de exploatare mecanizată, în condiții de eficiență economică. Din cauza subminării stratului 5 de către exploatarea stratului 3, în zona estică, aferentă blocului IV, câmpurile de abataj se vor amplasa doar în zona blocului III. Rezerva exploatabilă estimată a stratului, în zona menționată, între orizonturile 250 și 360m, este de aproximativ 570 000 tone.

În condițiile de zăcământ menționate propunem exploatarea cu stâlpi lungi pe direcție, cu fronturi lungi de abataj, utilizând o tehnologie de abataj clasică, reprezentată de susținerea metalică individuală a fronturilor de abataj (cu stâlpi hidraulici de 3,15m înălțime și grinzi articulate, cu lungimea de 1250mm) și tăierea frontului de cărbune prin perforare-împușcare.

Alegerea metodelor și tehnologiilor de exploatare a stratului 3

a) Exploatarea cu banc de cărbune subminat

Se impune reducerea bancului subminat de la 7-7,5m înălțime (cât se practică acum la mina Lonea), la 4,5-5m, din următoarele considerente (vezi pct. 9.1.2): din analizele tehnico-economice de optimizare a înălțimii bancului de cărbune subminat, în condițiile exploatarei în felii orizontale, rezultă costul cel mai redus la gura abatajului pentru un BS cu o înălțime de 4-4,5m; crește gradul de recuperare a bancului subminat de la nivelul culcușului, în condițiile unei înclinări de aprox.30-32°, odată cu reducerea înălțimii bancului de cărbune; scăderea înălțimii bancului de cărbune subminat la sub 5m conduce la creșterea vitezei de avansare a frontului de abataj, ceea ce determină implicit reducerea presiunii dezvoltate asupra susținerii abatajului și lucrărilor miniere de pregătire și scăderea riscului de autoaprindere a cărbunelui în spațiul exploatat.

Extinderea redusă a câmpurilor de abataj (de sub 200m a blocurilor II A, II B și III B – mai puțin a blocului III A care are o extindere pe direcție de 385m), înclinarea redusă a stratului 3 (de sub 32°), cu șpițuri foarte lungi la culcuș și acoperiș, nu face economică echiparea abatajelor cu banc de cărbune subminat cu combine de abataj și cadre pășitoare, datorită perioadelor lungi de stagnare a abatajelor pentru echipare-dezechipare și transport de la un subetaj la altul (transport dificil pe suitorii din culcuș) și a vitezelor reduse de avansare determinate de complexe de operații de la nivelul șpițurilor (tăiere prin perforare-împușcare și susținere cu cadre de lemn). Din analizele tehnico-economice de optimizare a extinderii pe direcție a câmpurilor de abataj rezultă faptul că sub 200m, extindere a câmpului de abataj, costul cărbunelui extras la gura abatajului crește semnificativ (vezi pct.9.1).

b)Exploatarea în felii orizontale cu surparea integrală a rocilor înconjurătoare

În zonele stratului 3, respectiv Blocul IIB și IIIA, unde se aplică exploatarea în felii orizontale, extrase descendent cu surparea totală a rocilor înconjurătoare, stratul 3 are o înclinare de aproximativ 30°-32° și o extindere pe direcție a blocurilor de 100m, respectiv 380m, și o grosime orizontală (sau lungimi de front de abataj) de aproximativ 40-60m.

Având în vedere înclinarea redusă a stratului 3, extinderea șpițurilor de la acoperiș și culcuș care este foarte mare, de aproximativ 5m, ceea ce impune extracția acestora foarte dificilă (tăiere prin perforare-împușcare și susținere cu cadre de lemn), cu consum foarte mare de muncă și materiale. Datorită complexelor de operații necesar a fi realizate la nivelul

spițurilor, prezența spițurilor are impact semnificativ asupra vitezei de avansare a frontului de abataj, determinând realizarea unei producții și productivități mai reduse.

Variația importantă a grosimii orizontale a stratului, determină lungimi variabile ale frontului de abataj, de-a lungul extinderii câmpului de abataj, ceea ce ar obliga la scoaterea și introducerea periodică de secții de susținere mecanizată, operație imposibil de realizat.

Singurele tipuri de susțineri mecanizate care ar avea capacitatea de a se adapta la lungimi variabile ale frontului de abataj ar fi cadrele pășitoare, prin mărirea și micșorarea câmpurilor dintre cadre. Însă, din cauza faptului că abatajul lucrează sub tavan artificial, este imposibil ca din punct de vedere tehnic să se realizeze pre-înțepenirea susținerii între vatra și tavanul abatajului. Mai mult decât atât, în urma detensionării cadrelor de susținere, tavanul artificial, antrenat descendent de rocile surpate din tavan, va coborî odată cu grinda cadrului pășitor, ceea ce va face imposibilă pășirea acestuia spre front.

Având în vedere cele menționate mai sus, utilizarea susținerilor mecanizate, în aceste condiții de situare a stratului 3, este inefficientă, atât din punct de vedere tehnic cât și economic.

Până în prezent exploatarea stratului 3, în zonele blocurilor IIB și IIIA a fost realizată în felii orizontale, cu abataj frontal direcțional, sub tavan artificial, cu surparea integrală a rocilor înconjurătoare. Tehnologia de exploatare din abataj este reprezentată de tăierea cărbunelui prin perforare-împușcare și susținerea metalică individuală a abatajului (cu stâlpi hidraulici de 3,15m și grinzi articulate de 1,25m lungime). Deficiențele acestei metode și tehnologii de exploatare sunt următoarele: consum mare de muncă la perforarea găurilor în frontul de abataj; reducerea stabilității frontului de cărbune sub influența lucrărilor de împușcare; efort fizic și consum mare de muncă la ridicarea grinzilor și montarea stâlpilor; construcția unui tavan artificial de proastă calitate care determină apariția surpărilor de roci în abataj; producții și productivități reduse la nivelul abatajului.

Cea mai mare parte a deficiențelor menționate mai sus se pot reduce prin introducerea tavanului de rezistență (format prin montarea grinzilor articulate în vatra feliei în exploatare) la nivelul blocurilor II A și III B. Acesta se poate realiza prin extragerea unei felii de montaj, în fiecare bloc, imediat sub feliile aflate în exploatare sub tavan artificial.

• SCENARIUL RECOMANDAT

În urma analizelor tehnico-sucesive etapizate a scenariilor prezentate mai sus s-a recomandat punerea în aplicare a Scenariului 1, datorită unor avantaje foarte importante, în raport cu Scenariul al 2-lea. Avantajele Scenariului 1 recomandat sunt generate de aplicarea, în cadrul blocurilor II B și III A, a metodei de exploatare în felii orizontale cu surparea integrală a rocilor înconjurătoare sub tavan de rezistență.

9.2.1.2. Conținutul studiului de fezabilitate „Lucrări pentru dezvoltarea capacității de producție la E.M. Lonea”

La solicitarea conducerii E.H.Lonea, studiul (Onica ș.a., 2014a) a fost realizat în două variante (vezi pct.9.2.1.1), în varianta Scenariului 1, recomandat, cât și în varianta în care str.3 este exploatat integral cu banc de cărbune subminat (Scenariul 2). De asemenea, studiului a fost elaborat pentru două etape de dezvoltare a minei: etapa I, aferentă orizontului +250 și etapa a II-a, corespunzătoare dezvoltării minei la nivelul orizontului +200 (ambele, în conformitate cu Scenariile 1 și 2).

Pentru scenariile și etapele amintite, au fost proiectate următoarele componente: lucrările de deschidere, pregătire și exploatare și tehnologiile de execuție a acestora; organizarea proceselor de producție și calculul costului unității de produs, pentru fiecare tip de lucrare minieră de deschidere, pregătire și abataj; rețelele de alimentare cu energie electrică, de telegrizometrie, de alimentare cu aer comprimat și apă potabilă și rețelele de

înnămolire; transportul general și aerajul general al minei; evaluarea impactului asupra mediului.

În conformitate cu scenariile și etapele luate în considerare, au fost calculate rezervele de cărbune, aferente str.3 și str.5, pe categorii, s-au realizat hărțile structurale ale stratelor exploatabile 3 și 5 și hărțile cu schemele de deschidere, pregătire și exploatare pe strate, scenariii și etape (secțiuni verticale longitudinale și transversale; reprezentări tridimensionale perspective ale suprafeței topografice, zăcământului și lucrărilor miniere). Din punct de vedere topografic, calculele și hărțile au fost realizate în două variante, atât în sistemul de referință minier din bazinul Petroșani, denumit „Valea Jiului-58” cât și sistemul „Stereo -70” (fig.9.57,...9.61).

De asemenea, în cadrul scenariilor amintite, a fost realizată eșalonarea în timp a execuției lucrărilor miniere de deschidere, pregătire și exploatare, a producției pe abataje și a resurselor umane (pe locuri de muncă) și implicit, eșalonarea investițiilor (în lucrări miniere, instalații, mașini, utilaje, echipamente etc.).

În finalul studiului, pe cele două scenarii studiate, s-a realizat o analiza economico-financiară care a cuprins: costurile estimative ale investiției, analiza cost-beneficiu, sursele de finanțare, estimări privind forța de muncă ocupată prin realizarea investiției și principalii indicatori tehnico-economici.

Pentru a evidenția complexitatea acestui studiu menționăm faptul că la elaborarea lui a colaborat un colectiv format din 21 de specialiști, lucrarea a fost dezvoltată în 562 pag. și conține 15 anexe (studiul de fezabilitate 173 pag. + anexele 392pag.) și 50 de planșe și scheme funcționale.

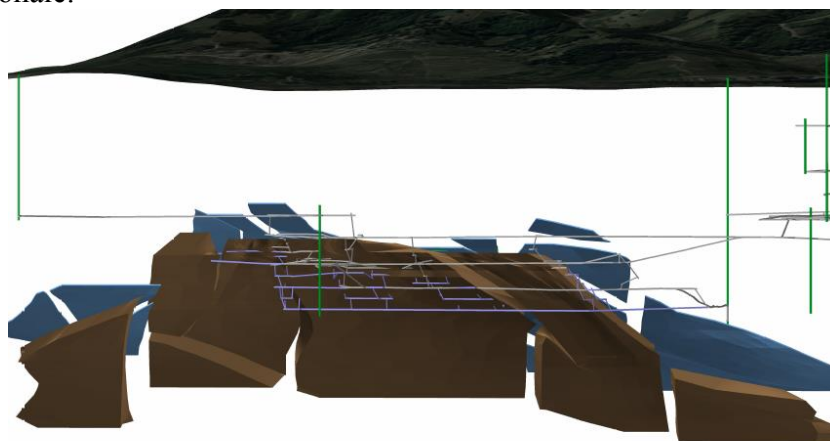


Fig.9.57. Reprezentare 3D a schemei de deschidere și de pregătire – E.H.Lonea (Onica ș.a., 2014a)



Fig.9.58. Planul de situație al deschiderii și pregătirii stratului 5 (Onica ș.a., 2014a)

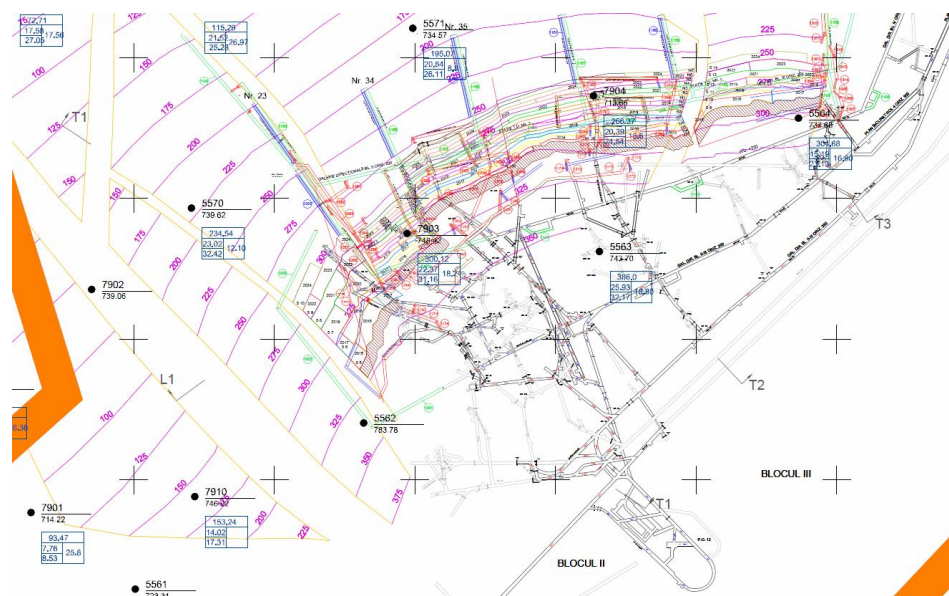


Fig.9.59. Planul de situație al deschiderii și pregătirii stratului 3 (Onica ș.a., 2014a)

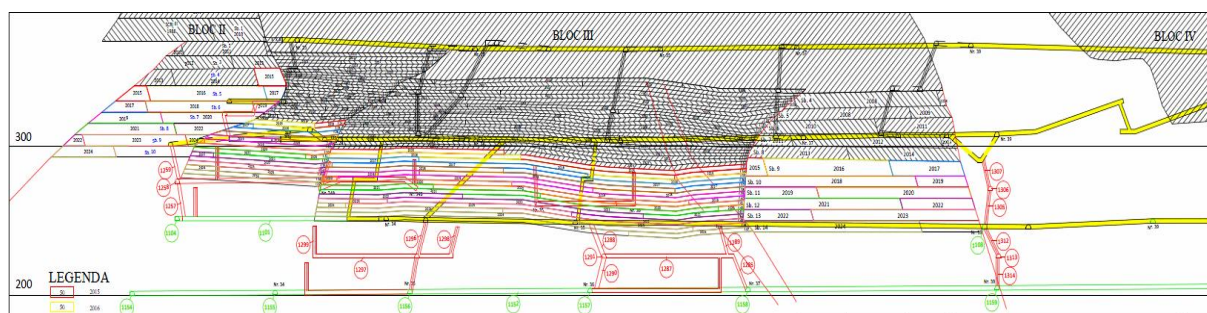


Fig.9.60. Profil longitudinal str.3 – Scenariul 1 (Onica ș.a., 2014a)

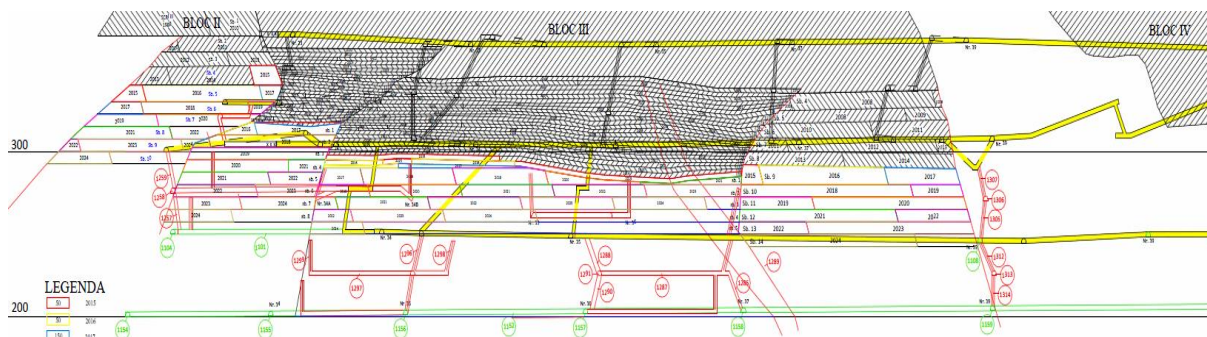


Fig.9.61. Profil longitudinal str.3 – Scenariul 2 (Onica ș.a., 2014a)

9.2.2. Perfecționarea schemelor de deschidere, pregătire și a tehnologiilor de abataj și stabilirea capacităților de producție optime pentru minele din Valea Jiului

Colectivul de la Catedra de Exploatare miniere subterane, în 3 ani succesivi, au abordat problema perfecționării schemelor de deschidere, pregătire și a tehnologiilor de abataj: în anul 1996, pentru minele Lonea, Petrila, Dâlja și Aninoasa (Oncioiu ș.a., 1996); în anul 1997, pentru minele Paroșeni, Valea de Brazi și Uricani (Oncioiu ș.a., 1997); în anul 1998, pentru minele Vulcan, Bărbăteni, Câmpu lui Neag (Oncioiu ș.a., 1998a).

Obiectivul acestor lucrări de cercetare - proiectare a fost ca, pentru fiecare mină de cărbuni din Valea Jiului, să se stabilească următoarele: cele mai adecvate scheme de deschidere și de pregătire a zăcămintului, pentru a asigura menținerea în viitor a capacităților de producție cel puțin la nivelul existent, în condiții de eficiență economică maximă; metode și tehnologii de exploatare moderne și echipamentele de abataj necesare pentru a reduce la

minim posibil costul de exploatare și a crește productivitatea muncii și gradul de securitate al personalului și al zăcămintului (Onica, 1990).

În acest scop, au fost evaluate: rezervele de cărbuni și calitatea acestora, geometria și tectonica zăcămintului și caracteristicile geo-mecanice ale cărbunelui și rocilor înconjurătoare; situația actuală a lucrărilor de deschidere și de pregătire; mașinile, utilajele și echipamentele de abataj și pentru săparea lucrărilor miniere de deschidere și de pregătire, aflate în dotarea unității economice miniere luată în studiu; evoluția principalilor indicatori tehnico-economici.

Ca o continuare a studiilor menționate, pentru unele mine de cărbuni s-au stabilit capacitățile optime de producție, din punct de vedere tehnico-economic (Oncioiu ș.a., 1998b, 1999, 2000a, 2000b).

Perspective privind perfecționarea sistemelor de exploatare subterană a zăcămintelor de cărbuni

Având în vedere faptul că minele din Valea Jiului sunt într-un program eșalonat de închidere, rezultatele lucrărilor de cercetare-proiectare, realizate până acum, pot fi utilizate pe perioada continuării activității de exploatare și, apoi, pot sta la baza întocmirii documentației de închidere a minelor.

PARTEA A II-A

CAPITOLUL 10

PLAN DE DEZVOLTARE A CARIEREI. DIRECȚII VIITOARE PRIVIND EVOLUȚIA ACADEMICĂ ȘI DE CERCETARE ȘTIINȚIFICĂ

10.1. Dezvoltarea carierei profesionale

Fiind cadru didactic al Facultății de Mine și membru al Catedrei de Inginerie Minieră și Topografie, dezvoltarea carierei profesionale poate fi previzionată în acest context și în acord cu planurile didactice și de cercetare științifică ale acestor organizații, axate pe direcțiile următoare:

- Activitate didactică;
- Activitate de cercetare științifică;
- Activitate de management universitar.

Dezvoltarea carierei este prezentată sintetic în tabelul 10.1, fiind un ghid de orientare în dezvoltarea carierei personale.

Tabelul nr.10.1. Direcțiile și obiectivele dezvoltării carierei profesionale

Direcții	Obiective	Rezultate / Ținte
1.Activitatea de cercetare științifică	1.1. Implementarea de noi metode de modelare analitică și numerică a fenomenelor geo-miniere, adaptate la specificul și complexitatea lor; 1.2. Abordarea de metode / tehnici de cercetare în teren și laborator în vederea validării modelelor numerice și analitice; 1.3. Adoptarea unor noi metode de simulare și optimizare tehnico-economică a sistemelor de producție miniere; 1.4. Identificarea problemelor importante ale industriei miniere, în vederea soluționării acestora prin diferite lucrări de colaborare; 1.5. Găsirea de soluții moderne de creștere a eficienței și calității activității de proiectarea a minelor și carierelor; 1.6. Identificarea unor posibilități diversificate de atragere de fonduri financiare din activitatea de cercetare-proiectare.	- Înființarea unui „Laborator de modelare a stabilității terenurilor și structurilor”; - Achiziționarea de echipamente moderne pentru creșterea performanțelor laboratoarelor de geo-mecanică; - Achiziționarea unui laborator mobil de investigații geo-mecanice în teren; -Dezvoltarea unui „Soft de proiectare a minelor și carierelor”; -Atestarea individuală și instituțională la Agenția Națională de Resurse Minerale; - Extinderea colaborării cu unitățile economice miniere din țară și cu diferite instituții / organizații internaționale; -Valorificarea mai eficientă din punct de vedere economic a patentelor și a lucrărilor de creație tehnico-științifică; -Publicarea de articole în reviste cotate ISI cu factor de impact; -Creșterea volumului de fonduri financiare atrase din activitatea de cercetare-proiectare;

		-Implicarea activă în creșterea prestigiului Universității din Petroșani la nivel național și internațional.
2. Activitatea didactică și academică	<p>2.1. Implementarea unor oferte educaționale noi, adaptate la piața muncii și la exigențele internaționale;</p> <p>2.2. Coordonarea de lucrări de doctorat pe teme de cercetare aprofundată, în interesul Universității și al organizațiilor economice;</p> <p>2.3. Dezvoltarea prestigiului Specializării Inginerie minieră la nivel național și internațional;</p> <p>2.4. Utilizarea de tehnici de predare adaptate la noile cerințe ale studenților și organizațiilor economice.</p>	<p>-Îmbunătățirea ofertelor educaționale de licență și masterat, în domeniul minier, adaptate la nivel internațional, cu predare în limba engleză;</p> <p>-Publicarea de cărți de specialitate/ manuale, de nivel științific superior, în limba engleză, la edituri de prestigiu internațional;</p> <p>-Creșterea gradului de valorificare științifică și economică a creației tehnico-științifice a tezelor de doctorat;</p> <p>-Recâștigarea identității de școală superioară minieră a Universității din Petroșani;</p> <p>-Contribuții la creșterea vizibilității Universității din Petroșani și al gradului ei de ierarhizare în învățământul superior;</p> <p>- Îmbunătățirea nivelului de pregătire profesională a studenților și adaptarea la cerințele actuale ale pieței muncii.</p>

Următoarele propuneri ar putea contribui la dezvoltarea activității de cercetare științifică aprofundată și la creșterea prestigiului Universității din Petroșani:

A) Dezvoltarea unui „*Laborator de modelare a stabilității terenurilor și structurilor*”, care va avea ca obiective principale extinderea ariei de cercetare științifică aprofundată și creșterea calității lucrărilor de cercetare, atât în ceea ce privește lucrările contractate cu diferite organizații economice cât și lucrările de doctorat și masterat. De asemenea, acest laborator va avea un impact pozitiv și asupra creșterii gradului de utilizare al Laboratoarelor de geo-mecanică ale Facultății de mine.

Softurile CESAR-LCPC, versiunea 4, cu pre și post-procesoarele Cleo2D și Cleo3D (Opțiunea C0: Mecanică statică liniară și neliniară & Difuziune) cu licența aparținând UP, vor constitui baza de constituire a „Laboratorului de modelare” și apoi achiziționarea versiunii 6 a acestui program, cu opțiuni diversificate.

Pentru dezvoltarea în viitor a acestui laborator este necesară achiziționarea următoarelor programe dezvoltate de ITASCA Consulting Group, Inc:

UDEC - *Universal Distinct Element Code* - și 3DEC (*Distinct - Element Modeling of Jointed and Blocky Material in 2D/3D*);

FLAC - *Fast Lagrangian Analysis of Continua* - și FLAC3D (*Explicit Continuum Modeling of Non-linear Material Behaviour in 2D/3D*);

PFC2D - *Particle Flow Code* - și PFC3D (*General Purpose Distinct - Element Modeling Framework in 2D/3D*).

Cu ajutorul programelor amintite mai sus, pot fi abordate următoarele probleme de cercetare științifică aprofundată, care se pot constitui în subiecte pentru teze de doctorat sau/și lucrări de masterat:

1) Analiza (prognoza) influenței exploatarei subterane asupra suprafeței terenului de la zi (respectiv, determinarea principalilor parametri de deformare) și a stării de tensiune-deformare a masivului de roci acoperitoare - în condițiile exploatarei: zăcămintelor de cărbuni cu înclinare mică, medie sau mare (cu camere și pilieri, cu surpare, cu rambleiere, cu banc de cărbune subminat); a zăcămintelor filoniene cu înclinare mare (exploatate cu rambleiere sau înmagazinare) sau a corpurilor groase de minereu cu înclinare mică extrase cu camere și

pilieri; a zăcămintelor de sare exploatare cu camere și pilieri mici pătrați sau prin dizolvare; studiul stabilității unor pilieri principali de siguranță existenți sau dimensionarea pilierilor principali de siguranță în faza de proiectare, în condițiile prezentate mai înainte, (pilierii puțurilor principale, pilierii de siguranță ai unor obiective situate la suprafață – cursuri de apă, lacuri, căi ferate, drumuri, conducte, clădiri etc.);

2) Optimizarea geometriei camerelor și a pilierilor de exploatare în cazul extragerii zăcămintelor de cărbuni, minereuri metalifere sau nemetalifere (sare gemă, roci ornamentale și materiale de construcție etc.);

3) Analiza (prognoza) stabilității pilierilor de protecție ai lucrărilor miniere de pregătire, aflate în zona influență a exploatării, sau dimensionarea acestora în faza de proiectare;

4) Determinarea stării de tensiuni și deformații, dezvoltată în jurul fronturilor de abataj în vederea dimensionării susținerilor din abataj și a susținerii lucrărilor miniere de pregătire;

5) Dimensionarea susținerilor ancorate și analiza stabilității masivului de roci ancorate în condițiile aplicării acestora la susținerea excavațiilor miniere subterane, pantelor sau taluzelor de carieră;

6) Dimensionarea susținerilor galeriilor, tunelurilor, lucrărilor hidrotehnice subterane și a altor excavații subterane și analiza stabilității acestora în condițiile unor solicitări statice sau / și dinamice generate de seisme naturale sau induse;

7) Analiza stării de tensiune-deformare și a balisticii masivelor dislocate de încărcături explozive;

8) Studiul curgerii materialelor granulare (minereurilor abatare) în spațiul exploatat și în buncăre sau silozuri;

9) Analiza stabilității pantelor, taluzurilor definitive și de exploatare, constituite din roci tari și fisurate sau în roci moi, situate sub influența tensiunilor statice gravitaționale și a sarcinilor dezvoltate de diferite utilaje, echipamente și construcții și sub influența sarcinilor generate de undele seismice naturale sau induse de detonarea încărcăturilor explozive sau de ruperea explozivă a rocilor;

10) Studiul comportării masivului de roci sub influența sarcinilor hidrodinamice generate de acumulările acvifere subterane;

11) Analiza termo-mecanică a stării de tensiune-deformare și a stabilității excavațiilor miniere subterane sub influența emisiilor termice generate de deșeurile radioactive depozitate în spațiile subterane;

12) Determinarea stabilității haldelor de steril sau depozitelor de deșeuri industriale;

13) Studiul stabilității iazurilor de decantare sub influența solicitărilor gravitaționale, seismice și hidrodinamice;

14) Analiza stabilității terenurilor afectate de prezența cavernelor naturale, peșterilor și a golurilor de dizolvare;

15) Determinarea deformării terenului de la suprafață în urma asecării unor formațiuni acvifere;

16) Analiza stabilității unor construcții subterane de inginerie civilă (parkinguri subterane, construcții de metrou, tuneluri de c.f. sau tuneluri rutiere) și dimensionarea susținerii acestora sub influența unor sarcini statice sau dinamice.

B) Crearea și dezvoltarea unui „Soft de proiectare a minelor și carierelor” reprezintă o acțiune pe termen lung, care poate conduce la obținerea următoarelor avantaje: coagularea cadrelor didactice de diferite specialități, a doctoranzilor, masteranzilor și studenților în jurul unui proiect științific important, cu impact asupra creșterii nivelului lor profesional; obținerea unui produs informatic care poate fi perfecționat continuu, exploatat și valorificat economic, în favoarea Universității din Petroșani. Scopul final al acestui soft este de a oferi specialiștilor soluții pentru proiecte noi, de punere în exploatare a unor zăcămintele sau pentru dezvoltarea

unora existente, având la bază principiul exploatării și valorificării zăcămintului în condiții de eficiență economică maximă.

Arhitectura acestui program va fi sistematizată pe mai multe module și submodule specializate. Acest fapt, va permite lucrul în paralel, pe mai multe teme de studiu, care pot fi abordate ca lucrări de doctorat, de exemplu: 1. Geometrizarea zăcămintelor; 2. Deschiderea zăcămintelor; 3. Pregătirea și exploatarea zăcămintelor; 4. Transportul minier; 5. Aerajul minelor ș.a. Fiecare dintre aceste module vor fi divizate în alte submodule specializate pe: a) mine de cărbuni; b) mine de minereuri; c) cariere ș.a.m.d. După finalizarea tuturor modulelor, este necesară o activitate științifică de asamblare din punct de vedere informatic a întregii arhitecturi a programului de proiectare, care poate fi subiectul unei alte teme de doctorat.

În plus față de cele prezentate mai sus, menționăm că la sfârșitul Capitolelor 2 ÷ 9 ale prezentei teze de abilitat sunt sintetizate *perspectivele* domeniilor luate în studiu, ce fac obiectul acestor capitole, din care se pot extrage diferite subiecte de cercetare - proiectare.

Ingineria minieră este o profesie foarte complexă și foarte dificilă, atât din punct de vedere al abilităților profesionale cât și din punct de vedere al mediului de lucru. De aceea, pregătirea studenților, pentru a face față acestor provocări, trebuie să fie una specială. Activitatea didactică și de cercetare efectuată cu studenții, masteranzii și doctoranzii, de la specializările cuprinse în acest domeniu, necesită multă pasiune și dedicație pentru a face orele de curs și de lucrări cât mai atractive și interactive, pentru a stimula imaginația și creativitatea.

Cercetarea aplicativă, proiectarea și cercetarea aprofundată trebuie concentrate în jurul unor laboratoare, colective de specialiști și centre de excelență, pe domeniile de interes tradiționale ale Facultății de mine și Universității din Petroșani. Autorul prezentei lucrări, datorită experienței și competențelor dobândite în producție, învățământul superior, cercetare / proiectare și cercetare aprofundată, poate constitui un vector de dezvoltare a activității didactice, academice și de cercetare din Universitatea din Petroșani.

PARTEA A III-A

III.1. Referințe bibliografice proprii

1. Arad,S., Arad,V., Onica,I., Oprina,A., Chipeșiu,F., Mitrică,B., Apostu,A., Margineanu,R. (2010a) *Stability Study for a Large Cavern in Salt Rock from Slănic Prahova*, Acta Physica Polonica, B., No.7, Vol.41/2010, pag.1791-1801.
2. Arad,V., Onica,I., Cozma,E., Vereș,I., Arad,S., Chipeșiu,F., Oprina,A., Moldovan,O. (2010b) *Study of stability and 3D model of a large cavern excavated in salt at Slanic Prahova- Annex 1*, Support for LAGUNA Design Study Interim report for Slanic (Deliverable 2.7) The LAGUNA Consortium FP7 Research Infrastructure “Design Studies” LAGUNA (Grant Agreement No. 212343), 28(62), University of Bucharest and Horia Hulubei Institute of RD for Physics and Nuclear Engineering – IFIN-HN, 14/05/2010.
3. Boyte,A., Onica,I., Bădulescu,D. (2001) *Hard rocks slope stability analysis of Roșia Poieni open-pit mining (Romania)*, Proceedings of the 14th International Conference on Automation in Mining, Tampere, Finland, 3-5 September.
4. Covaci,Ș., Oncioiu,G., Cozma,E., Onica,I. ș.a. (1985) *Studiul de stabilitate a suprafeței din zona incintei Carolina, mina Lupeni, ca urmare a influenței exploatării subterane*, Contract CMVJ, nr. 728.
5. Cozma,E., Onica,I. ș.a. (2001) *Reconsiderarea proiectului de deschidere, pregătire și exploatare a rezervelor de sare gemă de la Salina Ocnele Mari, orizonturile 209, 225 și 241*, contract U.P. cu E.M.Râmnicu Vâlcea, nr.1/2001.
6. Cozma,E., Onica,I. (2002) *Perfecționarea metodelor de exploatare cu subminare aplicate la exploatarea stratelor cu înclinare mare din Valea Jiului*, Lucrările Științifice ale Simpozionului Internațional „Universitaria Ropet 2002”, Petroșani.
7. Cozma,E., Onica,I., Goldan,T. (2006a) *Turda saline-from mining to turism*, Proceedings of International symposium on economic Geology and seventh natural symposium/20.sept, pag.66-70./ *Turda saline-from mining to turism*, R.J. of Mineralogy vol. 82, pag.66-70.
8. Cozma,E., Onica,I., Goldan,T. (2006b) *Rock Salt Deposits Mining in Romania*; Proceedings of International Conference on New Technology for Surface and Underground Mining, Kolkata (India) and Journal of Mines, Metals & Fuels, Vol.54, no.12.
9. Cozma,E., Hirean,C., Semen,C., Onica,I., Arad,V. (2006c) *Studiul fenomenelor care au generat avarierea spontană a puțului principal de extracție al Minei Baia Nouă din data de 07.08.2006*, Contract cu Sucursala Minieră Banat-Anina, Nr12/11.08. 2006.
10. Cozma,E., Hirean,C., Semen,C., Onica,I. Arad,V. (2006d, 2007a) *Study of Phenomena that Generated the Spontaneous Damage of Extraction Main well of Baia Nouă Mine from August 7, 2006 (I)*, Revista Minelor, Nr.6 (192) / 2007, pag.13-17.
11. Cozma,E., Hirian,C., Semen,C., Onica,I. (2007b) *Study of Phenomena that Generated the Spontaneous Damage of Extraction Main well of Baia Nouă Mine from August 7, 2006 (II)*, Revista Minelor, Nr.8 (194) / 2007a, pag. 21-26; (III), Revista Minelor, Nr.12 / 2007b, pag.6-9; (IV), Revista Minelor, Nr.1 / 2008, pag.11-16.
12. Cozma, E., Onica,I. (2008) *Determinarea presiunii exercitată de rambleu asupra structurii de susținere a puțului principal Anina*, Revista Minelor, Nr.9-10, pag.8-11.
13. Cozma,E. Onica,I., Hirean,C. (2009) *Stability analysis of the bell-shape room (Turda saline)*, Revista Minelor, Vol.15, Nr.9, pag,11-14.
14. Floarea D., Onica I., Cozma E., Marian D.P. (2014) *Necessity of Subsidence Phenomenon Monitoring in the case of Sustainable Development of Jiu Valley Coal Basin Conditions*, Annals of the University of Petroșani – Mining Engineering , Vol. 15, ISSN: 1454-9174, pag.65.
15. Georgescu, M., Hirian,C., Cozma,E., Onica,I. Neag,I., Goldan,T. (2005) *Studiu asupra potențialului balnear și turistic al municipiului Turda, zona Durgău – Valea Sărată*, Consiliul Local Turda, Contract internațional nr.126.
16. Hirian,C., Onica,I., Matei,I., Cozma,E. ș.a. (2004) *Analiza factorilor care au condus la producerea evenimentului din 22.05.2004, în bl.III, str.3, panoul 5, de la E.M.Uricani*, Contract U.P cu INSEMEX.
17. Iliș, N., Onica, I. (1994) *Analyse de l'influence de l'espace exploité sur les zones approchées des longues tailles d'abattages, dans les conditions des couches puissantes et pentées de charbon de la Vallée du Jiu*, III Congresso Italo Brasiliano di Ingegneria Mineraria, Verona 26-27 settembre 1994.
18. Lețu,N., Onica,I., Semen,C. ș.a. (1988) *Susținerea intersecțiilor și a galeriilor de subetaj la tehnologia de exploatare cu surpare în subetaje*, Contract IMP cu I.M.Bălan, nr.6.

19. **Lețu,N, Semen,C., Onica,I. (1989)** *Cercetări privind stabilitatea galeriilor de subetaj și a intersecțiilor la mina Fagu Cetății, în vederea alegerii celui mai adecvat tip de susținere*, Revista Mine, Petrol și Gaze, București, Vol.40, iunie.
20. **Marian, D.P., Onica,I., Cozma, E. (2011a)** *New profile function for ground subsidence assessment in the case of underground coal mining*, Revista Minelor, Vol.17, Nr.4, pag.24-33.
21. **Marian,D.P., Onica,I., Cozma,E. (2011b)** *2D and 3D Finite Element Modelling of the Jiu Valley Subsidence Phenomenon*, Annals of the University of Petroșani, Mining Engineering, Vol.12 (XXXIX), pag.18-31.
22. **Marian,D.P., Onica,I., Cozma,E. (2011c)** *Analiza de sensibilitate a parametrilor albiilor de scufundare la variația principalilor factori geo-minieri*, Revista Minelor, Vol.17, Nr.3.
23. **Marian D.P., Onica I., Cozma E., Mihuț S. (2014)** *SOCON Cavern's Stability Analysis by using Finite Element Numerical Modelling*, Annals of the University of Petroșani – Mining Engineering, Vol. 15, ISSN: 1454-9174, pag.73.
24. **Marian,D.P., Mihuț,S., Onica,I. (2015)** *Finite Element Stability Analysis of the Underground Excavations from the Ocnele Mari Saline (Romania) –ICAS 2015 – poster*.
25. **Mihăilescu,V., Onica,I., Cozma,E. (2012)** *Parameters' optimization of the longwall faces with top coal caving mining, in horizontal slices and individual support technology*, Annals of the University of Petroșani – Mining Engineering.
26. **Mihăilescu,V., Onica, I., Cozma,E. (2013a)** *Technical and Economic Optimization of the Mechanized Longwall Faces with Top Coal Caving Mining, in horizontal Slices*, Revista Minelor Vol. 19, Nr. 2/2013, pag.31-38.
27. **Mihăilescu,V., Onica,I., Cozma,E (2013b)**. *Dynamic of the technical and economic indicators of the Jiu Valley coal basin mines*, Annals of the University of Petroșani – Mining Engineering , Vol. 14, ISSN: 1454-9174, pag.15-22.
28. **Mihuț,S., Marian,D.P., Cozma,E., Onica,I. (2015a)** *Stability Analysis of the Underground Structures from the Ocnele Mari Saline*, Proceeding of the 15th International Multidisciplinary Scientific Geo-Conference & EXPO - SGEM 2015, Sofia, Bulgaria, June 16-25, ISSN: 1314-2704.
29. **Mihuț,S., Marian,D.P., Onica,I., Cozma,E. (2015b)** *Reducing Environmental Impact Generated by the Extraction of Rock Salt in Solution at the Ocnele Mari, Romania*, Proceeding of the 15th International Multidisciplinary Scientific Geo-Conference & EXPO - SGEM 2015, Sofia, Bulgaria, June 16-25, ISSN: 1314-2704.
30. **Oncioiu,G., Bădulescu,D., Cozma,E., Onica,I., Goldan,T. ș.a. (1996)** *Perfecționarea schemelor de deschidere și de pregătire, a metodelor și tehnologiilor de abataj pentru minele din Valea Jiului (Lonea, Petrila, Dâlja și Aninoasa)*, Contract U.P. cu R.A.H. România, nr.31.
31. **Oncioiu,G., Bădulescu,D., Cozma,E., Onica,I., Goldan,T. ș.a. (1997)** *Perfecționarea schemelor de deschidere, pregătire și exploatare a minelor Paroșeni, Valea de Brazi și Uricani*, Contract U.P. cu R.A.H. România, nr.32.
32. **Oncioiu,G., Bădulescu,D., Cozma,E., Onica,I., Goldan,T. ș.a. (1998a)** *Perfecționarea schemelor de deschidere, pregătire și a tehnologiilor de abataj pentru minele: Vulcan, Bărbăteni, Câmpu lui Neag*, Contract U.P. cu R.A.H. România, nr.33.
33. **Oncioiu,G., Cozma,E., Onica,I. ș.a. (1998b)** *Stabilirea capacităților de producție a minelor de cărbuni din România, în condițiile economiei de piață*, Contract U.P. cu M.C.T., nr. B1.
34. **Oncioiu,G., Cozma,E., Onica,I. ș.a. (1999)** *Stabilirea capacităților de producție optime a minelor din Valea Jiului*, Contract U.P. cu M.C.T., nr. B1.
35. **Oncioiu,G., Cozma,E., Bădulescu,D., Onica,I. (2000a)** *Stabilirea capacității de producție a minelor de cărbuni din România în condițiile economiei de piață-cerere și ofertă*, Contract cu MCT B-01.
36. **Oncioiu,G., Cozma,E., Onica,I., Goldan,T. (2000b)** *Eficacitatea economică a exploatării zăcămintelor de lignit cu putere calorică inferioară în corelație cu tendințele pe plan mondial*, Contract cu MCT, B-02.
37. **Oncioiu,G., Onica,I. (1999)** *Ground Deformation in the Case of Underground Mining of Thick and Dip Coal Seams in Jiu Valley Basin (Romania)*, Proceedings of 18th International Conference on Ground Control in Mining, 3-5 August, Morgantown, WV, USA, pp.330-336.
38. **Oncioiu,G., Onica,I., Cozma,E., Bădulescu,D. (1999)** *Studiul aplicabilității unor metode de exploatare în corelație cu condițiile de zăcământ, în vederea creșterii productivității muncii și reducerii pierderilor de exploatare în zona Băița Ștei*, Contract de cercetare, Universitatea din Petroșani cu CN.Cu Deva.
39. **Oneț,D., Semen,C., Cozma,E.,Onica,I. (2013)** *Protection of the Underground Mining Structures Against the Rock Blasting Effects in the Case of Rosia Poieni Open Pit*, Proceeding of the 13th International Multidisciplinary Scientific Geo-Conference & EXPO - SGEM 2013 Sofia, Bulgaria, June 16-22 2013, pag. 625-632; Published by STEF92 Technology Ltd., 14 Kl. Ohrdiski Blvd., Sofia.
40. **Oneț,V.D., Onica, I., Cozma,E. (2012)** *Mining Parameters Determination in the Case of the Open Pit and Underground Mining of the Roșia Poieni Copper Deposit*, Annals of the University of Petroșani, Mining Engineering, Vol.13 (XXXX), pag.35-41.

41. **Onica,I. (1990)** *Direcții de rentabilizare a exploatării zăcămintelor din bazinul carbonifer Valea Jiului*, Revista Minelor, vol.41, nr.8.
42. **Onica,I. (1991)** *Etude de la stabilité du toit des galeries quadrangulaires creusées dans des milieux stratifiés. Application aux houillères de Provence*, DEA de génie civil et minier, Nancy, octobre 1991.
43. **Onica, I. (1995)** *Contribuții la perfecționarea tehnologiilor de exploatare cu fronturi lungi de abataj a stratelor groase de cărbuni din Valea Jiului, prin utilizarea unor susțineri mecanizate adecvate condițiilor geominiere*, Teză de doctorat, Petroșani, iunie 1995.
44. **Onica, I. (2001a)** *Introducere în metode numerice utilizate în analiza stabilității excavațiilor miniere*, Editura Universitas.
45. **Onica,I. (2001b)** *Impactul exploatării zăcămintelor de substanțe minerale utile asupra mediului*, Ed.Universitas, Petroșani.
46. **Onica,I. (2006)** *Stabilitatea excavațiilor miniere subterane executate în medii stratificate*, Ed.Universitas, Petroșani.
47. **Onica,I. (2016)** *Exploatări miniere*, Ed.Universitas, Petroșani.
48. **Onica,I. ș.a. (2014a)** *Studiul de fezabilitate: „Lucrări pentru dezvoltarea capacității de producție la E.M. Lonea, jud.Hunedoara”- lot I (Etapa I și Etapa II)*, Contract nr. 4375 /2014, Societatea Complexul Energetic Hunedoara S.A.
49. **Onica,I. ș.a. (2014b)** *Studiul de fezabilitate: „Lucrări pentru dezvoltarea capacității de producție la E.H. Lupeni, jud.Hunedoara”- lot I (Etapa I și Etapa II)*, Societatea Complexul Energetic Hunedoara S.A., Contract nr. AP 4378 /10.11.2014.
50. **Onica,I., Bădulescu,D. Boyte,A. (2001)** *Roof support stability analysis of the sublevel workings in the Fagu Cetății -Bălan mine (Romania)*, Proceedings of the 14th International Conference on Automation in Mining, Tampere, Finland, 3-5 September.
51. **Onica, I., Chiril, G. (2005)** *Exploatarea cu banc de cărbune subminat în abataje frontale*, Ed.AGIR, București.
52. **Onica,I., Cozma,E. (2008a)** *Rambleierea galeriilor de coastă Sfanta Varvara și Ida în vederea asigurării stabilității terenului și drumurilor din perimetrul Cozla*, Revista Minelor, Nr.3, pag.11-16.
53. **Onica,I., Cozma,E. (2008b)** *Stress and Strain State Developed Around the Longwall Faces in the Jiu Valley Coal Basin*, Proceedings of the 21 World Mining Congress&Expo – Session 6: Coal Mining – Chances and Challenges, Krakow, pp.153-163.
54. **Onica, I. Cozma, E. (2009)** *3D Finite Element Analysis of the Rock Salt Structures Stability of the Romania Salines*, Proceedings of Eighteen International Symposium on Mine, Planning and Equipment Selection, Banff, Alberta, Canada, November 16-19.
55. **Onica,I., Cozma,E. (2013)** *Finite Element Method Analysis of the Crown Pillar Stability in the Case of the Rosia Poieni Copper Deposit*, Proceeding of the 13th International Multidisciplinary Scientific Geo-Conference & EXPO - SGEM 2013 Sofia, Bulgaria, June 16-22, pag. 477-484; Published by STEF92 Technology Ltd., 14 Kl. Ohrdiski Blvd., Sofia.
56. **Onica,I., Cozma,E., Neag,I. (2003a)** *Determination of Decalage Between two Longwall Faces, in the Case of Thick Coal Mining with Sublevel Caving*, Revista Minelor, Nr.9-10 (147-148).
57. **Onica,I., Cozma,E., Todorescu,A. (2003b)** *Analiza stabilității radierului galeriei de transport cu bandă, de la salina Ocnele Mari*, Lucrările Științifice ale Simpozionului Internațional, „Universitaria ROPET 2003”, Inginerie minieră, 16-18oct, Ed.Universitas, pag.94-98.
58. **Onica, I., Cozma, E. et al. (2005)** *Determination of Decalage Between Two Longwall Faces in the Case of Thick Coal Mining with Sublevel Caving* Proceedings of 9-th International Mining, Petroleum and Metallurgical Engineering Conference, Cairo University, February, 21-24.
59. **Onica,I, Cozma,E., Goldan,T., Chiril,G., Roșioru,I. (2006a)** *Fatal Accidents in the Top Coal Caving Mining Faces of Jiu Valley basin (Romania)*, International Conference on New Technology for Surface and Underground Mining, Kolkata (India).
60. **Onica, I., Cozma, E., Goldan, T. (2006b)** *Degradarea terenului de la suprafață sub influența exploatării subterane*, Buletinul AGIR, nr. 3, pp.14-27.
61. **Onica,I., Cozma,E., Hirean,C. (2007a)** *Studiu privind calitatea materialului de rambleu din haldele de steril din perimetrul minier Anina, necesar rambleierii lucrărilor de legătură cu suprafața*, Contract Univ. Petroșani cu S.C. Miniera Banat S.A.-Anina, nr.1.
62. **Onica,I., Cozma,E., Hirean,C. (2007b)** *Studiu privind calitatea materialului de rambleu din haldele de steril din perimetrul minier Cozla, necesar rambleierii lucrărilor de legătură cu suprafața*, Contract Univ. Petroșani cu S.C. Miniera Banat S.A.-Anina, nr.8.
63. **Onica,I., Cozma,E., Goldan,T., Bociat, M.A. (2008a)** *The Ground Surface and Roadways Stability Analysis under the Sfanta Varvara and Inda Adits Influence (Cozla Mine Perimeter-Romania)*, MicroCAD 2008, International Scientific Conference, University of Miscolc, 20-21 March 2008.
64. **Onica,I., Cozma,E., Hirian,C., Marian,P.D. (2008b)** *Creșterea atractivității turstice a zonei cu potențial balnear – lacurile sărate în zona Durgău – Valea Sărată și Salina Turda*, Contract nr.21/05.11.2008.

65. **Onica,I., Cozma,E., Oncioiu,G., Bădulescu,D. (2000)** *Utilizarea cablurilor de ancorare la exploatarea cu rambleiere a corpurilor groase de minereu (I)*, Revista minelor, nr.6, vol. 110; (II), nr.7/2000, vol.111; (III), nr.8/2000, vol.112.
66. **Onica,I., Semen,C., Cozma,E., Rusu,A. (2010a)** *Stability Analysis On The Stages of the Underground Large Excavations With the Aid of Axial-Symmetry Finite Elements*, Revista Minelor No.7.
67. **Onica,I., Semen,C., Cozma,E., Rusu,A. (2010b)** *Support Structure Stability Analysis of the Valve House of the Bottom Discharge, Răstolița Dam*, Annals of the University of Petroșani, Mining Engineering, Vol.XI, pag. 116-126.
68. **Onica, I., Cozma, E., Marian, D.P. ș.a. (2010c)** *Analiza stabilității excavațiilor subterane de la Salina Ocnele Mari*, Contract Nr.36/31, UP cu S.N.Sării S.A. București, Sucursala Râmnicu Vâlcea.
69. **Onica,I., Cozma,E., Mihăilescu,V. (2011)** *Improvement of Economic Efficiency of Longwall Mining in Short Panels in The Case of Jiu Valley Thick Coal Seams, Romania*, Proceedings of the International Multidisciplinary Scientific Geoconference, SGEM 2011, 20-25 June, Sofia-Bulgaria, 2011, Published by STEF92 Technology Ltd. Sofia-Bulgaria, pag.801-808. DOI: 10.5593/sgem2011.
70. **Onica, I., Cozma, E., Mihăilescu,V. (2013a)** *Technical and Economic Optimization of the Parameters of the Top Coal Caving Mining Method in the Jiu Valley Basin*, Proceeding of the 13th International Multidisciplinary Scientific Geo-Conference & EXPO - SGEM 2013 Sofia, Bulgaria, June 16-22 2013, pag.749-756; Published by STEF92 Technology Ltd., 14 Kl. Ohrdiski Blvd., Sofia.
71. **Onica,I., Cozma,E., Mihăilescu,V. (2013b)** *Improvement of the mechanized mining methods with surrounding rocks caving in horizontal slices, in the case of coal seam no.3 from the Jiu Valley coal basin*, Annals of the University of Petroșani – Mining Engineering, Vol. 14, pag.23-30.
72. **Onica,I., Cozma,E., Oneț,D. (2011a)** *Considerations on the mining evolution of Rosia Poieni copper deposit*, Proceeding of the 11th International Multidisciplinary Scientific Geo-Conference & EXPO - SGEM 2011, Sofia, Bulgaria, June 19-25.06., Vol.I, Section "Exploration and Mining", pag.743-750; Published by STEF92 Technology Ltd., 14 Kl. Ohrdiski Blvd., Sofia, Bulgaria.
73. **Onica, I., Semen,C., Cozma, E. (2011b)** *Stability Analysis of the Valve House of the Bottom Discharge, on the Excavation Stages, with the Aid of Axial-Symmetry Finite Elements*, Geotechnik-Kolloquium "Moderne Bodenmechanik in der Geotechnik" -im Rahmen des 62. Berg- und Hüttenmännischen Tages der TU Bergakademie Freiberg, 17. Juni 2011, Heft 2011-4, Herausgeber: H. Klapperich, pag.457-467.
74. **Onica,I., Cozma,E., Marian,D.P. (2011c)** *Analiza deformării terenului de la suprafață cu ajutorul metodei elementelor finite, în condițiile exploatării cu abataje frontale a stratului 3 – mina Livezeni*, Revista Minelor, Vol. 17, Nr.1, pag.24-33.
75. **Onica,I., Cozma,E., Marian,D.P. (2011d)** *Ground Surface Deformation as Effect of Longwall Mining of the Coal Seam No. 3 of the Livezeni Mine*, Proceeding of the 22nd International Mining Congress and Exhibition of Turkey, May 11-13, Ankara.
76. **Onica,I., Cozma,E., Marian,D.P. (2011e)** *Prediction of the Surface Subsidence in the Jiu Valley Coal Basin*, Proceeding of the 20th International Symposium on Mine Planning and Equipment Selection, Almaty, Kazakhstan, October 12-14.
77. **Onica,I., Cozma,E., Marica, D. (2011f)** *Stability of the underground rock salt support structures of the Ocnele Mari Saline (Romania)*, Proceedings of World Mining Congress & Expo, Istanbul, 11-16 September 2011, pag.259-266.
78. **Onica,I., Cozma,E., Marica, D. (2011g)** *Stability analysis of the rock salt rooms and pillars of the Ocnele Mari Saline with the aid of the 2D finite element modelling*, Annals of University of Petroșani, Mining Engineering, Vol.12 (XXXIX), pag.7-17.
79. **Onica,I., Cozma,E., Hirian,C., Georgescu,M., Marian,D. ș.a. (2011h)** *Proiect tehnic - Exploatarea sării cu combina la Salina Praid*, Contract nr.19/12.12.2011 cu SNS SA Sucursala Salina Praid.
80. **Onica, I., Cozma, E., Marian, D.P. (2011i)** *Analysis of the Ground Surface Subsidence in the Jiu Valley Coal Basin by using the Finite Element Method*, Proceeding of the 11th International Multidisciplinary Scientific Geo-Conference & EXPO - SGEM 2011, Sofia, Bulgaria, June 19-25.06. Vol.I, Section "Exploration and Mining", pag. 685-692.
81. **Onica,I., Cozma,E., Hirian,C., Georgescu,M., Marian,D. ș.a. (2012a)** *Proiect tehnic - Exploatarea sării cu combina la Salina Slănic Prahova*, Contract nr. 7858, din data 10. 07. 2012 cu SNS SA Sucursala Salina Slănic Prahova.
82. **Onica,I., Cozma,E., Marian,D. (2012b)** *Roadheaders Selection for the Technical and Geo-Mining Conditions of the Romanian Salt Mines*, Annals of the University of Petroșani, Mining Engineering, Vol.13 (XXXX), pag.42-50.
83. **Onica,I., Cozma,E., Rusu,A. (2012c)** *Stability Analysis of the Settling Underground Reservoir - Hydroelectric Arrangement of the Jiu River*, Annals of the University of Petroșani, Mining Engineering, Vol.13 (XXXX), pag.78-89.
84. **Onica,I., Cozma,E., Hirian,C., Georgescu,M., Marian,D..ș.a. (2012d)** *Proiect tehnic - Exploatarea sării cu combina la Salina Ocna Dej*, Contract nr.40/21.06.2012a cu SNS SA Sucursala Salina Ocna Dej.

85. **Onica, I., Cozma,E., Oneț,D. (2012e)** *Assessment of the Safety Factor of the Crown Pillar Between Open Pit and Underground Mining in the Case of the Roșia Poieni Copper Deposit*, Annals of the University of Petroșani, Mining Engineering, Vol.13 (XXXX), pag.63-77.
86. **Onica, I., Marian, D.P. (2012)** *Ground surface subsidence as effect of underground mining of the thick coal seams in the Jiu Valley Basin*, Archives of Mining Sciences, Vol. 57, nr. 3, pag. 547 – 577.
87. **Onica, I., Marian, D.P. (2016)** *Aplicații ale metodei elementelor finite în analiza stabilității terenurilor și structurilor subterane*, Ed.Universitas, Petroșani, 215 pag.
88. **Onica,I., Cozma,E., Hirian,C., Georgescu,M., Marian,D. ș.a. (2013)** “*Refacere susținere puț Carol, consolidare și impermeabilizare teren din jurul puțului, construcție platformă betonată și casă puț*”, Contract nr. 14512, din data 10.12.2013 cu SNS SA, Sucursala Salina Slănic Prahova.
89. **Onica,I., Cozma,E., Marian, D.P., Ștefan, N. (2014)** *Prognosis of the Maximum Subsidence and Displacement of the Ground Surface in the Jiu Valley Coal Basin Conditions*, 14th International Multidisciplinary Scientific Geo-Conference & EXPO SGEM 2014 Modern Management of Mine Producing, Geology and Environmental Protection, 17 – 23 June, Bulgaria, pag.465-472.
90. **Popa,A., Onica,I. ș.a. (1996)** *Metode și tehnologii de exploatare a zăcămintelor de substanțe minerale utile*, EDP, București.
91. **Rusu,A., Onica,I., Semen,C., Cozma,E. (2010)** *Stability Analysis on The Stages of The Valve House of The Bottom Discharge, Răstolița Dam, With the Aid of Axial-Symmetry Finite Elements*, Proceedings of International Multidisciplinary Symposium „Universitaria SIMPRO 2010”, October the 14th - 15th, Petroșani, pag.127-134.
92. **Todorescu,A., Bădulescu,D., Onica,I. (2000a)** *Expertiză tehnică, în vederea elucidării fenomenului care a condus la surparea în abatajul cu subminare din stratul 3, panoul 3, blocul V Sud, de la E.M.Lupeni*, Petroșani, 06.03.2000a.
93. **Todorescu,A., Bădulescu,D., Onica,I. (2000b)** *Creșterea înălțimii bancului de cărbune subminat la exploatarea stratelor groase din Valea Jiului, pericol de apariție a accidentelor în fronturile lungi de abataj*, Revista minelor, nr.10-11.
94. **Todorescu,A., Bădulescu,D., Onica,I. (2000c)** *Aspecte privind riscul aplicării metodei de exploatare cu banc subminat*, Lucrările Simpozionului U.P., ROPET 2000, oct.2000c.
95. **Todorescu,A., Hirian,C., Onica,I. (2000)** *Expertiză tehnică privind fenomenul care s-a produs la Mina Uricani, în abatajul frontal cu banc subminat, panoul 4, str.3, bloc III N, orizont 340, Petroșani, octombrie 2000.*
96. **Todorescu,A., Bădulescu,D., Onica,I. (2001)** *Increasing of Caved Coal Block Height: Fatal Accident Danger in the Sublevel Caving Longwall Mining Faces of Jiu Valley Coal Basin (Romania)*, Proceedings of the 7-th International Mining, Petroleum and Metallurgical Engineering Conference, Assiut University (Egypt), February 10-12.
97. **Todorescu,I., Onica,I. (2002)** *Expertizarea „Proiectului tehnic de săpare a galeriei de transport cu bandă-Salina Ocnele Mari”*, E.M.Râmnicu Vâlcea, martie 2002.
98. **Vereș,I., Arad,V., Cozma,E., Dima,N., Onica,I., ș.a. (2015)** *Studiu de cercetare privind amplasarea conductelor de transport gaze naturale în zone cu posibile fenomene de subsidență. Etapa I – Studiu privind amplasarea conductei de transport gaze naturale Bulgaria-România-Ungaria - Austria în zona de exploatare minieră Valea Jiului*, Contract nr.634.

III.2. Referințe bibliografice generale

1. **Alexescu,C., Bordea,C., Dimu,G. (2006)** *Galeria de aducțiune Livezeni-Dumitra. Decantorul subteran Livezeni. Excavații și sprijinire primară*. Documentație de execuție, S.C.Institutul de Studii și Proiectări Hidroenergetice S.A. București, Contract 5197/5300 - februarie 2006.
2. **Almășan,B. (1984)** *Exploatarea zăcămintelor minerale din România, Vol.II*, Ed.Tehnică, București.
3. **Arad,V. (1995)** *Geotehnică minieră*, Ed.Tehnică, București.
4. **Arad,V. (2008)** *Mecanica rocilor saline*, Ed.Focus, Petroșani.
5. **Atudorei,C., Bocanete,E., Miclea,P. (1971)** *Cercetarea, exploatarea și valorificarea sării*, Ed.Tehnică, București.
6. **Balci,C., Demircin, M.A., Copur,H. and Tuncdemir,H. (2004)** *Estimation of optimum specific energy based on rock properties for assessment of roadheader performance*, The Journal of The South African Institute of Mining and Metallurgy, December 2004, pp.633-641.
7. **Barczak,T.M. (1992)** *Design and Operation of Powered Support for Longwall Mining*, Mines Metals & Fuels, January 1992.
8. **Bălă,M. ș.a. (1985)** *Tehnologii de execuție a construcțiilor hidroenergetice, vol.I și II*, Ed. Tehnică, București.
9. **Bălă,M., Popa, G., Ion,M. (1981)** *Construcții hidrotehnice subterane. Calcul și execuție., Vol.I și 2*, Ed.Tehnică, București.

10. **Bektasoglu,M., Arslan,H., Stanca,S. (2012)** *Simulations of Muon Flux in Slanic Salt Mine*, Advances in High Energy Physics, Article ID 751762.
11. **Betournay, M.C. (1987)** *A Design Philosophy for Surface Crown pillars of Hard Rock Mines*, CIM Bulletin, Vol.80, No.903, pp.45-61.
12. **Betournay, M.C. e.a. (1994)** *Chimneying Disintegration Mechanisms of Hard Rock Mines*, Proc. 1st NARM Symposium., pp.987-996.
13. **Betournay, M.C. (1996)** *Lessons Learnt From Stability Analysis of Case Studies of Shallow Slopes of Hard Rock Mines*, Proc. 2nd North American Rock Mechanics Symposium Montreal, Vol. 2, pp.1849-1856.
14. **Bieniawski, Z.T. (1987)** *Strata Control in Mineral Engineering*, A.A. Balkema, Rotterdam.
15. **Bieniawski,R. (1989)** *Engineering Rock Mass Classifications*, John Wiley & Sons, New York.
16. **Birön, C., Arioglu, E. (1983)** *Design of Supports in Mines*, John Wiley & Sons, New York.
17. **Bendea,H. (2000)** *Urmărirea prin metode topografice și cavernometrice a deformațiilor determinate de golurile subterane în perimetrul minier Ocnele Mari*, Teză de doctorat, Universitatea din Petroșani.
18. **Berry,D.S. (1964)** *The Ground Considered as a Transversely Isotropic Material*, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., No.1.
19. **Berry,D.S. (1969)** *An Elastic Treatment of Ground Movement Due to Mining*, Journal of Mechanics and Physics of Solids, Part I, Vol. 8, No. 4.
20. **Bétournay,M.C., Labrie,D. (1988)** *La stabilité des chantiers supérieurs et leurs piliers de surface, Mine Eldrich: méthodes analytiques, CANMET Division Report MRL 88-17(TR)*, Energy, Mines and Resources, Canada.
21. **Bordeanu,C. (2006)** *Contribuții privind perfecționarea metodelor de exploatare pe cale solidă a sării geme de la Slănic Prahova*, Teză de doctorat, Universitatea din Petroșani.
22. **Boyte,A. (1998)** *Stabilitatea taluzurilor executate în roci tari*, Editura Infomin, Deva, pp.11-28.
23. **Brady,B.H.G., Brown,E.T. (1985)** *Rock Mechanics For Underground Mining*, George Allen & Unwin, London.
24. **Borisov,A.A. (1964)** *Rascetâ gornovo davlenia v lavah pologhiih plastov*, Izdatelstvo, Nedra, Moskva.
25. **Borisov,A.A. (1980)** *Mehanica gornîh parod massivov*, Nedra, Moskva.
26. **Borisov, A.A. (1989)** *Osnovnie zakonomernosti mehanicheskikh proșesov v litosfere (v șahtah i estestvenîh polostiah)*, Ugol, sentiabr 1989.
27. **Brady,B.H.G., Brown,E.T. (1985)** *Rock Mechanics For Underground Mining*, George Allen & Unwin, London.
28. **Brauner, G. (1973)** *Subsidence Due to Underground Mining*, US Bureau of Mines, Information Circular 8571.
29. **Briggs,H. (1929)** *Mining Subsidence*, Arnold, London.
30. **Carter, T.G. (1989)** *Design Lessons from Evaluation of Old Crown Pillar Failures*, Proc. International Conference on Surface Crown for Active and Abandoned Metal Mines, Timmins, Canada, pp. 177-187.
31. **Carter, T.G. (2000)** *An Update on the Scaled Span Concept for Dimensioning Surface Crown Pillars for New or Abandoned Mine Workings*, Golder Associates, Toronto, Canada, pp.8.
32. **Chiril,G. (2001)** *Optimizarea principalilor parametri tehnologici ai metodelor de exploatare cu subminare aplicate în condițiile stratelor groase de cărbune din Valea Jiului*, Teză de doctorat, Universitatea din Petroșani.
33. **Copur,H., Ozdemir,L., Rostami,J.** *Roadheader applications in mining and tunneling industries*, Earth Mechanics Institute, Colorado School of Mines, Golden, Colorado, 80401
<http://emi.mines.edu/papers/roadheader/roadheader6.pdf>.
34. **Cozma,E. (2002)** *Optimizarea parametrilor de exploatare a zăcămintelor stratiforme*, Editura Focus, Petroșani.
35. **Covaci,Ș. (1975)** *Exploatarea zăcămintelor de substanțe minerale utile în subteran*, Editura Tehnică București, pp.220 - 460.
36. **Covaci,St. (1983)** *Exploatări miniere subterane*, Vol.I., EDP, București.
37. **Covaci,Șt. Oncioiu,G., Cozma,E., Bădulescu,D., Hreniuc,P. (1999)** *Exploatări miniere subterane, vol.II*, Ed.Corvin, Deva.
38. **Crouch, S.L. (1973)** *Two Dimensional Analysis of near Surface, Single Seam Extraction*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, Vol. 10, No. 2.
39. **Dahl,H.D., Choy,D.S. (1973)** *Some Case Studies of Mine Subsidence and Its Mathematical Modeling*, Proc.15th Symp. Rock Mech. Custer State Park, SD., Sept.
40. **Dahl, H.D., Choy, D.S. (1974)** *Measurement and Prediction of Mine Subsidence Over Room and Pillar Workings in Three Dimensions*, Presentation at AIME Annual Meeting, Dallas, TX.
41. **Dima,A., Dima,M. (1984)** *Tehnologii moderne în construcții hidrotehnice*, Ed.Junimea, Iași.
42. **Ennour,S. (1990)** *Modélisation des galeries de grand largeur en terrain statifié*, Thèse de doctorat, Nancy.
43. **Everling, G., Jacobi,O. (1977)** *Longwall Mining in Germany: Rock Pressure and Design of Mine Layouts*, Proc. of 16th Int. Strata Control Conf. (Banff).

44. **Fodor,D.** *Exploatarea în cariere a zăcămintelor de substanțe minerale și roci utile*, Editura Corvin, Deva, 2008.
45. **Gavrașenco, E.A. (1963)** *Obobșcenie teorii Iansena i eio prilojenie*, Sbornik trudov Azis.
46. **Gehring, K.H. (1989)** *A Cutting Comparison*, Tunnels and Tunnelling, Nov. 1989, pp. 27–30.
47. **Georgescu,M. (1986)** *Optimizarea metodelor de exploatare în subteran a zăcămintelor metalifere*, Editura Tehnică, București, pp.112-122.
48. **Gherontiev, V. (1985)** *Metodâ zakladki vârabotannovo prostranstva*, Ugletehizdat.
49. **Ghoreychi,M. (1983)** *Stabilité d'exploitations partielles avec piliers en état post rupture. Application au cas des carrières souterraines de craie*, Thèse de docteur ingénieur, E.S.M.I.M. Nancy.
50. **Goel, S.C., Page, C.H. (1982)** *An Empirical Method for Predicting the Probability of Chimney Cave Occurrence over a Mining Area*. Int. F. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abst., 19, pp.325-327.
51. **Golder Associates (1990)** Report 881-1739 to Canmet on “*Crown Pillar stability Back – Analysis*”. Contract No. #23440-8-9074/02-SQ, Canada Center for Mineral and Energy Technology, pp.90.
52. **Gritsko,G.I. ș.a. (1978)** *Principiile de lucru ale susținerilor hidraulice private ca model reologic*, Fiz.-Tekh. Prob. Raz. Polez. Iskop. (în limba rusă).
53. **Grond,G.J.A. (1950)** *Disturbances of Coal Measures Strata Due to Mining Activities*, Iron Coal Trade Rev.
54. **Hancu,G., Munteanu,A., Grigoriu,C. (1984)** *C.H.E. Răstolița pe râul Mureș. Studii pentru precizarea caracteristicilor geotehnice ale rocilor din amplasamentul barajului Răstolița prin determinări pe carote și de chimism al apelor subterane (etapa II – finală)*, Contract nr.288/83, Ad.1/84, Institutul de Cercetări Hidrotehnice I.C.H. București, noiembrie 1984.
55. **Herget,G. (1988)** *Stresses in rocks*, Balkema.
56. **Hirian,C. (1981)** *Mecanica rocilor*, Editura Didactică și Pedagogică, București.
57. **Hirian,C, Deak,G., Georgescu,M., Deak, Ș. (2005)** *Exploatarea sării geme din România în secolul 21 pe principii ECOMINING*, Ed.Estfalia, București.
58. **Hirian,C., Georgescu,M. (2009)** *Stabilitatea salinelor vechi din România*, Editura Universitas, Petroșani.
59. **Hirian,C., Georgescu, M. (2012)** *Stabilitatea salinelor vechi din România-condiție a utilizării lor pentru diverse domenii*, Editura Universitas ediția a II-a.
60. **Hoeck,E. (1989)** *A Limit Equilibrium Analysis of Surface Crown Pillar Stability*, Proc. Int. Conf. on Surface Crown for Active and Abandoned Metal Mines, Timmins, Canada, pp. 3-13.
61. **Iliaș,N., Zamfir,N., Kovacs,F., Koronka,F., Radu,S., Radu,O. (1993)** *Mașini miniere. Exemple de calcul*, Ed. Tehnică, București, pag.289-292.
62. **Jacobi, O. (1966)** *The Increase Of Roof Flaking In Longwell Faces As A Result Of Working Under Pillar Edges And Abutment of Adjacent Workings*, Int. J. Rock Mech. Sci., 3.
63. **Jacobi, O. (1981)** *Praxis der Gebirgsbeherrschung*, Verlag Glückauf GmbH, Essen.
64. **Jeremic, M.L. (1985)** *Strata Mechanics in Coal Mining*, A.A.Balkema, Rotterdam.
65. **Jeremic,M.L. (1987)** *Ground Control in Hard Rock Mining*, A.A.Balkema, Rotterdam, Brookfield.
66. **Josien, J.P. (1972)** *The Functioning of Supports and Their Effect on Roof Behavior on the Face*, Proc. 5th Int. Strata Conf., London.
67. **Josien, J.P. (1974)** *Contrôle des terrains dans l'exploitation par taille*, Thèse, Nancy, juin 1974.
68. **Krâlov et al. (1973)** *Razrabotka mocinîh pologihîh plastov*, Izdatelstvo Nedra, Moskva.
69. **Kvapil,R. (1982)** *The Mechanics and Design of Sublevel Caving Systems*, Underground Mining Methods Handbook, W.A.Hustruuld editor, A.I.M.M.P.E.I., New York.
70. **Lane,W.T., Roberts, J.H. (1929)** *The Principles of Subsidence and the Law of Support*, Knopf, London.
71. **Mahmoud,Y.S.E. (1974)** *Analyse de l'influence des différents paramètres d'exploitation et facteurs naturels sur le comportement des terrains dans l'exploitation par longues tailles*, Thèse, Nancy, juillet 1974.
72. **Mahno,E.I. (1985)** *Voprosâ razrabotki krutopadaiușcih plastov uglia s primeneniem scitovoi krepî*, Ugletehizdat.
73. **Mandel,J. (1959)** *Les calculs en matière de pression des terrains*, R.I.M., Janv. 1959.
74. **Marian,D.P. (2011)** *Analiza stabilității terenului de la suprafață sub influența exploatării stratelor de cărbuni, cu nclinare mică și medie din bazinul Văii Jiului*, Teza de doctorat, Universitatea din Petroșani.
75. **Marian,D.P. (2012)** *Urmărirea topografică și analiza deformării suprafeței terenului afectat de exploatarea subterană*, Ed.Universitas, Petroșani.
76. **Marian,D.P., Mihuț,S., Onica,I. (2015)** *Finite Element Stability Analysis of the Underground Excavations from the Ocnele Mari Saline (Romania)* –ICAS 2015 – poster.
77. **Marshall, G.J., Berry., D.S. (1967)** *Calculation of the Stress Around an Advancing Longwall Face in Viscoelastic Ground*, Proceedings, 1st Congress International Society of Rock Mechanics, Vol. II.
78. **Mera,O.** *Studiul formațiunii cu sare din nord-vestul municipiului Turda. Implicațiile prezenței și valorificării sării asupra mediului*, Teză de doctorat, Universitatea „Babeș Bolyai” Cluj-Napoca.

79. **Mihuț, S. (2015)** *Cercetări privind dirijarea controlată a prăbușirii rocilor din planșeul golurilor rezultate în urma exploatării prin dizolvare a zăcămintelor de sare gemă*, Teză de doctorat, Universitatea din Petroșani.
80. **Mihăilescu, V. (2013)** *Perfecționarea metodelor de exploatare în cazul stratelor groase cu înclinare mare aplicate în bazinul minier Valea Jiului*, Teză de doctorat, Universitatea din Petroșani.
81. **Miletici, A.F. (1962)** *Utieciki vozduha v šahtah*, Nedra, Moskva.
82. **Miletici, A.F. (1968)** *Utieciki vozduha i ih rascet pri provietrivani šaht*, Nedra, Moskva.
83. **Mitrică, B. ș.a. (2011)** *Measurements of the atmospheric muon flux in the underground of Slănic Prahova Salt Mine*, U.P.B. Sci. Bull., Series A, Vol. 73, Iss. 3.
84. **Mocanu, D.R. (1980)** *Rezistența materialelor*, Ed. Tehnică, București.
85. **Moldovan, O. (2010)** *Studiul metodelor și tehnologiilor de exploatare pe cale uscată a sării geme la Ocna Dej în vederea creșterii coeficientului de extracție și a asigurării stabilității elementelor de rezistență pilieri-planșee*, Teză de doctorat, Universitatea din Petroșani.
86. **Nicula, I., Oneț, T. (1982)** *Beton armat*, EDP, București.
87. **Oncioiu, G. (1985)** *Influența exploatării subterane asupra terenului de la suprafață*, în cap. XVI, *Mecanica rocilor—Manualul inginerului de mine*, Vol. II, Editura tehnică, București, 1985.
88. **Ortelecan, M. (1997)** *Studiul deplasării suprafeței sub influența exploatării subterane a zăcămintelor din Valea Jiului, zona estică*, Teză de doctorat, Universitatea din Petroșani.
89. **Ortelecan, M., Pop, N. (2005)** *Metode topografice de urmărire a comportării construcțiilor și terenurilor înconjurătoare*, AcademicPres, Cluj-Napoca.
90. **Pariseau, W.G., Dahl, H.D. (1970)** *Mine Subsidence and Model Analysis*, Transaction, AIME, Vol. 241, New York.
91. **Pascariu, I. (1985)** *Elemente finite. Concepte. Aplicații*, Ed. Militară, București.
92. **Peng, S.S. (1978)** *Coal Mine Ground Control*, John Wiley&Sons, New York.
93. **Peng, S.S. (1986)** *Coal Mine Ground Control*, John Wiley&Sons, New York.
94. **Peng, S.S., Chen, D.W. (1981)** *Analysis of Surface Subsidence Parameters Due to Underground Longwall Mining in the Northern Appalachian Coalfield*, Department of Mining Engineering, West Virginia University, TR 81-12, 22p.
95. **Peng, S.S., Chiang, H.S. (1984)** *Longwall Mining*, John Wiley&Sons, New York.
96. **Peng, S.S., Hsiung, S.M., Jiang, J.M. (1987)** *Method of Determining the Rational Load Capacity of Shield Support at Longwall Faces. North American Experiences*, Mining Engineering, October 1987.
97. **Piguet, J.P. (1974)** *La mécanique des terrains dans les couches puissantes des charbonnages*, Thèse, Nancy.
98. **Piguet, J.P. (1983)** *La modélisation en mécanique des terrains et son application à l'exploitation minière*, Thèse docteur es sciences, Nancy.
99. **Pitsilis, J. (1969)** *The Roof Behaviour and the Role Of Mechanized Support with a High Support Resistance*, Proc. Commission on Strata Control Of the European Commission for Coal and Steel, Luxemburg.
100. **Plewman, R.P., Deist, F.H., Ortlepp (1969)** *The Development and Application of a Digital Computer Method for the Solution of Strata Control Problems*, Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy, Vol. 70, No. 2.
101. **Popa, A., ș.a. (1977)** *Considerații asupra dimensionării pernei de protecție la metodele de exploatare cu surpare*, Revista Mine, Petrol și Gaze, nr. 1, București.
102. **Popescu, A. (1971)** *Asupra unor probleme ale dirijării presiunii miniere la exploatarea stratului 3 din Valea Jiului*, Teză de doctorat, Petroșani.
103. **Popescu, G. (2012)** *Perfecționarea metodelor actuale de monitorizare a mișcării suprafețelor în zonele miniere*, Teză de doctorat, Universitatea din Petroșani.
104. **Popescu, A., Todorescu, A. (1982)** *Mecanica rocilor în minerit*, Ed. Tehnică, București.
105. **Prișcu, R. (1982)** *Construcții hidrotehnice*, vol. I și II, EDP, București.
106. **Räisänen, V. (1986)** *Cut and Dried Reinforcement with Mechanised Cable Bolter*, Tunnels and Tunneling, November.
107. **Răvkin, V.D. (1965)** *Parametrâ sistem razrabotki s obrušeniem nalegaiușchih porod dlia glubokih gorizontov*, Gornâi Jurnal, nr. 8.
108. **Roman, P. (1966)** *Issledovanie proiavlenia gornogo davlenia v ocistnâh v îrabotkah pri razrabotke mocinîh plastov gorizontalnâmi sloiami v usloviah ugolnogo mestorojdenia Valea Jiului - Rumânia*, candidata tehniceskih nauk, Moskva.
109. **Roșioru, I. (2007)** *Studiul caracteristicilor geomecanice ale rocilor și cărbunilor în vederea dimensionării bancului subminat la metoda de exploatare cu subminare în condițiile Văii Jiului*, Teză de doctorat, Petroșani.
110. **Ruppeneit, K.V. (1954)** *Nekotorâe voprosâ mehaniki gornâh porod*, Ugletehizdat.
111. **Ruppeneit, K.V. (1960)** *Vâvedenie v mehaniki gornâh porod*, Gosgortehizdat.
112. **Ruppeneit, K.V. (1968)** *Nekotorâe voprosâ mehaniki gornâh porod*, Ugletehizdat, Moskva.

113. **Rusu, A. (2012)** *Analiza stabilității susținerii decantorului subteran Livezeni din cadrul Amenajării hidroenergetice a râului Jiu*, Masterat – lucrare de disertație, Universitatea din Petroșani.
114. **Rusu, A., Onica, I., Semen, C., Cozma, E. (2010)** *Stability Analysis on The Stages of The Valve House of The Bottom Discharge, Răstolița Dam, With the Aid of Axial-Symmetry Finite Elements*, Proceedings of International Multidisciplinary Symposium „Universitaria SIMPRO 2010”, October the 14th - 15th, Petroșani, pag.127-134.
115. **Salamon, M. (1963/1964)** *Elastic Analysis of Displacements and Stresses Induced By Mining of Seam or Reef Deposits*, Journal of South African Institute of Mining and Metallurgy, Vol.64.
116. **Scroban, A.** *Susținere mecanizată pentru condițiile din Valea Jiului - stratul 3*, Teză de doctorat, Petroșani.
117. **Șeviakov, L.D. (1953)** *Razrabotka mestorojdenii poleznîh iskopaemîh*, Ugletehzdat, Moskva.
118. **Shepherd, R. (1973)** *The Forward Abutment in Longwall Mining*, Colliery Guardian, May, 1973.
119. **Singh, M.M (1978)** *Experience With Subsidence Due to Mining*, Proceedings International Conference on Evaluation and Prediction of Subsidence, ASCE, New York.
120. **Sirokov, A.P. (1976)** *Rascet ankernoî krepî dlîa razlîcinîh yslovîi primeneniâ*, Nedra, Moskva.
121. **Stamatiu, M. (1959)** *Problema dimensionării stâlpilor la minele de sare din România*, Editura Academiei.
122. **Stamatiu, M. (1962)** *Mecanica rocilor*, Editura Didactică și Pedagogică, București.
123. **Stematiu, D. (1988)** *Calculul structurilor hidrotehnice prin metoda elementelor finite*, Ed.Tehnică. București.
124. **Stematiu, D. (2008)** *Amenajări hidrotehnice*, Ed. Conspress, București.
125. **Szwedzicki, T. (1999)** *Sinkhole Formation Over Rock Mining Areas and its Risk Implications*, Trans. Inst. Min. Metall (Section A), vol. 108, pp A27-A36.
126. **Szwilski, A.B., Whittaker, B.N. (1975)** *Control of Strata Movement Around Face-Ends*, Min. Eng.No. 174.
127. **Șeviakov, L.D. (1953)** *Razrabotka mestorojdenii poleznîh iskopaemîh*, Ugletehzdat, Moskva.
128. **Ștefan, N. (2015)** *Studiul deformării terenurilor aflate sub influența exploatării subterane a straturilor de cărbune din bazinul minier Valea Jiului*, Teză de doctorat, Universitatea din Petroșani.
129. **Ștefănescu-Goangă, A. (1983)** *Încercările mortarului, betonului și materialelor componente*, Ed.Tehnică, București.
130. **Tang, D.H.Y. (1984)** *Development of Design Criteria for Mechanical Roof Bolting in Underground Coal Mines*, Morgantown.
131. **Tang, D.H.Y., Peng, S.S. (1983)** *Effects of Strata Sequence on the Flexural Behavior of the Immediate Roof*, Proceedings of First Conference on Use of Computers in the Coal Industry, West Virginia University.
132. **Tang, D.H.Y., Peng, S.S. (1985)** *Reinforcement Analysis and Design Mechanical Roof Bolting Systems in Horizontally Bedded Mine Roofs*, International Journal of Engineering.
133. **Teoreanu, I., Moldovan, V., Nicolescu, L. (1982)** *Durabilitatea betonului*, Ed.Tehnică, București.
134. **Thibodeau, D. (1994)** *Comportement et méthodes de dimensionnement de câbles d'ancrages utilisés dans les mines souterraines*, Thèse de doctorat, Ecole des Mines de Nancy, février.
135. **Thuro, K. and Plinninger, R.J. (1999)** *Roadheader excavation performance -geological and geotechnical influences*, The 9th ISRM Congress, Theme 3: Rock dynamics and tectonophysics / Rock cutting and drilling, Paris, 25 August, pp. 1241–1244.
136. **Tijani, S.M. (1982)** *Calcul analytique approche de la stabilité des mines exploitées par chambres et piliers*, Supplément a la Revue de l'Industrie Minière, Fév. 1982.
137. **Timoshenko, S. (1961)** *Théorie des plaques et coques*, Dunod, Paris.
138. **Tincelin, E., Sinou, P. (1978)** *Etude de l'ancrage des boulons*, R.I.M., Octobre.
139. **Todorescu, A. (1984)** *Proprietățile rocilor*, Editura Tehnică, București.
140. **Todorescu, A., Gaiducov, V. (2001)** *Presiunea minieră*, vol.I, Ed. Tehnică, București, 1995 și vol.II, Ed.Universitas, Petroșani.
141. **Voight, B., Pariseau, W. (1970)** *State of Predictive Art in Subsidence Engineering*, ASCE Journal of Soil Mechanics Foundation Division, Vol. 96, No. SM2, Paper 7187.
142. **Wang Qingkang, Liu Wuhao, Lin Xinhe (1988)** *The Characteristics of the Ground Pressure Manifestation and the Movement of the Top-coal Mass in the Gently Inclined Working Faces with Top-coal Drawing*, Proceedings of the International Symposium on Modern Mining Technology, Shandong, China, Octobre, 1988.
143. **Wardell, K. (1959)** *The Problems of Analysing and Interpreting Observed Ground Movement*, Colliery Eng.
144. **Wardle, L.J. (1993)** *The Use of Numerical Modeling for Underground Coal Mine Design*, Comprehensive Rock Engineering Principle, Practice&Projects, ed. J.A. Hudson, Pergamon Press Ltd, Oxford.
145. **Weber, P. (1981)** *Une approche énergétique de la stabilité d'exploitation souterraines par piliers abandonnés, tenant compte du comportement post-rupture des piliers*, Rapport CFMR.

146. **Whittaker, B.N. (1974)** *An Appraisal of Strata Control Practices*, Min. Eng., 166.
147. **Whittaker, B.N. (1993)** *Coal Mine Support Systems, Comprehensive Rock Engineering Principle, Practice & Projects*, ed. J.A. Hudson, Pergamon Press Ltd, Oxford.
148. **Wilson, A.H. (1980)** *The Stability of Underground Working in the Soft Rocks of Coal Measures*, PhD., Nottingham University.
149. **Windsor, C.R. (1992)** *Invited Lecture: Cable Bolting for Underground and Surface Excavations, Rock Support in Mining and Underground Construction*, Proceedings of International Symposium on Rock Support, Sudbury, Canada, Edited by Peter K. Kaiser and Dougal R. McCreath, A.A. Balkema, June.
150. **Wu Jian et al. (1988)** *The Behaviour of Roof Coal and Estimation of its Recovery Rate and Impurity in Sublevel Caving Mining*, Proceedings of the International Symposium on Modern Mining Technology, October, S.I.M.T. Taian, Shandong, P.R.C.
151. **Wu, J., Wang, J., Yan, S. (1996)** *A Study on the Laws of Roof Movement in Longwall with Top-Coal Caving*, in Mining Science and Technology, Guo & Golosinski (eds), Balkema, Rotterdam.
152. **Wu, J., Zhao, S. (1989)** *System Behavior Analysis of the Ground Movement Around a Longwall*, Rock Mechanics as a Guide for Efficient Utilization of Natural Resources, Khair (ed.), Balkema, Rotterdam.
153. **Zamfirescu, F., Comşa, R., Matei, L. (1985)** *Rocile argiloase în practica inginerescă*, Ed. Tehnică., Bucureşti.
154. **Zhang, K., Dai, J. (1989)** *Analyse des mécanismes de rupture et de chute du haut toit et influence sur la manifestation et le contrôle de la pression des terrains*, 8ème Conférence Internationale sur les Pressions de Terrains, Düsseldorf, mai 1989.
155. **Zhu, D., Qian, M., Peng, S.S. (1989)** *A Study of Displacement of the Roof in Longwall Mining and its Application*, R.M.G.E.U.N.R., Khair (ed.), Balkema, Rotterdam.
156. **Zhu, D., Qian, M. (1992)** *Control of Strong and Thick Roof in Longwall Mining*, World Mining Congress, Madrid.