



รายงานการวิจัย

การทดสอบคุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์ของชั้นเกลือหิน
ในภาคตะวันออกเฉียงเหนือเพื่อใช้เก็บพลังงานไฟฟ้า
ในรูปอากาศภายใต้แรงดัน

Experimental Assessment of Rock Salt Mechanics for Compressed-
Air Energy Storage in Northeastern Thailand

ผู้วิจัย

รองศาสตราจารย์ ดร. กิตติเทพ เพ็ญขจร
สาขาวิชาเทคโนโลยีธรณี
สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ปีงบประมาณ พ.ศ. 2545
ผลงานวิจัยเป็นความรับผิดชอบของหัวหน้าโครงการวิจัยแต่เพียงผู้เดียว

พฤศจิกายน 2545

กิตติกรรมประกาศ

การวิจัยครั้งนี้ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ประจำปีงบประมาณ 2545 ซึ่งงานวิจัยนี้สามารถสำเร็จลุล่วงได้ด้วยดีก็ด้วยความช่วยเหลือจาก นางสาวกัลญา หับโพธิ์ ในการพิมพ์รายงานการวิจัย และนางณิชาภัทร สิทธิคุณ ในการตรวจสอบความถูกต้องของรายงานการวิจัยฉบับสมบูรณ์ ผู้วิจัยขอขอบคุณมา ณ โอกาสนี้ด้วย

ผู้วิจัย

พฤศจิกายน 2545

บทคัดย่อ

วัตถุประสงค์ของงานวิจัยคือ เพื่อประเมินความสามารถเชิงกลศาสตร์ของชั้นเกลือหิน ในภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทย เพื่อใช้ในการก่อสร้าง โครงกักเก็บพลังงาน ไฟฟ้าใน รูปอากาศภายใต้ความดัน กิจกรรมหลักในงานวิจัยประกอบด้วย การศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้อง การทดสอบในห้องปฏิบัติการ และการคำนวณด้วยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ ผลจากงานวิจัยสรุป ได้ว่า ตัวอย่างเกลือหินจากแอ่งโคราชที่นำมาใช้ในการทดสอบมีความแข็ง ความยืดหยุ่น และความหนืด อยู่ในเกณฑ์ค่อนข้างสูงเมื่อเทียบกับเกลือหินจากแหล่งอื่น ๆ ในต่างประเทศ รอยแตกที่อยู่ในชั้น เกลือหินที่อาจจะเกิดขึ้น โดยการพัฒนาโพรงเกลือสามารถประสานตัวกลับเป็นหินแข็งได้ จากการ ทดสอบในห้องปฏิบัติการพบว่าในสภาวะความดันล้อมรอบสูงสุดเท่ากับ 1000 psi ในระยะเวลา ประมาณ 100 ชั่วโมง กำลังรับแรงดึงของหินที่มีการประสานตัวสูงถึง 90% ของแท่งหินที่มีรอยแตก ผลจากการศึกษาลักษณะธรณีวิทยา โครงสร้างในแอ่งสกลนครและแอ่งโคราชจากหลุมเจาะกรม- ทรัพยากรธรณีระบุว่า ในเชิงความลึกและความหนาของชั้นเกลือหินมีเพียง 2-3 พื้นที่ที่เหมาะสม สำหรับการก่อสร้าง โครงกักเก็บอากาศอัด ชั้นเกลือหินในพื้นที่บริเวณอำเภอรบือได้เลือกมาเพื่อใช้ ในการศึกษาเป็นตัวอย่างในงานวิจัยนี้ ผลจากการจำลองด้านคอมพิวเตอร์ระบุว่า โพรงรูปทรงกลมจะ เหมาะสมที่สุด เพราะมีการยุบตัวน้อยที่สุด และมีขอบเขตของพลาสติกโซนแคบที่สุด การจำลอง โพรงที่ใช้กักเก็บอากาศอัดระบุว่า ความดันของอากาศสูงสุดและต่ำสุดที่เหมาะสมเชิงกลศาสตร์มีค่า เท่ากับ 90% และ 30% ของค่าความเค้นในชั้นเกลือที่หลังคาโพรง ซึ่งจะทำให้โพรงมีเสถียรภาพ เชิงกลศาสตร์ ด้วยความดันลักษณะนี้การทรุดตัวของผิวดินหรือ โพรงจะมีค่าประมาณ 20 เซ็นติเมตร ในช่วง 20 ปีของการใช้งาน

Abstract

The objective of this research is to evaluate the mechanical performance of the rock salt formations in the northeast of Thailand for use in the compressed-air energy storage. The task involves literature review of the relevant research topics, mechanical laboratory experiments on rock salt, and numerical modeling. The test results indicate that the strength, stiffness and visco-plasticity of the rock salt specimens obtained from Khorat basin used in this research are relatively high as compared to those from various sources. Under the confining pressure of 1000 psi for about 100 hours, salt fractures can be healed and can gain the tensile strength up to 90% of the intact strength. Review of the drill-hole data obtained by the Department of Mineral Resources indicate that only few areas in the northeastern Thailand pose appropriate depth and thickness of the salt formations that are suitable for the compressed-air storage caverns. In this study the area at Borabu district has been selected for use as an example area for computer modeling. The simulation results show that spherical cavern has the smallest closure of the cavern and the narrowest plastic zone around the cavern boundary than those of the elliptical and cylindrical caverns. In term of the operation, the maximum and minimum safe storage pressures of the air should be about 90% and 30% of the in-situ stress at the cavern top. This will result in a long-term mechanical stability of the surrounding salt. The maximum surface subsidence at year 20 after operation would be about 20 cm.

สารบัญ

	หน้า
กิตติกรรมประกาศ.....	ก
บทคัดย่อ.....	ข
Abstract.....	ค
สารบัญ.....	ง
สารบัญตาราง.....	ช
สารบัญรูป.....	ซ
บทนำ.....	1
ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
วัตถุประสงค์.....	2
วิธีดำเนินงานวิจัย.....	3
ขอบเขตของงานวิจัย.....	4
ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	4
หน่วยงานที่นำผลการวิจัยไปใช้ประโยชน์.....	5
บทที่ 1 การทบทวนวรรณกรรมวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	7
1.1 การเก็บพลังงานในรูปอากาศภายใต้แรงดันในชั้นหิน.....	7
1.2 ธรณีวิทยาของเกลือหินในประเทศไทย.....	12
1.3 คุณสมบัติของเกลือหิน.....	20
1.3.1 คุณสมบัติของเกลือหินเชิงกลศาสตร์.....	20
1.3.2 คุณสมบัติความซึมผ่านของเกลือหิน.....	21
1.3.3 ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมของเกลือหิน.....	23
1.4 การทดสอบเกลือหินเชิงกลศาสตร์.....	25
1.5 สมการที่ใช้อธิบายพฤติกรรมเชิงกลศาสตร์ของเกลือหิน.....	29
1.6 แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์.....	42
1.7 กลไกการประสานตัวของรอยแตกในหิน.....	42
1.8 การทดสอบแรงกดแบบวงจักร.....	46
18.1.1 การทดสอบแรงกดแบบวงจักรกับหินตะกอน.....	47
18.1.2 การทดสอบแรงกดแบบวงจักรกับเกลือหิน.....	48

	หน้า
บทที่ 2 ตัวอย่างเกลือหิน	51
บทที่ 3 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ	63
3.1 การทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานทางด้านกลศาสตร์	63
3.1.1 การทดสอบแรงกดในแกนเดียว	63
3.1.2 การทดสอบแรงดึงแบบบราซิเลียน	73
3.1.3 การทดสอบแรงดึงแบบจุดกด	78
3.2 การทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักร	82
3.3 การทดสอบการประสานตัวของรอยแตก	95
3.3.1 การทดสอบแบบให้ความเค้นในแนวแกน	95
3.3.2 การทดสอบแบบให้ความเค้นล้อมรอบตัวอย่างในทิศทางตั้งฉาก กับแนวนอน	98
3.3.3 สรุปและวิจารณ์ผลการทดลอง	127
บทที่ 4 การวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง	133
4.1 วัตถุประสงค์	133
4.2 การสร้างแบบจำลอง	133
4.3 คุณสมบัติของเกลือหินที่ใช้ในแบบจำลอง	141
4.4 ผลการคำนวณจากแบบจำลอง	141
4.4.1 ผลกระทบจากความดันภายในโพรง	141
4.4.2 ผลกระทบด้านความลึก	144
4.4.3 ผลกระทบด้านรูปร่าง	144
4.5 การวิเคราะห์ผล	145
บทที่ 5 การจำลองพฤติกรรมของโพรงในชั้นเกลือหินที่กักเก็บอากาศอัด	147
5.1 วัตถุประสงค์	147
5.2 พื้นที่ที่นำมาศึกษา	147
5.3 คุณสมบัติของเกลือหินที่ใช้ในแบบจำลอง	150
5.4 การสร้างแบบจำลองโพรง	150
5.5 ความเค้นในชั้นหิน	153

5.6 ผลการคำนวณจากคอมพิวเตอร์.....	155
5.6.1 ผลจากการศึกษาเพื่อหาค่าความดันต่ำสุดภายในโพรง.....	155
5.6.2 ผลจากการศึกษาเพื่อหาค่าความดันสูงสุดภายในโพรง.....	156
5.6.3 ผลจากการศึกษาการเปลี่ยนแปลงความดันภายในโพรงแบบวัฏจักร.....	158
บทที่ 6 บทสรุปและข้อเสนอแนะสำหรับการวิจัยในอนาคต.....	161
6.1 สรุปผลการศึกษา.....	161
6.2 ข้อเสนอแนะสำหรับการวิจัยในอนาคต.....	163
บรรณานุกรม.....	165
ภาคผนวก.....	217
ภาคผนวก ก ผลการคำนวณด้วยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ เพื่อศึกษาผลกระทบ ของความดันภายในโพรง รูปร่างของโพรง และระดับความลึก	
ภาคผนวก ข ผลการคำนวณด้วยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ เพื่อหาคูณลักษณะ ของความดันอากาศที่เหมาะสม	
ประวัติผู้วิจัย.....	363

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
1.1 โปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่ใช้อธิบายพฤติกรรมของเกลือหิน.....	43
3.1 สรุปผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของเกลือหิน.....	66
3.2 สรุปผลการทดสอบกำลังแรงดึงแบบบราซิเลียนของเกลือหิน.....	76
3.3 สรุปผลการทดสอบแรงกดแบบจุดกดของเกลือหิน.....	83
3.4 สรุปผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักรของเกลือหิน.....	86
3.5 สรุปผลการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกเรียบจากการตัดด้วยเลื่อย (Saw cut fracture) โดยประเมินการประสานตัวด้วยดัชนีจุดกด (I).....	102
3.6 สรุปผลการทดสอบเพื่อหาค่าความซึมผ่านตัวอย่างที่ทดสอบการประสานตัวของ รอยแตก ตัวอย่างเกลือหินหมายเลข BD99-1-HP01i.....	107
3.7 ค่าคงที่ในสมการที่ใช้อธิบายความซึมผ่านรอยแตกของเกลือหินจากการทดสอบ การประสานตัวของรอยแตก.....	123
3.8 สรุปผลการทดสอบเพื่อหาค่าความซึมผ่านตัวอย่างที่ทดสอบการประสานตัวของ รอยแตก ตัวอย่างเกลือหินหมายเลข DB99-1-HP11i.....	124
3.9 เปรียบเทียบค่าแรงดึงแบบบราซิเลียนของเกลือหินที่ไม่มีรอยแตก (Intact rock salt) และรอยแตกในเกลือหินที่เกิดการประสานตัวแล้ว (Healed Fracture).....	128
4.1 สรุปรูปร่างของแบบจำลองโพรงในชั้นเกลือ.....	140
4.2 คุณสมบัติของเกลือหินที่ใช้ในการคำนวณในแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์.....	143
5.1 พื้นที่ที่นำมาศึกษาของแอ่งสกลนคร และแอ่งโคราช.....	149
5.2 คุณสมบัติของเกลือหินและชั้นหินข้างเคียงที่ใช้ในการคำนวณ.....	152

สารบัญรูป

รูปที่	หน้า	
1.1	ระบบการผันพลังงานแบบความดันคงที่ (Constant Pressure System) โครงการ Soyland Project มลรัฐ Illinois ประเทศสหรัฐอเมริกา.....	9
1.2	ระบบการผันพลังงานแบบปริมาตรคงที่ (Constant Volume System).....	10
1.3	เกลื่อนหินในภาคตะวันออกเฉียงเหนือ.....	13
1.4	ภาพตัดขวางแสดงชั้นเกลื่อนหินบางส่วนในแอ่งโคราช.....	17
1.5	ภาพตัดชั้นเกลื่อนหินจากผลการสำรวจวัดคลื่นสั่นสะเทือนบริเวณหลุมเจาะสำรวจ K-66 อ.บรบือ จ.มหาสารคาม.....	19
2.1	ตัวอย่างเกลื่อนหินบางส่วนที่ได้รับความอนุเคราะห์จาก บริษัท เอเชียแปซิฟิก โปแตชคอร์ปอเรชั่น จำกัด.....	52
2.2	การตัดแท่งตัวอย่างเกลื่อนหินเพื่อให้ได้สัดส่วนและรูปร่างที่เหมาะสมกับการทดสอบ ในแต่ละชนิด.....	53
2.3	การตัดแท่งตัวอย่างเกลื่อนหินเพื่อให้มีผิวหน้าตัดเรียบและขนานกันทั้งสองหน้า ตามข้อกำหนดของ ASTM.....	55
2.4	ตัวอย่างเกลื่อนหินที่ได้เตรียมไว้เพื่อการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวงจักร.....	56
2.5	ตัวอย่างเกลื่อนหินที่ได้เตรียมไว้เพื่อการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน.....	57
2.6	ตัวอย่างเกลื่อนหิน (หมายเลข BD99-1-UX01i) ที่ได้เตรียมไว้เพื่อการทดสอบแรงกด ในแกนเดียว.....	58
2.7	ตัวอย่างเกลื่อนหิน (BD99-1-HP03i) ที่ได้เตรียมไว้เพื่อการทดสอบการประสานตัว ของรอยแตก.....	59
2.8	ตัวอย่างที่ใช้ทดสอบแบบจุดกดเพื่อหาดัชนีจุดกดของเกลื่อนหิน.....	60
2.9	ตัวอย่างเกลื่อนหินบางส่วนที่ใช้ทดสอบการประสานตัวของรอยแตก.....	61
3.1	การทดสอบแรงกดในแกนเดียวของเกลื่อนหิน (No. BD99-1UX01i).....	64
3.2	ผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของเกลื่อนหิน.....	67
3.3	ตัวอย่างที่ใช้ทดสอบแรงกดในแกนเดียว (No. BD99-4-UX01i).....	68
3.4	ตัวอย่างที่ใช้ทดสอบแรงกดในแกนเดียว (No. BD99-1-UX02i) ก่อนและหลัง การทดสอบ.....	69

รูปที่	หน้า
3.5 ตัวอย่างที่ใช้ทดสอบแรงกดในแกนเดียว (No. BD99-1-UX03i) รอยแตกเกิด การเลื่อนและแยกออกจากกันของวัสดุเชื่อมกับเกลียว.....	70
3.6 ตัวอย่างที่ใช้ทดสอบแรงกดในแกนเดียว (No. BD99-1-UX04i).....	71
3.7 ตัวอย่างที่ใช้ทดสอบแรงกดในแกนเดียว (No. BD99-1-UX05i) การวิบัติเกิดขึ้น บริเวณที่มีวัสดุเชื่อมแทรกในตัวอย่างเกลียว.....	72
3.8 เปรียบเทียบค่าความต้านแรงกดของเกลียวกับค่าที่ได้จากการทดสอบแหล่งอื่น.....	74
3.9 การทดสอบแรงดึงแบบบราซิเลียนของเกลียว (No. BD99-1-BR01i).....	75
3.10 ตัวอย่างเกลียวหลังจากถูกทดสอบด้วยแรงดึงแบบบราซิเลียน.....	77
3.11 เปรียบเทียบค่าความต้านแรงดึงของเกลียวกับค่าที่ได้จากการทดสอบแหล่งอื่น.....	79
3.12 เครื่องมือทดสอบ SBEL PLT-75 ใช้ในการทดสอบจุดกด มีแรงกดสูงสุดถึง 75,000 ปอนด์.....	80
3.13 การทดสอบแบบจุดกดตัวอย่างเกลียวรูปทรงกระบอก กดตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลาง บริเวณกึ่งกลางแท่งตัวอย่าง.....	81
3.14 ผิวรอยแตกของตัวอย่างเกลียวจากการทดสอบแบบจุดกด.....	84
3.15 ผลการทดสอบแรงกดแบบวัฏจักรแสดงในรูปแบบความสัมพันธ์ของ S-N.....	87
3.16 ค่าความเครียดถาวรของเกลียวที่สะสมเพิ่มขึ้นในขณะที่ทำการทดสอบด้วยแรงกด แบบวัฏจักรสำหรับค่าขนาดของความเค้นวิบัติเท่ากับ 16, 21.6, 23, 27 และ 29 MPa..	88
3.17 ความเครียดที่เกิดขึ้นตามจำนวนรอบที่ทดสอบของเกลียว.....	89
3.18 สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของเกลียวที่ลดลงตามจำนวนรอบที่ตัวอย่างถูกกระทำ ด้วยแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักร.....	90
3.19 ตัวอย่างเกลียวเลขที่ BD99-2-CC01i ก่อนและหลังการทดสอบแรงกดในแกนเดียว แบบวัฏจักร รอยแตกขนาดเล็กจะรวมตัวกันเป็นระนาบรอยแตกทำมุมกับแนวแกน ประมาณ 30 องศา.....	91
3.20 ตัวอย่างเกลียวเลขที่ BD99-1-CC02i ก่อนและหลังการทดสอบแรงกดในแกนเดียว แบบวัฏจักร รอยแตกขนาดเล็กจะรวมตัวกันเป็นระนาบรอยแตกทำมุมกับแนวแกน ประมาณ 10 องศา.....	92
3.21 ตัวอย่างเกลียวเลขที่ BD99-1-CC03i ก่อนและหลังการทดสอบแรงกดในแกนเดียว แบบวัฏจักร รอยแตกขนาดเล็กจะรวมตัวกันเป็นระนาบรอยแตกทำมุมกับแนวแกน ประมาณ 25 องศา.....	93

รูปที่	หน้า
3.22 ตัวอย่างเกลือหินเลขที่ BD99-1-CC10i ก่อนและหลังการทดสอบแรงกดในแกนเดี่ยวแบบวงจักร รอยแตกขนาดเล็กจะรวมตัวกันเป็นระนาบรอยแตกจะเกิดขึ้นในแนวเดียวกับแนวแรงที่กระทำ.....	94
3.23 ลักษณะของรอยแตกที่สร้างขึ้นในตัวอย่างเกลือหินเพื่อใช้ในการทดสอบการประสานตัว.....	96
3.24 เครื่องมือสำหรับให้แรงกดคงที่ต่อตัวอย่างเกลือหินในการทดสอบการประสานตัวของรอยแตก.....	97
3.25 การทดสอบการประสานตัวของรอยแตกเรียบจากการตัดด้วยเลื่อย ใช้ความเค้นกดในแนวแกนมีค่าเท่ากับ 3.2 kPa โดยให้ประสานตัวที่สภาวะอิ่มตัวด้วยน้ำเกลือและแห้ง	99
3.26 ตัวอย่างเกลือหินหมายเลข BD99-1-HP07i ถึง BD99-1-HP09i ภายใต้การทดสอบการประสานตัวของรอยแตก โดยให้แรงกดเท่ากับ 4.2 MPa เป็นระยะเวลา 20 วัน.....	100
3.27 การทดสอบแบบจุดกดบนรอยประสานตัวของตัวอย่างเกลือหินหมายเลข BD99-1-HP09i เพื่อศึกษาความสามารถในการประสานตัวของรอยแตก.....	101
3.28 ลักษณะการเปลี่ยนแปลงค่าความดันล้อมรอบ (Confining Pressure) ในการทดสอบการประสานตัวของรอยแตก.....	104
3.29 ทิศทางของแรงกดบนรอยแตกของตัวอย่างเกลือหินใช้ในการประเมินการประสานตัวโดยวัดค่าความซึมผ่านของรอยแตก.....	105
3.30 ค่าระยะเปิดของรอยแตกของตัวอย่างเกลือหินหมายเลข BD99-1-HP10i จากการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกที่ระดับความดันล้อมรอบเท่ากับ 500, 1,000, 1,500 และ 2,000 psi.....	110
3.31 ค่าความซึมผ่านรอยแตกของตัวอย่างเกลือหินหมายเลข BD99-1-HP10i จากการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกที่ระดับความดันล้อมรอบเท่ากับ 500, 1,000, 1,500 และ 2,000 psi.....	111
3.32 เปรียบเทียบการลดลงของความกว้างของรอยแตก (Fracture Aperture) ในรอบที่ 1 และ 2 จากการทดสอบการประสานตัวของรอยแตก โดยให้ความดันล้อมรอบคงที่เท่ากับ 500 psi (Sample No. BD99-1-HP10i).....	112
3.33 เปรียบเทียบการลดลงของค่าความซึมผ่านของรอยแตก (Fracture Aperture) ในรอบที่ 1 และ 2 จากการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกของตัวอย่างหมายเลข BD99-1-HP10i ความดันล้อมรอบคงที่เท่ากับ 500 psi.....	113

รูปที่	หน้า	
3.34	เปรียบเทียบการลดลงของความกว้างของรอยแตก (Fracture Aperture) ในรอบที่ 1 และ 2 จากการทดสอบการประสานตัวของรอยแตก โดยให้ความดันล้อมรอบคงที่เท่ากับ 1,000 psi (Sample No. BD99-1-HP10i).....	114
3.35	เปรียบเทียบการลดลงของค่าความซึมผ่านของรอยแตก (Fracture Aperture) ในรอบที่ 1 และ 2 จากการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกของตัวอย่างหมายเลข BD99-1-HP10i ความดันล้อมรอบคงที่เท่ากับ 1,000 psi.....	115
3.36	เปรียบเทียบการลดลงของความกว้างของรอยแตก (Fracture Aperture) ในรอบที่ 1 และ 2 จากการทดสอบการประสานตัวของรอยแตก โดยให้ความดันล้อมรอบคงที่เท่ากับ 1,500 psi (Sample No. BD99-1-HP10i).....	116
3.37	เปรียบเทียบการลดลงของค่าความซึมผ่านของรอยแตก (Fracture Aperture) ในรอบที่ 1 และ 2 จากการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกของตัวอย่างหมายเลข BD99-1-HP10i ความดันล้อมรอบคงที่เท่ากับ 1,500 psi.....	117
3.38	เปรียบเทียบการลดลงของความกว้างของรอยแตก (Fracture Aperture) ในรอบที่ 1 และ 2 จากการทดสอบการประสานตัวของรอยแตก โดยให้ความดันล้อมรอบคงที่เท่ากับ 2,000 psi (Sample No. BD99-1-HP10i).....	118
3.39	เปรียบเทียบการลดลงของค่าความซึมผ่านของรอยแตก (Fracture Aperture) ในรอบที่ 1 และ 2 จากการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกของตัวอย่างหมายเลข BD99-1-HP10i ความดันล้อมรอบคงที่เท่ากับ 2,000 psi.....	119
3.40	ค่าสัมประสิทธิ์ของเวลาที่ระดับความดันล้อมรอบเท่ากับ 500, 1,000, 1,500 และ 2,000 psi ในรอบที่ 1 และ 2.....	120
3.41	ระยะเปิดของรอยแตก (Fracture Aperture) ที่ยังไม่เกิดการประสานตัวที่ระดับความดันน้ำล้อมรอบเท่ากับ 500, 1,000, 1,500 และ 2,000 psi (Sample No. BD99-1-HP10i).....	121
3.42	ระยะเปิดของรอยแตกเรียบจากการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกที่ระดับความดันล้อมรอบเท่ากับ 500 และ 1,000 (Sample No. BD99-1-HP11i).....	125
3.43	ค่าความซึมผ่านของรอยแตกเรียบจากการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกที่ระดับความดันล้อมรอบเท่ากับ 500 และ 1,000 (Sample No. BD99-1-HP11i).....	126
3.44	เปรียบเทียบแนวโน้มการลดลงของค่าความซึมผ่านของรอยแตกที่ยังไม่มีการประสานตัวที่ระดับความดันล้อมรอบจาก 100 และ 2,000 (Sample No. BD99-1-HP10i และ BD99-1-HP11i).....	129

รูปที่	หน้า	
3.45	เปรียบเทียบการลดลงของระยะเปิดจากการทดสอบการประสานตัวของรอยแตก ของเกลือหิน ที่ระดับความดันล้อมรอบเท่ากับ 500 psi ของตัวอย่างหมายเลข BD99-1-HP10i และ BD99-1-HP11i.....	130
4.1	โครงข่ายของแบบจำลอง SP10 เป็นโครงทรงกลม.....	135
4.2	โครงข่ายของแบบจำลอง EL15 เป็นโครงทรงรีมีอัตราส่วนแกนหลักต่อแกนรอง เท่ากับ 1.5:1	136
4.3	โครงข่ายของแบบจำลอง EL20 เป็นโครงทรงรีมีอัตราส่วนแกนหลักต่อแกนรอง เท่ากับ 2:1	137
4.4	โครงข่ายของแบบจำลอง EL25 เป็นโครงทรงรีมีอัตราส่วนแกนหลักต่อแกนรอง เท่ากับ 2.5:1	138
4.5	โครงข่ายของแบบจำลอง EL30 เป็นโครงทรงรีมีอัตราส่วนแกนหลักต่อแกนรอง เท่ากับ 3:1.....	139
4.6	GEO rheological components.....	142
5.1	ลำดับชั้นเกลือหินและหินข้างเคียงในแอ่งสกลนครและแอ่งโคราชจากการจำแนก เชิงกลศาสตร์ของข้อมูลหลุมเจาะของ Wetchasat (2002).....	148
5.2	ตำแหน่งหลุมเจาะหมายเลข K-089 ซึ่งเป็นพื้นที่ที่นำมาสร้างแบบจำลองทาง คอมพิวเตอร์.....	151
5.3	โครงข่ายแบบจำลองโครงสำหรับกักเก็บพลังงานไฟฟ้าในรูปอากาศภายใต้แรงดัน ...	154

บทนำ

ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

เนื่องจากภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทยมีชั้นเกลือหินแพร่กระจายอยู่มาก ซึ่งควรจะนำมาพัฒนาให้เกิดประโยชน์โดยทางหนึ่ง คือ การสร้างโรงงักเก็บพลังงานไฟฟ้าในรูปอากาศอัด ชั้นเกลือหินโดยทั่วไปจะมีความเหมาะสมสำหรับการกักเก็บอากาศภายใต้แรงดัน เนื่องจากเกลือหินมีค่าความชื้นผ่านต่ำ การสร้างโรงงักโดยวิธีละลายในชั้นเกลือหินมีราคาถูก เสถียรภาพทางด้านกลศาสตร์ของโรงงักมีค่อนข้างสูงถ้ามีการออกแบบตามหลักวิชาการอย่างถูกต้อง

การกักเก็บพลังงานในรูปของอากาศภายใต้ความดันในโรงงักในชั้นเกลือหิน มีแนวคิดเพื่อที่จะสะสมและเก็บพลังงานไฟฟ้าในขณะที่มีเหลือใช้ให้อยู่ในรูปของอากาศภายใต้แรงดัน และปล่อยพลังงานนี้ออกมาผลิตกระแสไฟฟ้าในเวลาที่ต้องการพลังงานไฟฟ้าขาดแคลน การกักเก็บพลังงานในรูปอากาศอัดเป็นเทคโนโลยีที่มีประสิทธิภาพสูงสุดเมื่อเทียบกับการเก็บและสะสมพลังงานในรูปแบบอื่น เทคโนโลยีนี้มีใช้อยู่อย่างแพร่หลายในต่างประเทศ ทั้งในยุโรปและอเมริกาเพราะจะช่วยลดค่าใช้จ่าย และโดยทางอ้อมจะเพิ่มประสิทธิภาพของโรงผลิตกระแสไฟฟ้าให้สูงขึ้น

เทคโนโลยีการสะสมพลังงานไฟฟ้าในรูปอากาศอัดในชั้นหินได้ถูกพัฒนาและดำเนินการในหลายประเทศ โดยอาศัยชั้นหินต่าง ๆ ที่เหมาะสมในพื้นที่นั้น ๆ เป็นตัวกักเก็บอากาศอัด ชั้นเกลือหินหรือ โคมของเกลือหินจะเป็นที่นิยมที่สุด เพราะมีคุณสมบัติทางศาสตร์และกลศาสตร์ที่เหมาะสม Katz and Rady (1976) และ DeLong et al. (1989) ได้เสนอแนวคิดและสรุปการดำเนินงานของเทคโนโลยีนี้อย่างกว้าง ๆ การออกแบบและวิเคราะห์โรงงักที่เกิดจากการละลายในชั้นหินเกลือเพื่อใช้กักเก็บอากาศอัดนั้น ได้มีการศึกษาอย่างละเอียดในประเทศสหรัฐอเมริกาและเยอรมนี (Serata and Hiremath, 1989; Thoms and Gehle, 1982; Wittke et al., 1978; Fuenkajorn and Daemen, 1992; Fuenkajorn and Serata, 1992)

หน่วยงานรัฐบาลในสหรัฐอเมริกาที่ได้ทำการพัฒนาเทคโนโลยีนี้อย่างละเอียดและต่อเนื่องคือ Electric Power Research Institute (EPRI) ซึ่งได้ทำการวิจัยค้นคว้าและพัฒนาเทคโนโลยีของการเกิดพลังงานไฟฟ้าในรูปอากาศอัดในชั้นเกลือหินในหลาย ๆ ด้าน เช่น ทางด้านวิธีการออกแบบโรงงัก (EPRI, 1990; EPRI, 1992; EPRI, 1994) ทางด้านการออกแบบเครื่องกำเนิดไฟฟ้า (EPRI, 1994; EPRI, 1997; EPRI, 2000) การประเมินทางด้านเศรษฐกิจ (EPRI, 1986; EPRI, 1999) และทางด้านการใช้หินชนิดอื่นที่ไม่ใช่เกลือหิน (EPRI, 1990) เป็นต้น

ส่วนการกักเก็บพลังงานไฟฟ้าในรูปอากาศอัดในชั้นหินอื่น ๆ ที่ไม่ใช่หินเกลือส่วนใหญ่จะเป็นหินที่อยู่ในกลุ่มของชั้นหินตะกอน เช่น หินหินกรวดมนในประเทศญี่ปุ่น (Shidahara et al., 2000) ในชั้นหินปูน (Liang and Lindblon, 1999) และในชั้นหินแข็งต่าง ๆ ในประเทศสหรัฐอเมริกา และอังกฤษ (McKay et al., 1989; Salter et al., 1984; Pincus, 1978; และ Morfeldt, 1975) เป็นต้น เอกสารอ้างอิงเหล่านี้ชี้ว่าประสิทธิภาพในการกักเก็บอากาศอัดในชั้นหินเหล่านี้จะมีน้อยกว่าการใช้โพรงในชั้นเกลือหิน

พฤติกรรมและคุณสมบัติของชั้นเกลือหินรอบ ๆ โพรงที่ใช้กักเก็บอากาศอัดภายใต้แรงดันในเทคโนโลยีนี้จะต่างกับพฤติกรรมของหินรอบ ๆ อุโมงค์หรือถ้ำทั่ว ๆ ไป กล่าวคือ แรงดันของอากาศในโพรงของหินเกลือที่ถูกออกแบบขึ้นจะมีแรงดันขึ้นและลงสลับกันอย่างต่อเนื่อง ซึ่งเป็นผลมาจากการอัดอากาศลงไปในช่วงพลังงานเหลือใช้ และการปล่อยอากาศออกมาผลิตกระแสไฟฟ้าในช่วงที่พลังงานขาดแคลน การเปลี่ยนแปลงความดันในโพรงนี้จะมีผลกระทบโดยตรงต่อเกลือหินรอบ ๆ โพรง คือ ความดัน (Stresses) จะมีการเปลี่ยนแปลงตลอดเวลา ซึ่งถ้าคุณสมบัติของเกลือหินนั้นไม่เหมาะสมหรือการออกแบบรูปร่างของโพรงและขนาดความดันในโพรงไม่เหมาะสมโพรงนั้นก็จะมีพังลงมาได้ ดังนั้นกฎเกณฑ์สำคัญอันหนึ่งที่จะนำไปสู่ความสำเร็จของเทคโนโลยีนี้ในประเทศไทยก็คือความเหมาะสมทางด้านกลศาสตร์อย่างพิเศษของชั้นเกลือหินที่มีอยู่ในภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทย ประกอบทั้งลักษณะทางธรณีวิทยาก็ต้องมีความเหมาะสมเช่นกัน

ดังนั้น จึงจำเป็นต้องอย่างยิ่งที่จะต้องมีการศึกษาความสามารถในการรับแรงดันที่เปลี่ยนแปลงอย่างต่อเนื่องของชั้นเกลือหินที่อยู่รอบโพรง และจะต้องมีการศึกษาการประสานตัวของรอยแตกในชั้นเกลือหิน ซึ่งอาจจะเกิดขึ้นได้ในขบวนการของการอัดอากาศ และปล่อยอากาศออกมาจากโพรง

วัตถุประสงค์

วัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้เพื่อประเมินศักยภาพทางด้านกลศาสตร์ของชั้นเกลือหินในภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทยโดยการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ผลที่ได้จากการทดสอบจะสามารถนำไปประยุกต์ใช้ในการออกแบบและก่อสร้างโพรงเพื่อกักเก็บพลังงานไฟฟ้าในรูปอากาศอัดภายใต้ความดัน และปล่อยพลังงานนั้นมาใช้ในเวลาที่มีพลังงานขาดแคลน การอนุรักษ์พลังงานในรูปแบบนี้จะสามารถช่วยโรงผลิตกระแสไฟฟ้าขนาดย่อมให้มีสมรรถภาพและความสามารถในการผลิตกระแสไฟฟ้าได้สูงถึงจุดที่มีความต้องการพลังงานไฟฟ้าสูงสุดในช่วงของแต่ละวันหรือแต่ละเดือน

วิธีดำเนินงานวิจัย

งานวิจัยนี้แบ่งเป็น 5 ขั้นตอน คือ

- 1) การรวบรวมและศึกษาข้อมูลที่เกี่ยวข้อง เอกสารอ้างอิงและผลงานที่ทำมาแล้วในต่างประเทศจะนำมาศึกษา และประมวลเพื่อให้เข้าใจถึงเทคโนโลยีล่าสุดที่เกี่ยวข้องกับการกักเก็บพลังงานไฟฟ้าในรูปอากาศอัดในชั้นเกลือหินที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมของเกลือหินภายใต้ Cyclic loading และเกี่ยวกับการประสานตัวของรอยแตกในชั้นเกลือหิน เอกสารอ้างอิงเหล่านี้จะนำมาประมวลและเสนออยู่ในรายงานฉบับสมบูรณ์
- 2) การจัดเตรียมหินตัวอย่าง ผู้วิจัยได้รับความอนุเคราะห์จากบริษัท เอเชีย แปซิฟิก ซึ่งทำเหมืองโพแทชในชั้นเกลือหินอยู่ที่จังหวัดอุดรธานี บริษัทนี้ได้ส่งเกลือหินตัวอย่างในรูปทรงกระบอกมีเส้นผ่าศูนย์กลาง 6 เซนติเมตร มีความยาวถึง 20 เมตร เพื่อใช้ในการศึกษา เกลือหินตัวอย่างนี้ได้ถูกส่งมอบเมื่อวันที่ 9 ตุลาคม 2543 ในขั้นตอนนี้เกลือหินตัวอย่างจะถูกตัดและกลึงให้อยู่ในรูปแบบเพื่อใช้ในการทดลองคุณสมบัติและพฤติกรรมที่เกี่ยวข้อง ความลึกและตำแหน่งของตัวอย่างเกลือหินซึ่งได้ขุดเจาะมาจากชั้นเกลือหินในภาคตะวันออกเฉียงเหนือจะถูกบันทึกวิเคราะห์ และเสนออยู่ในรายงานเพื่อให้ทราบถึงความแปรปรวนทางด้านพฤติกรรมและคุณสมบัติในชั้นเกลือหินของประเทศไทย
- 3) การทดสอบในห้องปฏิบัติการ การทดสอบคุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์ของเกลือหินในรายงานวิจัยนี้จำแนกออกเป็น 3 กลุ่ม คือ

กลุ่มที่ 1 การทดสอบคุณสมบัติทั่วไป ซึ่งรวมไปถึงความต้านแรงกด ความต้านแรงดึง และความยืดหยุ่นของเกลือหิน วิธีการทดสอบจะดำเนินการตามวิธีการมาตรฐาน เช่น ของ ASTM

กลุ่มที่ 2 การทดสอบเพื่อหาความคงทนภายใต้แรงกดวัฏจักร (Cyclic loading) การทดสอบในกลุ่มนี้จะทำให้รู้ถึง Fatigue strength ของเกลือหินภายใต้แรงกดสูงสุดและต่ำสุดต่าง ๆ กัน การทดสอบนี้จะคล้ายคลึงกับ Uniaxial compressive strength test เพียงแต่ว่าแรงกดสูงสุดจะไม่ไปถึง ทำให้เกลือหินตัวอย่างแตก แต่แรงกดจะมีขนาดขึ้นลงอย่างมีระบบ อย่างน้อยที่สุด 5 หินตัวอย่างจะถูกนำมาทดสอบในกลุ่มนี้

กลุ่มที่ 3 การทดสอบเพื่อหาพฤติกรรมการประสานตัวของรอยแตกในชั้นเกลือหิน หินตัวอย่างที่เป็นรูปทรงกระบอก 2 อัน จะนำมาประกบกันและทิ้งไว้อยู่ภายใต้แรงกดที่คงที่ในช่วงเวลาที่กำหนดไว้ หลังจากนั้นแล้วรอยแตกนี้จะนำมาทดสอบเพื่อหาความต้านแรงดึง และเปรียบเทียบกับเกลือหินตัวอย่างที่ยังไม่มีรอยแตก ซึ่งในที่สุดก็สามารถประเมินการประสานตัวของรอยแตก

ในเชิงกลศาสตร์ได้ เกลือหินตัวอย่างสิบลูกจะนำมาทดสอบในกลุ่มนี้ในรูปของแรงกด และระยะเวลาที่ต่างกันภายใต้แรงกดนั้น ๆ ซึ่งผลจากการทดสอบเราจะทราบถึงตัวแปรที่เป็นแรงกดและตัวแปรที่เป็นระยะเวลาที่มีผลต่อการประสานตัวของรอยแตกในชั้นเกลือหิน

- 4) การวิเคราะห์ ผลที่ได้จากการทดลองจะนำมาวิเคราะห์เชิงตัวเลข และสร้างสมการในรูปของพฤติกรรมของเกลือหินภายใต้ Cyclic loading และพฤติกรรมของรอยแตกในเกลือหินภายใต้แรงกดและระยะเวลา ผลที่ได้เหล่านี้ประกอบกับคุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์พื้นฐานของเกลือหินสามารถนำไปวิเคราะห์เสถียรภาพและออกแบบโครงในชั้นเกลือหินที่ใช้กักเก็บอากาศอัดภายใต้แรงดัน การวิเคราะห์นี้จะมุ่งไปถึงความเป็นไปได้ของเทคโนโลยีนี้ และจะชี้ไปถึงปัญหาทางด้านวิศวกรรมธรณีที่อาจจะเกิดขึ้น และแนวทางแก้ไขปัญหาเหล่านี้เพื่อที่จะพัฒนาเทคโนโลยีการกักเก็บพลังงานไฟฟ้าในรูปอากาศอัดในโครงในชั้นเกลือหินของประเทศไทย
- 5) การเขียนรายงาน แนวคิด ขั้นตอนโดยละเอียด การวิเคราะห์ ข้อสรุปและคำแนะนำในการศึกษาขั้นต่อไปจะถูกนำเสนอโดยละเอียดในรายงานฉบับสมบูรณ์ ในขั้นตอนนี้จะรวมไปถึงการเขียนบทความเพื่อตีพิมพ์ในวารสารนานาชาติ

ขอบเขตของงานวิจัย

งานวิจัยนี้จะมุ่งไปถึงคุณสมบัติเฉพาะทางด้านกลศาสตร์ชั้นเกลือหินที่อยู่ในภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทย คุณสมบัติเฉพาะนี้คือ คุณสมบัติความต้านแรงกดทางด้าน Cyclic Loading และคุณสมบัติการประสานของรอยแตกเกลือหิน ซึ่งมีตัวแปรคือแรงกดในแนวตั้งฉากที่คงที่ในระดับต่าง ๆ และระยะเวลาภายใต้แรงกดคงที่นั้น ๆ งานวิจัยจะไม่เน้นไปถึงคุณสมบัติของเกลือหินในระยะเวลาอันยาวนาน (Visco-Plasticity) อุณหภูมิที่ใช้ในการทดสอบก็จะเป็นอุณหภูมิคงที่ คือ อุณหภูมิของห้องทดลอง งานวิจัยจะไม่ครอบคลุมไปถึงการเปลี่ยนอากาศอัดที่ออกมาเพื่อให้เป็นพลังงานไฟฟ้า กล่าวคือจะไม่ครอบคลุมไปถึงการออกแบบหรือการศึกษาของโรงผลิตไฟฟ้าที่อยู่บนผิวดิน

ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

งานวิจัยนี้จะทำให้รู้ถึงพฤติกรรมทางด้านกลศาสตร์พิเศษของชั้นเกลือหิน กล่าวคือพฤติกรรมทางการรับแรงกดที่ไม่คงที่และเป็นแบบวัฏจักร (Cyclic loading) และพฤติกรรมทางการประสานของรอยแตกในชั้นเกลือหินของประเทศไทย พฤติกรรมพิเศษหรือเฉพาะเหล่านี้สามารถนำมาประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบโครงในชั้นเกลือหินเพื่อใช้กักเก็บพลังงานไฟฟ้าในรูปอากาศอัด

ผลพลอยได้จากงานวิจัยนี้ยังสามารถนำไปประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์ เพื่อให้เข้าใจถึงพฤติกรรมของรอยแตกในชั้นเกลือหินที่เกิดจากการทำเหมืองเกลือ หรือเกิดจากการขุดเจาะแบบเหมืองละลายในภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทย

การพัฒนางานวิจัยนี้ขึ้นมาเพื่อศึกษาคุณสมบัติพิเศษของเกลือหิน ซึ่งไม่เคยมีใครดำเนินการศึกษามาก่อนแม้แต่ในต่างประเทศ จะทำให้มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารีเป็นผู้นำทางด้านวิชาการที่เกี่ยวข้องกับกลศาสตร์ของเกลือหิน ซึ่งจะเป็นองค์ความรู้ใหม่ของประเทศชาติสืบต่อไป

หน่วยงานที่นำผลการวิจัยไปใช้ประโยชน์

หน่วยงานที่นำผลการวิจัยไปใช้ประโยชน์จะครอบคลุมไปถึงหน่วยงานของรัฐและบริษัทเอกชน อาทิ

- 1) การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย
- 2) กรมพัฒนาและส่งเสริมพลังงาน
- 3) กรมทรัพยากรธรณี
- 4) ผู้ประกอบการที่เกี่ยวข้องกับเหมืองเกลือสินเธาว์

บทที่ 1

การทบทวนวรรณกรรมวิจัยที่เกี่ยวข้อง

กิจกรรมเบื้องต้นในงานวิจัยนี้คือการทบทวนวรรณกรรมวิจัยที่เกี่ยวข้องกับเทคโนโลยีการเก็บพลังงานในรูปอากาศภายใต้แรงดันในโพรงที่ถูกละลายในชั้นเกลือหิน งานวิจัยนี้จะเน้นไปที่ศักยภาพเชิงกลศาสตร์ของเกลือหินที่จะถูกประยุกต์ใช้ในเทคโนโลยีนี้ ดังนั้น องค์ความรู้ที่เกี่ยวข้องและจะทบทวนในงานวิจัยนี้จะรวมไปถึง 1) เทคโนโลยีการเก็บพลังงานในรูปอากาศภายใต้แรงดัน 2) ธรณีวิทยาเกลือหินในภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทย 3) คุณสมบัติของเกลือหิน 4) การทดสอบเกลือหินเชิงกลศาสตร์ 5) สมการที่ใช้อธิบายพฤติกรรมเชิงกลศาสตร์ของเกลือหิน 6) แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ 7) กลไกการประสานตัวของรอยแตกในหิน และ 8) การทดสอบแรงกดแบบวัฏจักร

1.1 การเก็บพลังงานในรูปอากาศภายใต้แรงดันในชั้นหิน

การเก็บพลังงานไฟฟ้าในรูปของอากาศภายใต้ความดัน (Compressed-Air Energy Storage) ในโพรงชั้นหิน มีแนวคิดเพื่อที่จะสะสมและเก็บพลังงานไฟฟ้าในขณะที่มีเหลือใช้ให้อยู่ในรูปของอากาศภายใต้แรงดัน และปล่อยพลังงานนี้ออกมาผลิตกระแสไฟฟ้าในเวลาที่พลังงานไฟฟ้าขาดแคลน (Crotagino, 2001) ในช่วงที่ความต้องการใช้พลังงานไฟฟ้าน้อย จะมีพลังงานเหลือในระบบการจ่ายกระแสไฟฟ้า เทคโนโลยีการเก็บพลังงานนี้จะใช้พลังงานส่วนที่เหลือในการหมุนมอเตอร์อัดอากาศเก็บไว้ในโพรง เมื่อถึงตอนที่ความต้องการใช้กระแสไฟฟ้ามีมาก อากาศที่อัดไว้ก็จะถูกผันกลับมาเป็นกระแสไฟฟ้า การกักเก็บพลังงานในรูปอากาศภายใต้ความดันเป็นเทคโนโลยีที่มีประสิทธิภาพสูงเมื่อเปรียบเทียบกับ การสะสมและเก็บพลังงานในรูปแบบอื่น เช่น การเก็บพลังงานไฟฟ้าในรูปพลังน้ำแบบสูบกลับ เทคโนโลยีนี้มีใช้อย่างแพร่หลายในต่างประเทศ ทั้งในยุโรป เอเชีย และอเมริกา เพราะจะช่วยลดค่าใช้จ่าย และโดยทางอ้อมจะเพิ่มประสิทธิภาพของโรงผลิตกระแสไฟฟ้าให้สูงขึ้น

เทคโนโลยีการกักเก็บพลังงานในรูปอากาศภายใต้แรงดันแห่งแรกเกิดขึ้นที่ประเทศเยอรมัน ซึ่งก่อสร้างในปี 1978 มีชื่อว่า "The Huntorf Plant" (Crotagino, 2001) มีกำลังการผลิต 290 MW มีโพรงใต้ดินอยู่ 2 โพรงและมีปริมาตรรวมกันเท่ากับ 310,000 ลูกบาศก์เมตร ความลึกถึงหลังคาโพรงประมาณ 650 เมตร โพรงดังกล่าวอยู่ห่างกัน 220 เมตร วิธีการผันอากาศอัดให้เป็นกระแสไฟฟ้าจะเป็นแบบปริมาตรคงที่ การอัดอากาศสู่โพรงจะอัดด้วยอัตราประมาณ 108 kg/s ความดันอากาศภายในโพรงสูงสุดขณะกักเก็บอากาศเท่ากับ 70 บาร์ และปล่อยอากาศออกด้วยอัตรา 417 kg/s เพื่อผลิต

กระแสไฟฟ้า ความดันภายในโพร่งจะลดต่ำลงมาเท่ากับ 20 บาร์ โดยตลอดระยะเวลาที่ดำเนินการอยู่
นี้โพร่งที่ได้ออกแบบมีเสถียรภาพดี เทคโนโลยีนี้ได้ใช้ที่เมือง McIntosh มลรัฐ Alabama ประเทศ
สหรัฐอเมริกา ในปี ค.ศ.1991 ซึ่งมีกำลังการผลิตเท่ากับ 110 MW

ในปัจจุบันเทคโนโลยีอากาศอัดภายใต้แรงดันในชั้นหินได้แบ่งวิธีการผันพลังงาน
ไฟฟ้าที่กักเก็บในรูปอากาศอัดมี 2 วิธีคือ

1) ความดันคงที่ (Constant Pressure System) วิธีนี้มีแนวคิดที่ว่า จะยอมให้น้ำจากอ่าง
เหนือโพร่งไหลดันเข้าไปแทนที่อากาศที่ถูกอัดเข้าไปตอนแรกให้ไหลออกมาผลิตกระแสไฟฟ้า หลัง
จากนั้นอากาศก็จะถูกอัดคืนเข้าไปในโพร่งหินอีกครั้งเมื่อมีกระแสไฟฟ้าเหลือในเวลากลางคืน น้ำที่
อยู่ในโพร่งจะไหลคืนมาอ่างเก็บน้ำเหนือโพร่ง กระบวนการเช่นนี้มีลักษณะเป็นวัฏจักร วิธีนี้
เหมาะสำหรับหินที่เป็นหินแข็ง แนวคิดของอากาศอัดภายใต้ความดันคงที่แสดงในรูปที่ 1.1

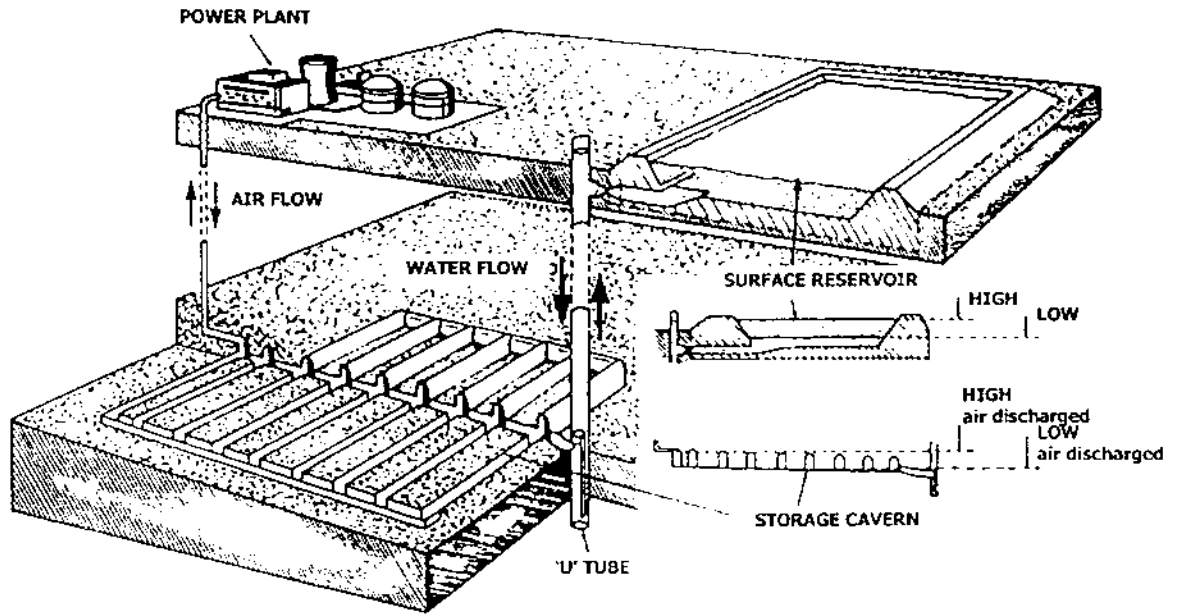
2) ปริมาตรคงที่ (Constant Volume System) วิธีนี้มีแนวคิดที่ให้มีการเปลี่ยนแปลง
ความดันในโพร่ง โดยภายในโพร่งจะมีแต่อากาศอย่างเดียว อากาศภายใต้แรงดันนี้จะถูกปล่อย
ออกมาผลิตกระแสไฟฟ้าซึ่งทำให้ความดันภายในโพร่งค่อย ๆ ลดลง เมื่อถึงช่วงที่กระแสไฟฟ้าเหลือ
ใช้ก็จะอัดอากาศกลับเข้าไปในโพร่งอีก ขบวนการนี้จะเป็นวัฏจักรอย่างต่อเนื่องและเพื่อความมี
เสถียรภาพของโพร่งความดันจะถูกจำกัดไม่ให้ต่ำหรือสูงกว่าที่ออกแบบไว้ วิธีนี้จะเหมาะสมกับ
โพร่งในชั้นเกลือหิน แนวคิดของการปล่อยอากาศในระบบนี้แสดงในรูปที่ 1.2

เทคโนโลยีการสะสมพลังงานไฟฟ้าในรูปอากาศภายใต้แรงดันในชั้นหินได้ถูก
พัฒนาและดำเนินการในหลายประเทศโดยอาศัยชั้นหินต่าง ๆ ที่เหมาะสมในพื้นที่นั้น ๆ เป็นตัวกัก
เก็บอากาศอัด ส่วนใหญ่จะเป็นหินที่อยู่ในกลุ่มของชั้นหินตะกอนและหินแข็งที่มีคุณสมบัติทางค่า
ความซึมผ่านต่ำ

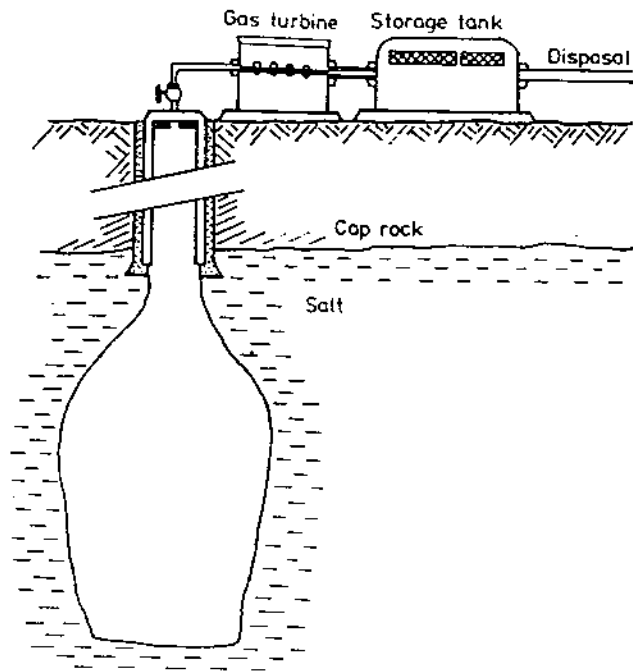
การกักเก็บในชั้นหินตะกอนและหินแข็ง

ประเทศญี่ปุ่นได้มีการเก็บพลังงานในรูปอากาศภายใต้แรงดันในชั้นหินกรวดมน
(Shidahara et al., 2000) และในชั้นหินปูน (Liang and Lindblon, 1999) ในประเทศอังกฤษและสหรัฐ
อเมริกาได้ใช้ชั้นหินแข็งต่าง ๆ เพื่อเก็บพลังงานในรูปอากาศอัดเช่นเดียวกัน (McKay et al., 1989;
Salter et al., 1984; Pincus, 1978; และ Morfeldt, 1975) เป็นต้น มีนักวิจัยหลาย ๆ ท่าน ได้ศึกษาและ
วิเคราะห์เพื่อที่จะออกแบบโพร่งในชั้นหินดังกล่าวอย่างละเอียด

Salter et al. (1984) ได้ศึกษาออกแบบโพร่งสำหรับเก็บอากาศในชั้นหิน Dolomite ภายใต้
ชื่อ โครงการ “The Soyland CAES project” ในมลรัฐอิลลินอยส์ ประเทศสหรัฐอเมริกา โดยที่การผัน
พลังงานในรูปอากาศภายใต้แรงดันให้เป็นกระแสไฟฟ้าจะใช้วิธีความดันคงที่ โดยโพร่งหินจะมีความ



รูปที่ 1.1 ระบบการผันพลังงานแบบความดันคงที่ (Constant Pressure System) โครงการ Soyland Project มลรัฐ Illinois ประเทศสหรัฐอเมริกา (ดัดแปลงมาจาก Salter et al., 1984)



รูปที่ 1.2 ระบบการผันพลังงานแบบปริมาตรคงที่ (Constant Volume System)
(ดัดแปลงมาจาก Wolfgang, 1982)

จุทั้งหมดเท่ากับ 245,000 ลูกบาศก์เมตร และอยู่ที่ระดับความลึก 580 เมตร Mckey et al. (1989) ได้ศึกษาและออกแบบโพรงสำหรับเก็บพลังงานในชั้นหิน Granitic Gneiss ภายใต้ชื่อโครงการ "The Bad Creek Project" ขนาดของโพรง มีความกว้าง 23 เมตร ความยาว 132 เมตร และ ความสูง 50 เมตร และประมาณความจุทั้งหมดเท่ากับ 1,518,000 ลูกบาศก์เมตร โดยโครงการนี้จะสามารถผลิตกระแสไฟฟ้าได้ 1000 MW นอกจากนี้โครงการนี้ยังมีความเหมาะสมทั้งทางด้านเศรษฐศาสตร์และความปลอดภัยในการก่อสร้าง Wittke et al. (1978) ได้ศึกษาและวิเคราะห์โดยอาศัยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์เพื่อออกแบบโพรงในชั้นหินโคลนที่ Vianden โพรงอยู่ที่ความลึก 500 เมตร ลักษณะโพรงเป็นห้อง ๆ ทรงกระบอกรูปวงรี มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 5.5 เมตร และยาว 5 กิโลเมตร วางตัวในแนวระนาบ และมีการสร้างอ่างเก็บน้ำอยู่เหนือโพรงเพื่อใช้ดันอากาศในโพรงให้ไปผลิตกระแสไฟฟ้าและช่วยค้ำยันโพรง ปริมาตรอากาศในโพรงเท่ากับ 100,000 ลูกบาศก์เมตร โพรงนี้จะใช้ระบบการผันกระแสไฟฟ้าแบบความดันคงที่ ที่ความดัน 50 บาร์ โครงการนี้มีกำลังการผลิตถึง 300 MW ในช่วงเวลา 4 ชั่วโมง DeLong et al. (1989) ศึกษาความเป็นไปได้ในโครงการเก็บพลังงานในรูปอากาศอัดที่บริเวณตอนบนด้านตะวันตกของสหรัฐอเมริกา โดยพิจารณาในด้านความเหมาะสมในเชิงธรณีวิทยาของแหล่งหิน และลักษณะความต้องการทางด้านพลังงานไฟฟ้าควบคู่กันไป ที่เมือง Norton มลรัฐ Ohio ประเทศสหรัฐอเมริกา ได้มีการก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นหินปูนซึ่งความจุของโพรงประมาณ 10 ล้านลูกบาศก์เมตร โดยการอาศัยน้ำที่เก็บไว้ในอ่างเหนือโพรงดันอากาศที่เก็บไว้ออกมาผลิตกระแสไฟฟ้า (Crotogino, 2001)

การกักเก็บในชั้นเกลือหิน

การเก็บพลังงานในรูปอากาศอัดในชั้นเกลือหินหรือ โคมเกลือหินจะเป็นที่นิยมที่สุด เพราะมีคุณสมบัติทางกลศาสตร์และกลศาสตร์ที่เหมาะสม ซึ่งผลงานของนักวิจัยหลายท่านได้ระบุว่าการกักเก็บอากาศอัดในชั้นเกลือหินจะให้ประสิทธิภาพที่ดีกว่าในหินชนิดอื่น Katz and Rady (1976), Chang et al. (1980) และ DeLong et al. (1989) ได้เสนอแนวคิดและสรุปการดำเนินงานของเทคโนโลยีนี้อย่างกว้าง ๆ การออกแบบและการวิเคราะห์โพรงที่เกิดจากการละลายในชั้นเกลือเพื่อใช้กักเก็บอากาศอัดนั้นได้มีการศึกษาอย่างละเอียดในประเทศสหรัฐอเมริกาและเยอรมนี (Serata and Hiremath, 1989; Thoms and Gehle, 1982; Wittke et al., 1978; Fuenkajorn and Daemen, 1992; Fuenkajorn and Serata, 1992) มีนักวิจัยหลายท่านในหน่วยงานต่าง ๆ ได้ทำการศึกษาในเชิงกลศาสตร์และธรณีวิทยาในการใช้ชั้นเกลือหินและ โคมเกลือหินในการก่อสร้างโพรงเพื่อเก็บอากาศอัด

Serata et al. (1989) ได้วิเคราะห์เสถียรภาพทางด้านธรณีกลศาสตร์ของ โคมเกลือหิน ที่เมือง McIntosh ที่อยู่ทางตอนใต้ของมลรัฐโอลาบามาเพื่อใช้เก็บอากาศอัด โดยใช้แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์มาช่วยในการวิเคราะห์โปรแกรมที่ใช้คือ REM ผลจากการวิเคราะห์ได้นำมาใช้ในการ

ประเมินผลกระทบในระยะยาวของเกลือหินรอบโพรง นอกจากนี้การวิเคราะห์จะเน้นเรื่องการวิรูปร่างการกระจายตัวของความเค็ม อัตราการทรุดตัว และการยุบตัวของโพรง

หน่วยงานรัฐบาลในประเทศสหรัฐอเมริกาที่ได้ทำการพัฒนาเทคโนโลยีอย่างละเอียดและต่อเนื่องคือ Electric Power Research Institute (EPRI) ซึ่งได้ทำการวิจัยค้นคว้าและพัฒนาเทคโนโลยีการเก็บพลังงานไฟฟ้าในรูปอากาศอัดในชั้นเกลือหินหลาย ๆ ด้าน เช่น ทางด้านวิธีการออกแบบโพรง (EPRI, 1990; EPRI, 1992; EPRI, 1994) ทางด้านการออกแบบเครื่องกำเนิดไฟฟ้า (EPRI, 1994; EPRI, 1997; EPRI, 2000) การประเมินทางด้านเศรษฐกิจ (EPRI, 1986; EPRI, 1999) และทางด้านการใช้หินชนิดอื่น ๆ ที่ไม่ใช่เกลือหิน (EPRI, 1990) เป็นต้น ผลงานวิจัยเหล่านี้ไม่ได้นำมาตีพิมพ์ต่อสาธารณชน เนื่องจากเป็นเทคโนโลยีที่ถูกสงวนลิขสิทธิ์และมีผลได้และผลเสียทางการค้า

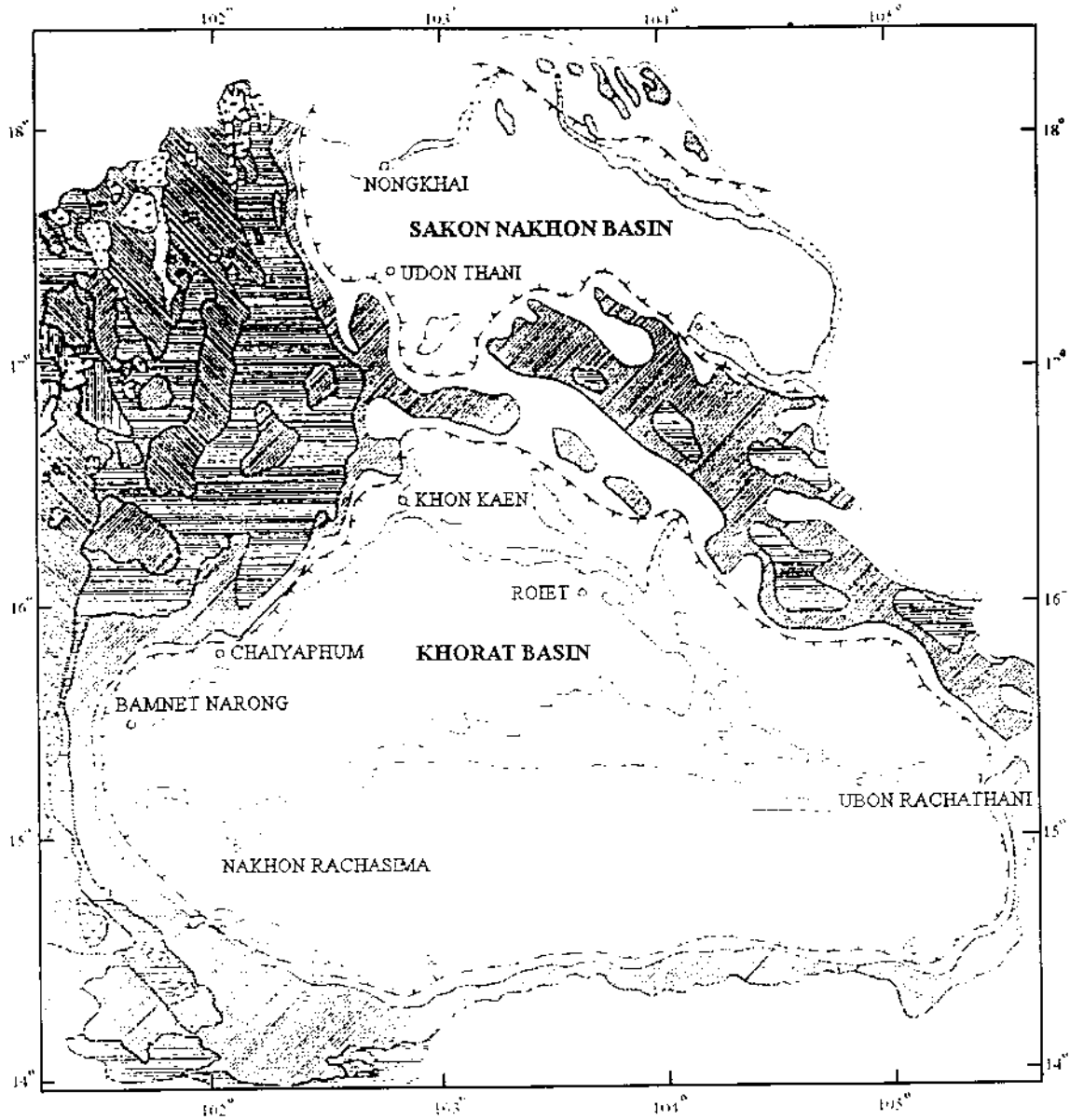
1.2 ธรณีวิทยาของเกลือหินในประเทศไทย

โครงสร้างธรณีวิทยา

ชั้นเกลือหินในประเทศไทยตั้งอยู่บนที่ราบสูงโคราช (Khorat Plateau) ดังแสดงรายละเอียดในรูปที่ 1.3 เพื่อให้เข้าใจถึงลักษณะลำดับชั้นเกลือหินและหินข้างเคียงในเชิงความหนาและความลึก จำเป็นต้องมีความรู้พื้นฐานทางโครงสร้างธรณีวิทยาของที่ราบสูงโคราช ซึ่งโครงสร้างธรณีวิทยาและลักษณะกายภาพของที่ราบสูงโคราชมีดังนี้ ที่ราบสูงโคราชอยู่ระหว่างเส้นรุ้งที่ 14 ถึง 19 องศาเหนือและเส้นแวงที่ 101 ถึง 106 องศาตะวันออก ทางทิศเหนือและทิศตะวันออกติดกับประเทศลาว ทางทิศใต้ติดประเทศกัมพูชา ที่ราบสูงโคราชมีพื้นที่ประมาณ 150,000 ตารางกิโลเมตร สูงจากระดับน้ำทะเลเฉลี่ย 140 เมตร ลักษณะภูมิประเทศเป็นที่ราบสูงโดยมีความลาดเอียงไปทางทิศตะวันออกเฉียงใต้ มีขอบเป็นเทือกเขาสูง ด้านทิศตะวันตก ได้แก่ เทือกเขาเพชรบูรณ์และเทือกเขาคงพญาเย็น ส่วนด้านทิศใต้ ได้แก่ เทือกเขาสันกำแพงและเทือกเขาพนมดงรัก บริเวณกลางที่ราบสูงมีเทือกเขาภูพานวางตัวในทิศตะวันออกเฉียงใต้

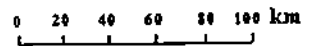
ที่ราบสูงโคราชสามารถแบ่งหมวดหินออกเป็นสองกลุ่มตามลักษณะพื้นที่ คือ กลุ่มพื้นที่ขอบแอ่ง มีลักษณะภูมิประเทศเป็นเทือกเขาสูง ประกอบด้วยหมวดหิน ห้วยหินลาด (Huai Hin Lat) น้ำพอง (Nam Phong) ภูกระดึง (Phu Kradung) พระวิหาร (Phra Wihan) เสาขร้าว (Sao Khua) และภูพาน (Phu Phan) ส่วนกลุ่มพื้นที่เป็นแอ่ง มีลักษณะภูมิประเทศเป็นที่ราบและแอ่ง ประกอบด้วยหมวดหิน โขกกรวด (Khok Kruat) และมหาสารคาม (Maha Sarakam)

สมชัย วงศ์สวัสดิ์ และสุนทร ปัญญาสุธารส (2533) นเรศ ตัศยารักษ์ และคณะ (2530, 2533) ได้อธิบายลักษณะของหมวดหินในหินชุดโคราช หมวดหินมหาสารคาม และหมวดหินภูทอก โดยเรียงลำดับจากอายุเก่าแก่ที่สุดถึงน้อยที่สุดสรุปได้ดังนี้



Explanation

QUATERNARY		Aluvium		Basalt
CRETACEOUS		Sandstone, Shale Siltstone, Rock Salt		Andesite Rhyolite
JURASSIC		sandstone, Shale Conglomerate		Granite Granodiorite
JURASSIC TRIASSIC		Shale, Sandstone Conglomerate		Porphyry
TRIASSIC		Sandstone Siltstone, Conglomerate		Ultramafic
CARBONIFEROUS		Sandstone, Siltstone		Basin
PERMIAN		Shale, Limestone		



รูปที่ 1.3 เกลือหินในภาคตะวันออกเฉียงเหนือ (ปรับปรุงจาก Japan International Cooperation Agency, 1981)

- 1) หมวดหินน้ำพอง ประกอบด้วยหินทรายและหินกรวดมนสีน้ำตาลแกมแดง ช่วงบนและล่างมีหินโคลนสลับกับหินทรายแป้ง ช่วงอายุตอนต้น Jurassic
- 2) หมวดหินภูกระดึง ประกอบด้วยหินโคลนและหินทรายแป้งสีน้ำตาลแกมแดง ช่วงอายุตอนต้น Jurassic
- 3) หมวดหินพระวิหาร ประกอบด้วยหินทรายสีขาว หินดินดานสีน้ำตาลแกมแดง และหินกรวดมน ช่วงอายุตอนกลาง Jurassic
- 4) หมวดหินเสาขัว ประกอบด้วยหินทราย หินทรายแข็ง หินโคลน และหินกรวดมนสีแดง ช่วงอายุตอนปลาย Jurassic
- 5) หมวดหินภูพาน ประกอบด้วยหินกรวดมนและหินทรายสีขาวและเทาอ่อน ช่วงอายุตอนต้น Cretaceous
- 6) หมวดหินโคกกรวด ประกอบด้วยหินทรายและหินโคลนสีน้ำตาลแกมแดง และหินกรวดมน ช่วงอายุตอนกลาง Cretaceous
- 7) หมวดหินมหาสารคาม ประกอบด้วยชั้นเกลือและชั้นตะกอนสลับกันสามกลุ่ม และมีแอนไฮไดรต์ปิดทับชั้นบนสุดและชั้นล่างสุดของหมวดหินนี้ ช่วงอายุตอนปลาย Cretaceous
- 8) หมวดหินภูทอก ประกอบด้วยหินทรายสีอิฐและน้ำตาลแกมแดง หินทรายแป้ง และหินโคลนสีอิฐและน้ำตาลแกมแดง ช่วงอายุตอนต้น Tertiary

โครงสร้างทางธรณีวิทยาของที่ราบสูงโคราชมีรูปร่างของโครงสร้างเป็นแอ่ง (Structural Basin) เกิดจากการยกตัวในตอนเหนือและใต้ รวมทั้งการยกตัวของหมวดหินภูพานในทิศตะวันออกเฉียงใต้เกิดเป็นโครงสร้างแอ่งสองแอ่งขึ้น แอ่งทั้งสองมีความลาดเอียงของชั้นหินไม่เกินประมาณ 20 องศา ไปทางกลางแอ่งที่มีความลึกเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ แอ่งสกนครอยู่ทางตอนเหนือ มีพื้นที่ประมาณ 17,000 ตารางกิโลเมตร ประกอบด้วย จังหวัดหนองคาย อุดรธานี สกลนคร นครพนม มุกดาหาร และบางส่วนของประเทศลาว ส่วนแอ่งโคราชอยู่ทางตอนใต้มีพื้นที่ประมาณ 33,000 ตารางกิโลเมตร ประกอบด้วย จังหวัดนครราชสีมา ชัยภูมิ ขอนแก่น มหาสารคาม ร้อยเอ็ด กาฬสินธุ์ ยโสธร อุบลราชธานี และทางตอนเหนือของจังหวัดบุรีรัมย์ สุรินทร์และศรีสะเกษ

โครงสร้างของแอ่งทั้งสองนี้ มีกลุ่มหินอิวาโพไรท์ (Evaporite) เช่น เกลือหิน ยิปซัม เป็นต้น เริ่มจากการยุบตัวในบางพื้นที่ด้านที่ติดกับทะเลในช่วงประมาณ Cretaceous และมีตะกอนสะสมจนถึงช่วงยุคตอนกลาง Cretaceous จากนั้นเกิดการสะสมตัวจากการระเหยของน้ำทะเลภายในทั่วพื้นที่ในช่วงยุคตอนปลาย Cretaceous เกิดเป็นชั้นเกลือหินขึ้น และในช่วงยุค Tertiary เกิดการยกตัวสูงขึ้นของขอบแอ่งที่ราบสูงโคราช เทือกเขาภูพาน เทือกเขาเพชรบูรณ์ และเทือกเขาพนมดงรัก จนทำให้เกิดเป็นแอ่งชัดเจน

การสะสมตัวของตะกอนและการระเหยของน้ำทะเลได้แบ่งเป็นสามวัฏจักร แต่ละวัฏจักรจะมีการหมุนเวียนของกระแสน้ำทะเลเข้าและออกภายในแอ่ง โดยมีอัตราการระเหยของน้ำทะเลที่เหมาะสมทำให้เกิดการสะสมตัวของแร่ เช่น แร่เฮไลต์และแร่โพแทช เป็นต้น แต่ละวัฏจักรประกอบไปด้วยชั้นอิวาโพไรท์และชั้นตะกอนที่เกิดเป็นวัฏจักรทับถมกัน (Suwanich and Rattanajuraks, 1982; สมชัย วงศ์สวัสดิ์ และสุนทร ปัญญาสุธารส, 2533) มีรายละเอียดดังนี้

วัฏจักรแรก (Lower cycle) ประกอบด้วย ตะกอนชั้นล่างเกิดจากน้ำทะเลที่เข้าภายในแอ่งก่อให้เกิดการตกตะกอนของชั้น ferruginous clastic sediments และ calcareous sandstone ส่วนหินอิวาโพไรท์ชั้นล่างเกิดระหว่างมีน้ำทะเลออกจากแอ่ง มีการตกตะกอนของแอนไฮไดรต์ (Anhydrite) เฮไลต์ (Halite) โพแทช (Potash) และซิลไวท์ (Sylvite)

วัฏจักรที่สอง (Middle cycle) ประกอบด้วยตะกอนชั้นกลางเกิดระหว่างมีกระแสน้ำทะเลเข้าภายในแอ่งก่อให้เกิดการตกตะกอนของชั้นหินดินดาน และหินดินเหนียว ส่วนหินอิวาโพไรท์ชั้นกลางเกิดระหว่างมีกระแสน้ำทะเลออกจากแอ่งและมีความเข้มข้นเพิ่มขึ้นทำให้เกิดการตกตะกอนของเฮไลต์และแอนไฮไดรต์ชั้นบาง ๆ

วัฏจักรที่สาม (Upper cycle) ประกอบด้วย ตะกอนชั้นบนเกิดระหว่างมีกระแสน้ำทะเลเข้าภายในแอ่งก่อให้เกิดการตกตะกอนของชั้นดินเหนียวสีน้ำตาลแดง ส่วนหินอิวาโพไรท์ชั้นบนเกิดระหว่างมีกระแสน้ำทะเลออกจากแอ่ง

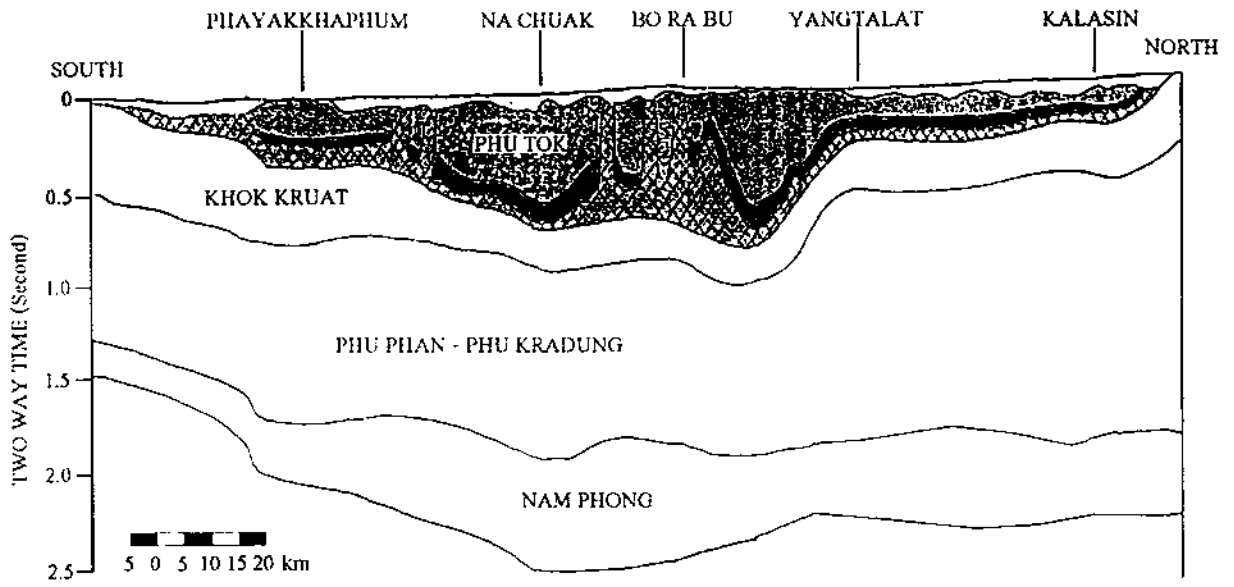
จากหลุมเจาะสำรวจโพแทชที่เจาะสำรวจโดยกรมทรัพยากรธรณีในปี พ.ศ. 2516-2526 จำนวน 118 หลุม (Japakasetr, 1977, 1985; Japakasetr and Workman, 1981; Sattayarak, 1983, 1985) ได้เจาะสำรวจทะเลชั้นเกลือลงไปจนถึงหมวดหินโคกกรวดซึ่งสามารถเรียงลำดับหมวดหินนี้จนถึงชั้นบนสุดของหมวดหินมหาสารคามตามลำดับคือ

- 1) หินทรายสีน้ำตาลแดง (Redbed sandstone) หรือหินทรายแป้งสีเขียวเทา (Greenish gray siltstone) เนื้อแน่น บางแห่งมีหินดินดานสีน้ำตาลปนแดงแทรกอยู่
- 2) แอนไฮไดรต์ชั้นล่าง (Basal anhydrite) สีขาวแข็งถึงเทาองรับเกลือหินชั้นล่างก่อนถึงหมวดหินโคกกรวด
- 3) เกลือหินชั้นล่าง (Lower rock salt) เป็นชั้นเกลือที่หนาที่สุด สะอาดที่สุดและตอนล่างจะมีอินทรีย์วัตถุปนอยู่ บางพื้นที่เป็นชั้นหนามากกว่า 400 เมตร บางพื้นที่มีการก่อตัวเป็น โคมเกลือมีความหนาถึง 1,000 เมตร มีความหนาโดยเฉลี่ย

- 4) โพแทช (Potash) ที่พบมีอยู่ 2 ชนิด ได้แก่ คาร์นัลไลต์ (Carnallite - $KCl \cdot MgCl_2 \cdot 6H_2O$) ส่วนมากที่พบมีสีส้ม แดงและชมพู และซิลวิไนต์ (Sylvinit - KCl) จะพบเป็นส่วนน้อย สีขาวและส้มอ่อน เกิดจากการเปลี่ยนแปลงจาก คาร์นัลไลต์พบใกล้กับบริเวณโคมเกลือ และแทชชีไฮไครต์ (Tachyhydrite - $CaCl_2 \cdot 2MgCl_2 \cdot 12H_2O$) มักเกิดและมีเนื้อผสมกับคาร์นัลไลต์ มีสีส้ม ส้มเหลือง และสีเหลืองเกิดจากมีแร่แมกนีเซียมเกิดร่วมซึ่งละลายน้ำได้ง่าย
- 5) เกลือหินหลากสี (Rock salt) เป็นชั้นบาง ๆ มีสีแดง ส้ม น้ำตาล เทา และสีขาว ใส มีความหนาโดยเฉลี่ย 3 เมตร
- 6) กลาสติกชั้นล่าง (Lower clastic) เป็นดินเหนียวและหินโคลนสีน้ำตาลแดง ค่อนข้างอ่อน มีสายแร่เกลือและสายแร่คาร์นัลไลต์ปน
- 7) เกลือชั้นกลาง (Middle salt) เป็นเกลือสกปรก สีน้ำตาลอ่อนถึงสีวันดำ หนา มากกว่าเกลือชั้นบน ตอนล่างอาจมีแร่คาร์นัลไลต์หรือซิลไครต์ มีความหนาโดยเฉลี่ย 70 เมตร
- 8) กลาสติกชั้นกลาง (Middle clastic) ดินเหนียวและหินโคลนสีน้ำตาลแดง ค่อนข้างอ่อน มียิบซัม (Gypsum) สีขาวแทรก
- 9) เกลือชั้นบน (Upper Salt) เป็นเกลือสกปรก มีตะกอนคาร์บอนปน สีน้ำตาลอ่อนจนถึงสีวันดำ หรือสีส้ม (เมื่อปนดินเหนียว) มีความหนา 3-65 เมตร
- 10) แอนไฮไครต์ชั้นบน (Upper Anhydrite) เป็นชั้นบาง ๆ สีขาวถึงสีเทา
- 11) ดินเหนียวและหินดินเหนียว (Clay and Claystone) สีน้ำตาลแดง บางแห่งมีหินทรายแป้งและหินทรายสีน้ำตาลแดงเกิดร่วมอยู่ด้วย
- 12) ดินตะกอนชั้นบน เป็นดินเหนียวสีเทาปนน้ำตาลปนดินร่วน ชั้นรองลงมาเป็น หินทรายและดินเหนียวปนดินทรายสีน้ำตาล สีชมพูและสีส้ม

จากข้อมูลคลื่นไหวสะเทือนภาพตัดขวางที่แอ่งโคราช-อุบล และแอ่งอุดร-สกลนคร (นเรศ ศัตยารักษ์และคณะ, 2530, 2533) พบว่าลักษณะชั้นเกลือหินแบ่งตามลักษณะรูปร่างได้สามแบบ คือ ชั้นเกลือหิน ชั้นเกลือหินคดโค้ง และ โดมเกลือหิน โดยหมวดหินมหาสารคามและภูทอกจะมีการคดโค้งตามหินชุดโคราช และภาพตัดขวางชั้นเกลือหินบางส่วนในแอ่งโคราชได้แสดงไว้ในรูปที่ 1.4

ผลกระทบจากการชนกันของทวีป (ทวีปเอเชียและอนุทวีปอินเดีย) ในช่วงอายุ Tertiary ทำให้เกิดแรงดันด้านข้างคั่นหินในหมวดหินภูทอกจนแตก คุณสมบัติของเกลือหินที่คล้าย พลาสติกทำให้เคลื่อนไหลได้ง่าย ชั้นเกลือหินจึงสามารถคั่นแทรกเข้าไปในรอยแตกได้ รวมทั้งน้ำ



รูปที่ 1.4 ภาพตัดขวางแสดงชั้นเกลือหินบางส่วนในแอ่งโคราช
(นเรศ สัตยารักษ์ และคณะ, 2530, 2533)

หนักกดทับของดินและหินชั้นบน (Overburden) ในแต่ละพื้นที่ที่มีน้ำหนักกดทับไม่เท่ากันทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงรูปร่างจากชั้นเกลือหินเป็นชั้นเกลือหินคดโค้ง และเป็นโคมเกลือตามลำดับ พิทักษ์รัตนจารุรักษ์ (2533) สมเกียรติ จันทรมหา (2530) และ Supajanya et al. (1992) ยังพบว่าจากผลการสำรวจวัดคลื่นไหวสะเทือนบริเวณหลุมเจาะสำรวจ K-66 ที่อำเภอบรบือ จังหวัดมหาสารคาม (รูปที่ 1.5) โคมเกลือจะมีรูปร่างและขนาดแตกต่างกัน บางตัวเพิ่งเริ่มก่อตัวเป็นโคม และจะก่อตัวได้ดีจากเกลือหินชั้นล่างบริเวณกลางแอ่งโคราชและแอ่งสกลนคร

อุทกธรณีวิทยา

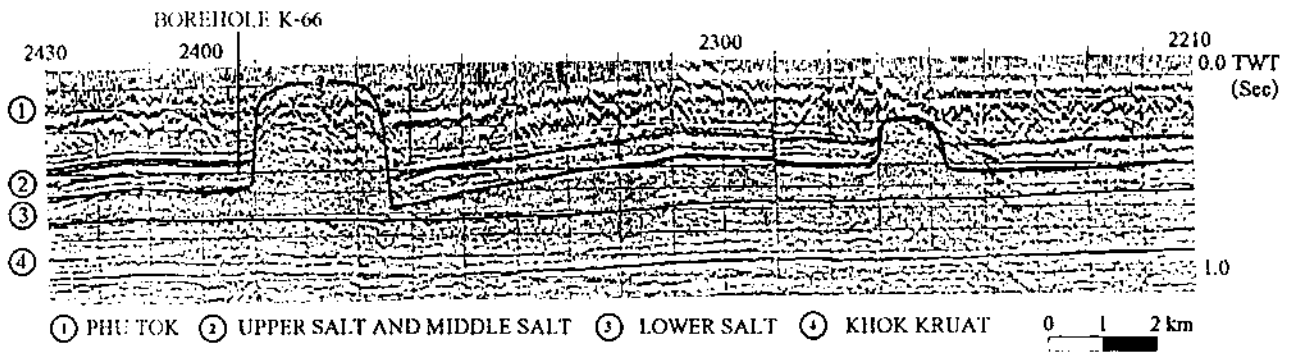
สมชัย วงศ์สวัสดิ์ และสุนทร ปัญญาสุธารส (2533) ได้อธิบายระบบการไหลของน้ำบาดาลในภูมิภาค (Regional flow system) เป็นการไหลระหว่างพื้นที่รับน้ำ (พื้นที่สูงสุด) กับพื้นที่ให้น้ำ (พื้นที่ต่ำสุด) ในแอ่ง เมื่อพิจารณาในแอ่งโคราช พื้นที่รับน้ำจะเป็นบริเวณเทือกเขารอบแอ่ง (เทือกเขาภูพาน เทือกเขาเพชรบูรณ์ เทือกเขาสันกำแพง เทือกเขาพนมดงรัก) และพื้นที่ให้น้ำจะเป็นบริเวณพื้นที่ราบลุ่มทุ่งกุลาร้องไห้ สรุปได้ว่า น้ำบาดาลจะมีการไหลจากขอบแอ่งเข้าสู่กลางแอ่ง ส่วนแอ่งสกลนครก็มีรูปแบบการไหลของน้ำบาดาลที่เหมือนกับแอ่งโคราช

ชั้นน้ำบาดาล (Aquifer) จะมุ่งเน้นไปที่ชั้นน้ำที่มีผลกระทบต่อชั้นเกลือหินที่วางตัวอยู่ชั้นบนและชั้นล่างของชั้นเกลือหิน ได้แก่ ชั้นน้ำบาดาลภูทอก (Phuthok aquifer) ชั้นน้ำบาดาลมหาสารคาม (Maha Sarakham aquifer) ชั้นน้ำบาดาลโคกกรวด (Khok Kruat aquifer)

ชั้นน้ำบาดาลภูทอก มีความหนาเฉลี่ย 150 เมตร ครอบคลุมพื้นที่จังหวัดมหาสารคาม ร้อยเอ็ด ยโสธรและอุบลราชธานีเป็นส่วนใหญ่ การกักเก็บน้ำบาดาลส่วนใหญ่จะพบอยู่ในรอยแตกที่เกิดจากการทรุดตัวหรือดินแทรกของเกลือหินที่อยู่ด้านล่าง แอ่งแหล่งน้ำบาดาลออกเป็นสามชนิดตามลักษณะโครงสร้าง คือ (1) แหล่งน้ำบาดาลในโครงสร้างประทุนหงาย (Syncline) น้ำบาดาลจะอยู่ในชั้นรอยต่อระหว่างชั้นหิน มีปริมาณน้ำสูบได้ 2-10 ลูกบาศก์เมตร/ชั่วโมง (2) แหล่งน้ำบาดาลในโครงสร้างประทุนคว่ำ (Anticline) มีความหนาชั้นน้ำบาดาลไม่มาก คุณภาพน้ำจะกร่อยและเค็ม มีปริมาณน้ำสูบได้ 5-20 ลูกบาศก์เมตร/ชั่วโมง และ (3) แหล่งน้ำบาดาลในโครงสร้างรอยต่อประทุนคว่ำกับประทุนหงาย เป็นแหล่งน้ำบาดาลขนาดใหญ่ มีปริมาณน้ำที่สูบได้ 20-100 ลูกบาศก์เมตร/ชั่วโมง

ชั้นน้ำบาดาลมหาสารคาม ส่วนใหญ่น้ำจะมีคุณภาพกร่อยและเค็ม มีการแทรกซึมอยู่ในชั้นหินทรายหรือชั้นหินที่ยอมให้น้ำซึมผ่านได้และจะกักเก็บน้ำบาดาลได้ดีบริเวณด้านบนของเกลือหิน ซึ่งเป็นชั้นน้ำเค็มที่มีปริมาณมาก

ชั้นน้ำบาดาลโคกกรวด มีโอกาสพบน้ำได้เพียงร้อยละ 60 มีปริมาณน้ำสูบได้ 3-5 ลูกบาศก์เมตร/ชั่วโมง เพราะหมวดหินนี้จะประกอบด้วยหินทรายเนื้อแน่นและค่อนข้างแข็ง



รูปที่ 1.5 ภาพตัดชั้นเกลือหินจากผลการสำรวจวัดคลื่นสั้นสะท้อนบริเวณหลุมเจาะสำรวจ K-66
อ.บรรปือ จ.มหาสารคาม (พิทักษ์ รัตนจารุรักษ์, 2533)

1.3 คุณสมบัติของเกลือหิน

1.3.1 คุณสมบัติของเกลือหินเชิงกลศาสตร์

การศึกษาและวิจัยในด้านกลศาสตร์เกลือหินมีจุดมุ่งหมายหลักเพื่อศึกษากลไก และพฤติกรรมของเกลือหินในระยะเวลายาว โดยอาศัยการทดสอบเชิงกลศาสตร์และความรู้พื้นฐานทางวิศวกรรมศาสตร์มาประยุกต์ใช้ เพื่อหาคุณสมบัติของเกลือหินและสร้างสมการหรือกฎเกณฑ์เชิงคณิตศาสตร์ในการประเมินและคาดคะเนพฤติกรรมของเกลือหินในสถานะชั้นหินที่มีแรงกด ความร้อน และความชื้น เป็นต้น คุณสมบัติของเกลือหินเชิงกลศาสตร์จึงเกี่ยวข้องกับค่าความเค้น ความเครียด อุณหภูมิ และเวลา คุณสมบัติเหล่านี้จะถูกกำหนดเป็นส่วนหนึ่งของสมการคณิตศาสตร์เพื่อให้สามารถอธิบายพฤติกรรมของเกลือหินในด้านต่าง ๆ ได้

ผู้วิจัยหลายท่านได้เสนอว่าเกลือหินมีคุณสมบัติเหมือนโลหะและเซรามิก (Munson and Wawersik, 1993; Chokski and Langdon, 1991) แต่แท้จริงแล้วเกลือหินจัดเป็นหินชนิดหนึ่งพวก Alkali halides และมีคุณสมบัติไม่เหมือนกับโลหะ เซรามิก และหินอื่น ๆ Barber (1990) และ Aubertin et al. (1992, 1993, 1999) ได้ศึกษาคุณสมบัติของเกลือหินและสรุปว่าเกลือหินมีคุณสมบัติแบบกึ่งเปราะกึ่งเหนียวหรือมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น-พลาสติก กล่าวคือเกลือหินจะมีพฤติกรรมทั้งแบบยืดหยุ่น แบบยืดหยุ่น-พลาสติก และแบบพลาสติก (Jeremic, 1994; Aubertin et al., 1992, 1993, 1999; Fokker, 1995, 1998)

พฤติกรรมเชิงยืดหยุ่น (Elastic behavior) ของเกลือหินส่วนใหญ่จะถูกพิจารณาในลักษณะความยืดหยุ่นเชิงเส้นตรงและมีการวิบัติแบบเปราะ ความยืดหยุ่นเชิงเส้นตรงสามารถสังเกตได้เมื่อมีแรงกดต่ำกว่าแรงกดอ่อนตัว ในช่วงความยืดหยุ่นเชิงเส้นตรงจะสามารถคำนวณหาสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นได้ ปกติแล้วเกลือหินจะมีสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นที่ต่ำกว่าหินอื่น ๆ

พฤติกรรมเชิงยืดหยุ่น-พลาสติก (Elastic and plastic behavior) ของเกลือหินจะเกิดขึ้นเมื่อแรงกดที่มากกระทำต่อเกลือหินยังไม่เกินจุดอ่อนตัว เมื่อปล่อยแรงกดจะทำให้เกลือหินกลับสู่สภาพเดิมหรือกล่าวอีกนัยหนึ่งคือเกลือหินมีการเปลี่ยนรูปไปชั่วขณะเท่านั้น แต่ในขณะที่เดียวกันเมื่อให้แรงกดต่อไปเกลือหินจะเข้าสู่ช่วงที่เป็นพลาสติก กล่าวคือความเค้นจะเลยจุดความเค้นอ่อนตัวไปแล้วนั่นเอง เมื่อลดแรงกดเกลือหินจะไม่สามารถกลับคืนสู่สภาพเดิมได้ ถ้าให้แรงกดต่อไปเกลือหินจะไม่สามารถทนแรงกดที่สะสมไว้ได้และในที่สุดเกลือหินก็จะวิบัติ

พฤติกรรมเชิงพลาสติก (Plastic behavior) เกลือหินจะไม่มี การเปลี่ยนแปลงรูปร่างอย่างถาวรจนกว่าแรงที่กระทำจะเกินจุดอ่อนตัว (Thorel and Ghoreychi, 1993; Fryne et al., 1996) ที่แรงกดสูงเช่นนี้เกลือหินจะมีการเปลี่ยนรูปแบบพลาสติก ไม่มีที่สิ้นสุดหากแรงกดที่กระทำยังคงเท่ากับแรงกดคงที่ เมื่อถึงขีดจำกัดของความเครียดค่าหนึ่งเกลือหินก็จะไม่สามารถทนรับแรงกดนี้ต่อไปได้และจะวิบัติ

การวิรูปของเกลือหินที่ได้รับอุณหภูมิระดับสูงจะทำให้เกิดการเปลี่ยนตำแหน่งของผลึกได้ง่าย เมื่อได้รับแรงกดก็จะเกิดแรงในแนวเฉือนทำให้เกิดการเคลื่อนไหลง่ายขึ้น ดังนั้นในเชิงกลศาสตร์ แรงกดและความร้อนจะเป็นปัจจัยที่มีความสำคัญในการศึกษาพฤติกรรมกรรมและกลไกการเคลื่อนไหลของเกลือหิน (Duesbery et al., 1991; Senseny et al., 1992; Carter et al., 1993) นอกจากนี้การวิรูปของเกลือหินจะมีความสัมพันธ์กับอัตราความเครียดแบบไม่ยืดหยุ่นและความเค้นแปรผันด้วย (Spiers et al., 1990; Barber, 1990; Chokski and Langdon, 1991; Wolfenstine et al., 1991)

สำหรับการทดสอบเชิงกลศาสตร์จะมีการออกแบบวิธีการทดสอบให้สอดคล้องกับพฤติกรรมของเกลือหินและสภาวะธรรมชาติ เช่น การกำหนดอัตราความเค้นคงที่เพื่อประเมินพฤติกรรมการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง การกำหนดการยุบตัวคงที่เพื่อประเมินการผ่อนคลายความเค้น และการกำหนดให้แรงกดคงที่เพื่อประเมินการเคลื่อนไหลของเกลือหินตลอดระยะเวลาการทดสอบ โดยแต่ละการทดสอบจะมีอุณหภูมิที่แตกต่างกันไป เป็นต้น ในที่สุดจะได้ผลการทดสอบที่แสดงให้เห็นกลไกการเคลื่อนไหลภายใต้สภาวะต่าง ๆ เช่น ในเชิงความสัมพันธ์ของอัตราความเค้น-ความเครียด-อุณหภูมิของการเคลื่อนไหล (Steady creep state) ผลที่ได้นี้จะให้ค่าที่เป็นความสัมพันธ์เพียงหนึ่งเดียวเท่านั้น ส่วนพฤติกรรมการเคลื่อนไหลในช่วงสั้น (Transient creep state) ผลที่ได้จะเน้นถึงการเคลื่อนไหลแบบไม่ยืดหยุ่นซึ่งจะมีความสัมพันธ์หลายค่าหรือมีความแปรผันมากนั่นเอง

1.3.2 คุณสมบัติความซึมผ่านของเกลือหิน

เมื่อ 20 ปีที่แล้วการศึกษาศักยภาพในการกักเก็บของชั้นเกลือหินในต่างประเทศมีมากกว่า 30 ปีมาแล้ว คณะผู้วิจัยในหลายสถาบันมีความเชื่อว่าชั้นเกลือหินมีคุณสมบัติเป็นหินกั้นน้ำ (Aquitard) หรือเป็นหินทึบน้ำ (Impermeable rock) ในขณะนั้นจึงไม่มีการศึกษาหรืองานวิจัยใด ๆ ที่เกี่ยวข้องกับคุณสมบัติการซึมผ่านของชั้นเกลือหินอย่างจริงจัง จนกระทั่งในปี ค.ศ. 1990 Dr. John C. Stormont ได้ทำการตรวจวัดค่าความซึมผ่านของชั้นเกลือหินในเหมืองเกลือที่มลรัฐนิวเม็กซิโก และพบว่าค่าความซึมผ่านของเกลือหินที่อยู่ไกลจากอุโมงค์หรือโพรงจะมีค่าอยู่ที่ประมาณ 10^{-22} m² (หรือประมาณ 10^9 darcy) แต่เกลือหินที่อยู่ใกล้กับผนังอุโมงค์หรือโพรงอาจจะมีค่าสูงกว่า 10^{-18} m² (หรือสูงกว่า 10^5 darcy) (Stormont, 1990) ต่อมา Stormont and Daemen (1992) และ Peach (1991) ได้ทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการและได้ผลยืนยันว่าคุณสมบัติความซึมผ่านของเกลือหิน (Salt permeability) สามารถมีค่าสูงกว่าที่คาดไว้มาก โดยเฉพาะเมื่อเกลือหินนั้นอยู่ภายใต้ความเค้นที่แตกต่างกันมากในแต่ละทิศทาง (Anisotropic stress) ความแตกต่างของความเค้นที่จุด ๆ หนึ่งในเกลือหิน ถ้าสูงพอจะทำให้เกิดรอยแตกริ้วเล็ก ๆ ในเนื้อหิน (Micro-cracks) รอยแตกริ้วนี้จะมีทิศทางค่อนข้างขนานกับทิศทางของความเค้นหลักสูงสุด (Major principal stress) และเมื่อรอยแตกริ้วนี้พัฒนามากขึ้นจนเชื่อมกันก็จะนำไปสู่ความซึมผ่านที่สูงขึ้น โดยเฉพาะอย่างยิ่งความซึมผ่านที่อยู่ในทิศทางที่

ขนานกับทิศทางของความเค้นหลักสูงสุด นอกจากนั้นแล้วความสามารถในการซึมผ่านของอากาศหรือของเหลวในชั้นเกลือหินก็ยิ่งขึ้นกับขนาดและความแตกต่างของความเค้นหลักในสามทิศทางที่จุดนั้น ๆ ดังนั้นในบริเวณที่ใกล้กับผนังของโพรงหรืออุโมงค์ค่าความแตกต่างของความเค้นจะมีค่าสูงสุด และเกลือหินจะเกิดการวิรูปหรือเปลี่ยนแปลงรูปร่างแบบยืดหยุ่นและพลาสติกโดยขึ้นกับเวลา และเมื่อถึงจุด ๆ หนึ่งถ้าค่าความแตกต่างของความเค้นยังลดลงไม่เพียงพอเกลือหินก็จะเกิดการแตกร้าวขึ้น ซึ่งจะเป็นที่มาของความสามารถในการซึมผ่านที่สูงขึ้น ในขณะที่บริเวณเกลือหินที่อยู่ไกลจากผนังอุโมงค์หรือโพรงจะมีค่าความแตกต่างของความเค้นหลักน้อย ดังนั้น เกลือหินในบริเวณนั้นจึงมีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างน้อยกว่า และอาจจะไม่มีการแตกร้าวเกิดขึ้นทำให้เกลือหินที่อยู่ไกลจากผนังอุโมงค์ยังคงมีค่าความซึมผ่าน (Permeability) ต่ำเหมือนไม่มีผลกระทบของอุโมงค์เกิดขึ้น

ข้อสรุปโดยสังเขปเบื้องต้นนี้ได้ถูกยืนยันโดย Fuenkajorn and Serata (1992) ซึ่งได้นำผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการมาสร้างแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์และใช้วิธีคำนวณเชิงตัวเลข (Finite element analysis) และได้ผลสรุปว่าปัจจัยที่มีผลต่อคุณลักษณะและการกระจายตัวของค่าความซึมผ่านในชั้นเกลือหินที่อยู่รอบ ๆ โพรงหรืออุโมงค์ คือ 1) ความลึกของโพรงหรือค่าความเค้นในชั้นหินก่อนที่จะสร้างอุโมงค์ 2) เวลาหรืออายุของโพรง 3) รูปร่างของโพรง 4) คุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของชั้นเกลือ 5) แรงดันข้างในโพรง และ 6) ระยะห่างจากผนังของโพรงที่ความลึกประมาณ 3000–4500 ฟุต แนวโน้มที่จะเกิดการซึมผ่านรอบ ๆ โพรงจะมีมากเนื่องจากขนาดและการกระจายตัวของความเค้นจะอยู่ในระดับสูงพอที่จะทำให้เกิดการแตกร้าวรอบ ๆ โพรง แต่จะไม่สูงเกินไปจนกระทั่งทำให้เกลือหินเปลี่ยนรูปหรือวิรูปแบบพลาสติก โดยส่วนใหญ่แล้วค่าความซึมผ่านของเกลือหินรอบ ๆ โพรงจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามอายุของโพรง และจะมีค่าสูงสุดที่อายุประมาณ 2-3 ปี หลังจากนั้นแล้วค่าความซึมผ่านจะมีค่าคงที่ตรงใดที่ยังไม่มีการเปลี่ยนแปลงของความเค้นเกิดขึ้นใหม่ โพรงหรืออุโมงค์ที่มีรูปร่างทรงกลมจะไม่ทำให้ค่าความซึมผ่านรอบโพรงสูงขึ้นเท่าใดนัก แต่ถ้าโพรงมีลักษณะเป็นรูปทรงรียาวจะทำให้เกลือหินรอบ ๆ โพรงนั้นมีค่าความซึมผ่านสูงมาก เช่น ถ้าอัตราส่วนของความยาวต่อความกว้างของโพรงมีค่าเท่ากับ 3:1 ขึ้นไป ค่าความซึมผ่านสูงสุดของเกลือหินที่ติดอยู่กับโพรงอาจจะมีค่าถึง 10^5 m² หรือประมาณ 10^7 darcy เป็นต้น โพรงที่มีแรงดันข้างในประมาณครึ่งหนึ่งของความเค้นในชั้นหินข้างนอกสามารถลดความซึมผ่านในชั้นเกลือหินรอบ ๆ โพรงได้พอสมควร เนื่องจากความเค้นในโพรงที่เหมาะสมสามารถลดความแตกต่างของค่าความเค้นหลักสูงสุดและความเค้นหลักต่ำสุดในเกลือหิน ซึ่งมีผลทำให้การพัฒนาของรอยแตกร้าวในเกลือหินลดลง โดยทั่ว ๆ ไปแล้วเกลือหินจะมีค่าความซึมผ่านสูงสุดที่บริเวณติดกับผนังของโพรงหรืออุโมงค์ลึกเข้าไปในชั้นหินจากผนังของโพรง เกลือหินจะมีค่าความซึมผ่านลดลงจนในที่สุดมีค่าเท่ากับค่าเดิม (ค่าที่ไม่มีผลกระทบของอุโมงค์) ซึ่งจะมีค่าประมาณ 10^0 darcy โดยทั่วไปแล้วการกระจายตัวของความซึมผ่านที่เพิ่มขึ้นจะอยู่รอบโพรงที่ระยะห่างประมาณ 2-3 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของโพรง

เนื่องจากความสามารถในการซึมผ่านเป็นตัวแปรสำคัญที่จะนำไปสู่ความสำเร็จและความมีประสิทธิภาพในการพัฒนาเทคโนโลยีการกักเก็บในชั้นเกลือหิน ดังนั้น ข้อสรุปที่ได้จาก Fuenkajom and Serata (1992) นี้จึงได้ถูกนำมาประยุกต์ใช้ในการออกแบบขนาด รูปร่าง และระยะห่างระหว่างโพรงที่ใช้ในการกักเก็บสารเคมีและก๊าซธรรมชาติในต่างประเทศ และนำมาใช้กับการออกแบบและวิเคราะห์เสถียรภาพทางกลศาสตร์และทางชลศาสตร์ของเหมืองเกลือหินที่ใช้เทคโนโลยีการละลายเช่นกัน

1.3.3 ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมของเกลือหิน

ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมของเกลือหินมีอยู่หลายประการ ซึ่งจะสะท้อนให้เห็นในรูปของการเปลี่ยนรูปหรือเกิดการเคลื่อนไหล รวมทั้งยังทำให้ความต้านทานต่อแรงกดหรือแรงดึงมีค่าลดลง Franssen (1998) และ Fokker (1998) ได้อธิบายปัจจัยที่มีผลกระทบต่อ การเคลื่อนไหลและความต้านทานของเกลือหินทั้งสถานะในชั้นเกลือหินและในห้องปฏิบัติการ ซึ่งรวมไปถึงขนาดผลึก แรงยึดเหนี่ยวระหว่างผลึก การวิรูปตามเวลา อุณหภูมิ ความชื้นและสิ่งเจือปน เป็นต้น

ขนาดผลึกหรือขนาดเม็ดเกลือจะมีผลต่อการเปลี่ยนรูปร่างและการเคลื่อนไหลของเกลือหิน กล่าวคือ เมื่อเปรียบเทียบขนาดผลึกกับขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 60 mm พบว่าขนาดผลึกที่มีขนาดใหญ่จะมีโอกาสเกิดแนวแตก (Cleavage plane) และระนาบเลื่อน (Slip plane) ได้มากขึ้น (Aubertin, 1993; Billiotte, 1993; Aubertin, 1996) Franssen and Spiers (1990) Raj and Pharr (1992) Senseny et al. (1992) และ Wanten, et al. (1993) ได้ศึกษาการเปลี่ยนแปลงตำแหน่งของผลึกและการเปลี่ยนรูปแบบพลาสติกของเกลือหินพบว่าความต้านแรงเฉือนและการวิรูป (Shear strength and deformation) จะเกิดขึ้นตามแนวหรือทิศทางของผลึก ดังนั้น ตัวอย่างเกลือหินที่มีขนาดเล็กเกินไปจะมีความต้านแรงกดที่ปรวนแปร ผลการทดสอบที่ได้จึงไม่สามารถเปรียบเทียบกับขนาดอื่นได้ ดังนั้น ASTM จึงได้ออกข้อกำหนดมาตรฐานสากลขึ้น (ASTM D2938, D2664 and D3967; Barber, 1990) เพื่อที่จะกำหนดขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่าง ให้มีขนาดมาตรฐานและสามารถเทียบเคียงกันได้ กล่าวคือขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางต้องมีขนาดมากกว่าสิบเท่าของขนาดผลึก

แรงยึดเหนี่ยวระหว่างผลึกเป็นปัจจัยหนึ่งที่มีอิทธิพลต่อคุณสมบัติของเกลือหินในด้านความต้านทานของเกลือหิน เกลือหินที่มีลักษณะเนื้อต่างกันจะมีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างผลึกต่ำกว่าบริเวณที่เป็นเนื้อเดียวกัน ลักษณะดังกล่าวนี้ Wanten et al. (1993) และ Allemandou and Dusseault (1993) ได้สังเกตพฤติกรรมเกลือหินจากการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลและการทดสอบแรงกดในแกนเดียวพบว่าค่าความเค้นจะขึ้นกับแรงยึดเหนี่ยวภายในผลึกและรอยต่อระหว่างผลึกของเกลือหิน ความเปราะเป็นคุณสมบัติอย่างหนึ่งของเกลือหินที่แสดงถึงความสามารถในการยึดเหนี่ยวระหว่างผลึก เช่น การเตรียมตัวอย่าง การตัดและการจัดตัวอย่างเกลือหินจะพบว่าในบริเวณขอบของตัวอย่างอาจเกิดการแตกขึ้นได้ง่าย นั่นคือ เกลือหินมีความสามารถยึดเหนี่ยวระหว่างผลึกค่อนข้างต่ำ

อัตราการกคหรือความเร็วของการกคที่กระทำต่อเกลือหินที่แตกต่างกันจะทำให้เกลือหินมีการวิรูปตามเวลาหรือเปลี่ยนแปลงรูปร่างและใช้เวลาในการวิรูปไม่เท่ากัน กล่าวอีกนัยหนึ่งก็คือการเคลื่อนไหลของเกลือหินที่เกิดขึ้นจะมีการเปลี่ยนแปลงตามระยะเวลาในสภาวะแรงกคที่แตกต่างกัน ภายใต้อัตราการกคสูงเกลือหินจะมีพฤติกรรมแบบเปราะ แต่ภายใต้อัตราแรงกคที่ต่ำจะทำให้พฤติกรรมของเกลือหินเป็นแบบพลาสติกมากขึ้น เป็นผลให้มีจุดอ่อนตัวของความต้านแรงกคที่ต่ำ ซึ่งพฤติกรรมดังกล่าวได้ศึกษาโดย Aubertin (1993) Hardy (1993) และ Roberson (1995) พบว่าน้ำหนักกคทับในชั้นเกลือหินภายใต้ระยะเวลายาวแรงกคทับในเนื้อหินจะค่อย ๆ ลดลง Hardy (1993) ได้ทำการทดสอบตัวอย่างเกลือหินด้วยแรงกค 10.3 MPa และรักษาระดับการเปลี่ยนรูปไว้ในระยะเวลา 12 เดือน พบว่าความต้านแรงกคจะลดลงไปถึง 21 %

ความร้อนหรืออุณหภูมิจะมีอิทธิพลต่อการเปลี่ยนรูปของเกลือหินอย่างมาก และยังทำให้ช่วงเวลากการเคลื่อนไหลยาวนานมากขึ้นและยังทำให้ความหนืดของเกลือหินเพิ่มขึ้นด้วย (Ghoreychi, 1996; Brock and Heilbron, 1996) การศึกษาที่เกี่ยวกับอุณหภูมิกับความลึกในชั้นหินมีผู้วิจัยหลายท่านได้ศึกษาไว้แล้ว (Franssen and Spiers, 1990; Cristescu and Hunsche, 1991; Raj and Pharr, 1992; Senseny et al., 1992; Berest and Blum, 1992; Carter et al., 1993; Schneefub and Droste, 1996; Berest et al., 1998) การศึกษาดังกล่าวสามารถสรุปได้ดังนี้ ระดับความลึกของชั้นหินที่เพิ่มขึ้นจะทำให้มีความร้อนที่สูง ความร้อนจะทำให้เกลือหินมีคุณสมบัติใกล้เคียงกับพลาสติกมากยิ่งขึ้นและทำให้ความต้านแรงกคลดลง โดยปกติเกลือหินมีจุดหลอมเหลวที่อุณหภูมิ 800°C แต่การให้ความร้อนที่อุณหภูมิ 600°C ตลอดระยะเวลาเพียง 8 ชั่วโมงก็สามารถทำให้เกลือหินสูญเสียความต้านแรงกคไปได้ การทดสอบในห้องปฏิบัติการเกี่ยวกับอุณหภูมิ Cristescu (1989, 1994) และ Cristescu and Hunsche (1996) ได้แนะนำว่าการทดสอบที่อุณหภูมิ 100°C ควรใช้อัตราการยุบตัวที่ต่ำกว่า 10^{-8} s^{-1} และที่อุณหภูมิ 200°C ควรใช้อัตราการยุบตัวต่ำกว่า 10^{-7} s^{-1} เพราะอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นจะส่งผลให้เกลือหินเกิดการเคลื่อนไหลเร็วขึ้น ซึ่งจะทำให้เกลือหินมีการวิรูปได้ง่าย (Hammami et al., 1996)

ความชื้นจะทำให้คุณสมบัติเกลือหินเปลี่ยนไป กล่าวคือความต้านแรงกคของเกลือหินจะลดลง (Hunsche and Schulze, 1993; Cleac'h et al., 1996) เนื่องจากเกลือหินจะมีความไวต่อความชื้นในอากาศ ความชื้นจะทำปฏิกิริยาเคมีกับเกลือหินทำให้เกิดการละลายเกลือและมีน้ำเกลือเยิ้มขึ้นมา สำหรับการเตรียมตัวอย่างเกลือหินในห้องปฏิบัติการสามารถป้องกันความชื้นได้โดยนำตัวอย่างเกลือหินมาห่อหุ้มด้วยพลาสติกกันความชื้น นอกจากนี้แล้วความชื้นสามารถเกิดขึ้นได้ง่ายเมื่อมีอุณหภูมิเป็นตัวเร่งปฏิกิริยา การศึกษาเกี่ยวกับอิทธิพลของความชื้นต่อความต้านแรงกคได้ศึกษาโดย Billiotte (1993) Bonte (1993) และ Adler et. al. (1993) ทำการทดสอบหาความต้านแรงกคกับตัวอย่างเกลือหินที่มีความชื้นสูงด้วยการนำตัวอย่างเกลือหินแช่ในน้ำเกลือ พบว่าเกลือหินจะมีความต้านแรงกคลดลง เกลือหินที่แห้งปกติจะมีกำลังต้านแรงกคเท่ากับ 30 MPa และมีกำลังลดลงเพียง 1 MPa เมื่อมีความชื้นในเกลือหินเท่ากับ 7 %

สิ่งเจือปนหรือสิ่งสกปรกในเนื้อหินเป็นปัจจัยสำคัญอย่างหนึ่งที่มีอิทธิพลต่อความต้านแรงกดของเกลือหิน สิ่งเจือปนเหล่านี้เช่น Anhydrite และตะกอนอื่น ๆ ที่มีการกระจายตัวในเกลือหิน ในบางกรณีจะไปลดความต้านแรงกดและทำให้เกลือหินมีพฤติกรรมเคลื่อนไหลที่ต่างกันออกไป (Peach, 1993; Hunsche, et al., 1993; Hansen et al., 1987) สิ่งเจือปนในเกลือหินจะมีผลต่อพฤติกรรมเคลื่อนไหลแม้จะมีจำนวนเพียงเล็กน้อยก็ตาม เพราะสิ่งเจือปนในเนื้อหินจะเป็นตัวที่กีดขวางแรงยึดเหนี่ยวระหว่างผลึกและการเคลื่อนไหลของเกลือหิน สิ่งเจือปนทำให้เกิดการแปรผันในเชิงกลศาสตร์โดยจะทำให้แรงกดมีการกระจายตัวไม่สม่ำเสมอและไม่ต่อเนื่องกัน (Franssen and Spiers, 1990; Raj and Pharr, 1992; Senseny et al., 1992)

1.4 การทดสอบเกลือหินเชิงกลศาสตร์

เกลือหินจะมีพฤติกรรมในเชิงกลศาสตร์ที่แตกต่างจากหินชนิดอื่น ๆ โดยพฤติกรรมของเกลือหินเองจะขึ้นกับกาลเวลา คือสามารถมีการเปลี่ยนรูปในเชิงพลาสติกภายใต้แรงที่มากระทำ ดังนั้นการทดสอบคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของเกลือหินจึงมีผู้วิจัยหลายท่าน ได้ออกแบบและพัฒนาการทดสอบขึ้นมาเพื่อให้ได้คุณสมบัติตรงตามความต้องการและมีวิธีการทดสอบที่ใกล้เคียงกับสภาวะจริงในชั้นเกลือหิน วิธีการทดสอบเบื้องต้นที่มีผู้วิจัยหลายท่านได้ทำมาแล้ว เช่น การทดสอบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) การทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักร (Uniaxial cyclic loading test) การทดสอบแรงกดในสามแกน (Triaxial strength test) การทดสอบแรงกดในสามแกนแบบวัฏจักร (Triaxial cyclic loading test) การทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียว (Uniaxial creep test) การทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวแบบขั้นบันได (Multi-steps uniaxial creep test) การทดสอบการเคลื่อนไหลในสามแกน (Triaxial creep test) การทดสอบการเคลื่อนไหลในสามแกนแบบขั้นบันได (Multi-steps triaxial creep test) การทดสอบแรงดึง (Tensile strength test) การทดสอบความซึมผ่าน (Permeability) การวัดคลื่นเสียง (Acoustic emission) การประสานตัวของรอยแตก (Healing fracture) เป็นต้น

การทดสอบแรงกดในแกนเดียวเป็นวิธีเบื้องต้นที่ใช้ศึกษาหาค่าความต้านแรงกดสูงสุดในเกลือหิน โดยการให้แรงกดในแกนของแท่งทรงกระบอกของเกลือหินจนกระทั่งหินแตกด้วยแรงกดสูงสุด แรงกดสูงสุดที่ได้จะมีความแปรผันตามการควบคุมอัตราแรงกดและอัตราการขูด Wanten et al., (1993) ได้ทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบอัตราควบคุมการขูดหรืออัตราความเครียดมีค่าในช่วงตั้งแต่ 10^{-4} ถึง 10^{-7} s⁻¹ บนผลึกเกลือหินในช่วงอุณหภูมิแปรผันตั้งแต่ 20 ถึง 200°C ผลที่สรุปได้คือจะเกิดการเคลื่อนไหลของผลึกเกลืออย่างต่อเนื่อง Ratigan and Votge (1993) ได้สรุปค่าความต้านแรงกดสูงสุดจากผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวจะมีค่าอยู่ระหว่าง 15 ถึง 30 MPa ส่วน Boontongloan (2000) ได้ทำการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบควบคุมอัตราแรงกด โดย

การให้แรงกดตัวอย่างเกลือหินให้วิบัติภายใน 5 ถึง 10 นาที ตัวอย่างเกลือหินที่เก็บจากแอ่งสกลนคร ในพื้นที่จังหวัดอุรธานี สรุปผลที่ได้คือเกลือหินชั้นบนมีค่าเฉลี่ยความต้านแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength) ประมาณ 18.5 MPa เกลือหินชั้นกลางมีค่าเฉลี่ยความต้านแรงกดในแกนเดียวประมาณ 26 MPa ค่าสัมประสิทธิ์ยึดหยุ่นแบบเส้นสัมผัสและแบบเส้นตัดที่ 50% ของความต้านทานสูงสุดเท่ากับ 5.6 GPa และ 9.9 GPa ตามลำดับ และเกลือหินชั้นล่างมีค่าเฉลี่ยความต้านแรงกดในแกนเดียวเท่ากับ 25 MPa ค่าสัมประสิทธิ์ยึดหยุ่นแบบเส้นสัมผัสและแบบเส้นตัดที่ 50% ของความต้านทานสูงสุดเท่ากับ 6.4 GPa และ 11.4 GPa ตามลำดับ และอัตราส่วน Poisson's ratio เท่ากับ 0.35 และ 0.42 ตามลำดับ

การทดสอบแรงกดในสามแกนเป็นการศึกษาหาค่าความต้านแรงกดสูงสุดในเกลือหิน โดยการให้ความดันล้อมรอบผิวด้านข้างตัวอย่างเกลือหินและให้แรงกดในแกนของตัวอย่างเกลือหินจนกระทั่งหินแตกด้วยแรงกดสูงสุด Therol and Ghoreychi (1993) ได้ทดสอบแรงกดในสามแกนของเกลือหินและวัดการเปลี่ยนแปลงความเครียดเชิงปริมาตร พบว่าจุดเริ่มของรอยแตกในตัวอย่างเกลือหินจะเป็นจุดที่เกิดการเปลี่ยนแปลงความโค้งในกราฟความเครียดเชิงปริมาตร ซึ่งจุดนี้จะเกิดการบวมตัว และมีรอยแตกเล็ก ๆ เกิดขึ้น

การทดสอบแรงกดแบบวัฏจักรเป็นการประยุกต์การให้แรงกดและลดแรงกดอย่างเป็นระบบ สามารถทำการทดสอบได้ทั้งในแกนเดียวและในสามแกน ซึ่งการทดสอบดังกล่าวจะเรียกว่า การทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักรและการทดสอบแรงกดในสามแกนแบบวัฏจักร ตามลำดับ การให้แรงกดและลดแรงกดอย่างเป็นระบบนี้จะทำให้เกิดความล้า (Fatigue) ส่งผลให้ความต้านแรงกดสูงสุดมีค่าลดลง (Mogi, 1962; Burdine, 1963; Scholz, 1968; Hardy and Chugh, 1970; Saint-Leu and Sirieys, 1971; Haimson and Kim, 1972; Haimson, 1972,1973; Attewell and Farmer, 1973; Tharp, 1973; Kim, 1973; Khair, 1977; Fuenkajorn and Daeman, 1988) ผลการทดสอบแรงกดแบบวัฏจักรสามารถอธิบายได้ในรูปความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น ความเครียด และจำนวนรอบของวัฏจักร ความสัมพันธ์นี้จะแสดงให้เห็นถึงการสะสมตัวของความล้าด้วยจำนวนรอบและความต้านแรงกดสูงสุดที่มีค่าลดลง นอกจากนั้นแล้วยังสามารถแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับเวลาเพื่ออธิบายผลของแรงกดแบบวัฏจักรที่ทำให้เกิดการเคลื่อนไหลได้ (Creep-Cyclic Loading)

การทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวกับเกลือหินมีจุดประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมของเกลือหินที่ขึ้นกับเวลา วิธีการทดสอบโดยให้แรงกดคงที่ในแนวแกนตลอดระยะเวลาการทดสอบ ผลที่ได้จะแสดงในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับเวลา สามารถแบ่งพฤติกรรมของเกลือหินได้เป็นสามช่วง คือ ในช่วงการเคลื่อนไหลช่วงสั้นหรือช่วงแรก (Transient or preliminary creep stage) และการเคลื่อนไหลช่วงคงที่หรือช่วงที่สอง (Steady or secondary creep stage) และการเคลื่อนไหลช่วงสุดท้าย (Tertiary creep stage) นอกจากนั้นยังพบว่าเกลือหินจากแหล่ง

เดียวกันแต่อยู่คนละชั้นกันจะมีคุณสมบัติแตกต่างกันด้วย Hunsche et al. (1996) ทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวที่อุณหภูมิแปรผันระหว่าง 22 ถึง 630°C พบว่าเกลียวหินจะมีความอ่อนตัวมากขึ้นและทำให้มีพฤติกรรมในเชิงพลาสติกถ้าทดสอบที่อุณหภูมิสูงขึ้น

การทดสอบการเคลื่อนไหลในสามแกนจะมีลักษณะคล้ายกับการทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวจะแตกต่างกันตรงที่การทดสอบนี้จะมีความใกล้เคียงกับค่าความเค้นที่เกิดขึ้นในชั้นหินมากกว่าโดยการให้แรงกดล้อมรอบกับตัวอย่างเกลียวหิน Ong et al. (1998) ทำการศึกษาเกลียวโพแทชจาก Patience Lake Member โดยศึกษาการเคลื่อนไหลในระยะยาวด้วยการทดสอบการเคลื่อนไหลในสามแกนระยะยาว

จากการทดสอบการเคลื่อนไหลทั้งสองวิธีที่ใช้ศึกษาตัวอย่างเกลียวหินคงได้กล่าวมาแล้วข้างต้น ยังสามารถนำมาประยุกต์การทดสอบแบบขั้นบันไดได้อีก (Hamami et al., 1993; Allemandou and Dusseault, 1993) กล่าวคือการทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวแบบขั้นบันไดเป็นการทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวแต่จะมีการให้แรงกดคงที่ไปถึงค่าหนึ่ง จากนั้นก็รักษาค่าแรงกดไว้เพื่อให้เกิดการเคลื่อนไหลในระยะเวลาหนึ่งแล้วค่อย ๆ เพิ่มแรงไปอีกระดับอย่างเป็นระบบหรืออาจจะกล่าวได้ว่าเป็นการทำทดสอบการเคลื่อนไหลด้วยแรงกดต่าง ๆ กันกับตัวอย่างเกลียวหินเพียงตัวอย่างเดียว การทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวแบบขั้นบันไดจะเป็นการลดตัวอย่างเกลียวหินที่ใช้ในการทดสอบในแต่ละระดับหรือขั้นของความเค้นและจะให้ผลการทดสอบออกมาเหมือนกับการทดสอบแบบปกติที่ค่าความเค้นเดียวต่อตัวอย่างเดียว

การทดสอบการเคลื่อนไหลในสามแกนแบบขั้นบันได ได้มีการศึกษาโดย Hamami et al. (1993, 1996) จะมีการทดสอบเช่นเดียวกับการทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวแตกต่างกันตรงที่การทดสอบการเคลื่อนไหลในสามแกนแบบขั้นบันไดจะมีการให้แรงกดล้อมรอบตัวอย่างเกลียวหิน Hamami et al. ได้วิเคราะห์ผลการทดสอบการเคลื่อนไหลในสามแกนแบบขั้นบันไดโดยใช้สมการชกกำลัง (Power law) และได้สรุปว่าสมการชกกำลังไม่สามารถอธิบายพฤติกรรมของหินเกลียวได้ดีพอ

การทดสอบแรงดึงได้มีผู้วิจัยหลายท่านทำการศึกษา (Hunsen et al., 1984; Khan et al., 1988; Senseny et al., 1992) โดยให้แรงกดในแนวเส้นผ่านศูนย์กลางของตัวอย่างเกลียวหินทรงกระบอกด้วยอัตราแรงกด 0.057 ถึง 0.342 MPa/s จนกระทั่งตัวอย่างเกลียวหินแตกในแนวเส้นผ่านศูนย์กลาง ค่าแรงกดสูงสุดที่ได้จะนำไปคำนวณค่าความต้านแรงซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.3 ถึง 1.6 MPa และยังพบว่าอัตราการการดึงที่เร็วเกินไปจะทำให้ค่ากำลังรับแรงดึงต่ำ Hunsche (1993) ศึกษาเกี่ยวกับอัตราการให้แรงกดที่เหมาะสมของการทดสอบแรงดึงพบว่าควรใช้อัตราแรงกดระหว่าง 0.017 ถึง 0.248 MPa/s อัตราแรงกดนี้จะไม่ส่งผลกระทบต่อค่ากำลังรับแรงดึงของเกลียวหิน ต่อมา Pfeifle et al. (1998) ได้ศึกษาการทดสอบแรงดึงโดยใช้ตัวอย่างเกลียวหินทรงกระบอกขนาด $L/D = 0.5$ โดยให้แรงกดในแนวเส้นผ่านศูนย์กลางด้วยอัตราการขูดประมาณ 2.5×10^{-3} mm/s และ Hardy (1998) ได้ทำการทดสอบ

แรงดึงตัวอย่างเกลือหินที่มีขนาดผลึกละเอียด (Fine-grained) ด้วยวิธีการทดสอบ 3 วิธีคือ 1) การดึงโดยตรง (Direct-pull test) 2) การดึงโดยอ้อมด้วยวิธีบราซิลเลียน (Brazilian test) และ 3) การดึงทางอ้อมด้วยวิธีแรงกดวงแหวนความเค้น (Hoop-stress loading test) ทั้งนี้ยังได้วัดคุณลักษณะทางกลันเสียงไว้ด้วย โดยใช้อัตราแรงกด 0.003 ถึง 0.059 MPa/s ค่ากำลังรับแรงดึงทั้งสามวิธีมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 1.63 MPa, 3.97 MPa และ 0.68 MPa ตามลำดับ

การทดสอบความซึมผ่านในช่วงทศวรรษที่ผ่านมาได้มีผู้วิจัยทำการทดสอบทั้งในห้องปฏิบัติการและในภาคสนามเพื่อศึกษาคุณสมบัติความซึมผ่าน (Permeability) ของเกลือหินสำหรับการทดสอบในห้องปฏิบัติการได้ใช้แก๊สและน้ำเกลืออัดด้วยความดันให้ไหลผ่านเกลือหินทั้งที่เป็นแท่งตัวอย่างเกลือหินและเกลือหินย่อยที่นำมาบดอัดเป็นก้อน ค่าความซึมผ่านเกลือหินจะขึ้นกับปริมาณความเสียหายที่เกิดขึ้นในเนื้อหินและปริมาณช่องว่างในเกลือหิน จากผลการทดสอบสามารถสรุปได้ว่าค่าความซึมผ่านเกลือหินจะต่ำมาก โดยจะอยู่ในช่วงประมาณ 10^{-21} ถึง 10^{-20} m² (Peach, 1991; Stormont et al., 1991; Ghoreychi and Bazargan-Sabet, 1992; Billiotte et al., 1996) สำหรับตัวอย่างหินที่ได้รับการบดอัดจะมีค่าความซึมผ่านขึ้นกับปริมาณการบดอัดและความหนาแน่นของเกลือหินย่อย จากการศึกษาของ Hansen and Ahrens (1996) และ Brodsky et al. (1997) โดยใช้เกลือหินย่อยที่มีความหนาแน่น 0.85 ถึง 0.90 g/cc ผลที่ได้คือค่าความซึมผ่านจะต่ำกว่าตัวอย่างหินแข็งซึ่งมีค่าเท่ากับ 10^{-15} ถึง 10^{-12} m² ถึงแม้เกลือหินจะมีความสามารถในการซึมผ่านต่ำมาก แต่ความซึมผ่านจะสามารถเพิ่มขึ้นได้เนื่องจากความเสียหายจากกลศาสตร์ เช่น การเกิดรอยแตกขณะเจาะโพรง เป็นต้น Dale and Hurtado (1998) ได้ทำการตรวจวัดค่าความซึมผ่านบริเวณรอบ ๆ โพรงเกลือพบว่าเมื่อรอยแตกเกิดขึ้นในระยะรัศมีโพรงน้อยกว่า 3 เมตร และค่าความซึมผ่านก็มีน้อยมากมีค่าประมาณ 1×10^{-21} m² เท่านั้น

การวัดคลื่นเสียงเป็นเทคนิคที่ใช้ในการทดสอบคุณสมบัติทางกลศาสตร์ของเกลือหิน มีการประยุกต์ใช้ทั้งในห้องปฏิบัติการและในภาคสนาม การประยุกต์ใช้คลื่นเสียงในห้องปฏิบัติการกับการทดสอบเกลือหินและเกลือโพแทชนั้นจะวัดคลื่นเสียงไปพร้อม ๆ กับการขุดตัวของตัวอย่างเกลือหินที่ถูกแรงกดในแกนเดียว (Stead and Szczepanik, 1992, 1995; Mlakar et al., 1993) ในการทดสอบการเคลื่อนไหล Stead et al. (1996) ได้ใช้คลื่นเสียงกับตัวอย่างเกลือหินและโพแทชเพื่อวัดความเร็วของคลื่นปฐมภูมิ (P-wave) และคลื่นทุติยภูมิ (S-wave) ได้เท่ากับ 4.5 และ 2.5 km/s ตามลำดับ ต่อมา Hardy (1998) ได้ทดสอบหาความต้านแรงดึงโดยใช้คลื่นเสียงวัดควบคู่ไปด้วยขณะทำการทดสอบและได้สร้างความสัมพันธ์ระหว่างค่าความต้านแรงดึงของเกลือหินกับคุณลักษณะของคลื่นเสียง ได้พบว่าคุณลักษณะของคลื่นเสียงจะลดลงที่ประมาณ 40% ของความต้านแรงดึง และจุดก่อนการวิบัติสามารถคาดคะเนด้วยคุณลักษณะทางคลื่นเสียงจะอยู่ที่ประมาณ 90% ของความต้านแรงดึง เทคนิคนี้ยังนำไปหาค่าความเค้นในชั้นเกลือหินและโพแทช (Hardy, 1993) Reeves and Stead

(1991) ได้ประยุกต์ใช้คลื่นเสียงในการทำแผนที่โครงสร้างธรณีวิทยาของชั้นเกลือหินและการหาความเสียหายที่เกิดขึ้นภายในโพรงหรืออุโมงค์ Borns and Stormont (1989) ได้ใช้วิธีการหักเหของคลื่นเสียงนี้ในการวิเคราะห์หารอยแตกของเสาค้ำยันในเหมืองเกลือหินของโครงการ WIPP ในประเทศสหรัฐอเมริกา Gebhardt (1993) ได้ประยุกต์ใช้คลื่นเสียงในการวิเคราะห์เชิงสามมิติเพื่อหารอยแตกและการไหลของน้ำใต้ดินในการออกแบบเหมืองเกลือโพแทช นอกจากนี้ยังสามารถประยุกต์ใช้ในหลุมเจาะด้วย (Munson et al., 1995)

การประสานตัวของรอยแตกในหินเป็นกระบวนการที่ต้องอาศัยเวลาเพื่อทำให้เกิดการประสานตัว (Jang and Lee, 1990; Chan et al., 1992, 1995, 1996, 1998, 2000; Wang et al., 1994; Miao et al., 1995; Munson et al., 1999) กลไกการประสานตัวมีอยู่สองกระบวนการ คือ การปิดของรอยแตกและการประสานตัวของรอยแตก การปิดของรอยแตกต้องอาศัยแรงกดเพื่อไปลดแรงดึงที่เป็นสาเหตุทำให้เกิดรอยแตก เมื่อผิวสัมผัสรอยแตกปิดถึงกันรอยแตกจะสร้างแรงยึดเหนี่ยวระหว่างผิวสัมผัสด้วยกระบวนการทางเคมี Allemandou and Dusseault (1993) ได้ทำการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกโดยการให้แรงกดในสามแกนกับตัวอย่างเกลือหินรูปทรงกระบอกภายใต้อุณหภูมิคงที่ ด้วยแรงดันล้อมรอบ 2 MPa และแรงกดในแนวแกนคงที่ในเวลาอย่างมากว่าหนึ่งชั่วโมง พบว่าเกลือหินจะมีการประสานตัวและปริมาณของรอยแตกและช่องว่างในตัวอย่างเกลือหินลดลง Brodsky and Munson (1994) ได้ทำการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกของตัวอย่างเกลือหิน โดยใช้วิธีทดสอบแรงกดในสามแกน โดยมีแรงกดล้อมรอบ 0.5 MPa และควบคุมแรงกดในแนวแกนด้วยอัตราความเครียดเท่ากับ $1 \times 10^{-6} \text{ sec}^{-1}$ ที่อุณหภูมิ 20, 46 และ 70°C Dartell et al. (1999) และ Renard (1999) ได้ศึกษาเกี่ยวกับการประสานตัวของรอยแตกในโพรงเกลือหิน พบว่าเกลือหินรอบโพรงเกลือหินจะมีการแตกอันเนื่องมาจากแรงเฉือนและทำให้เกิดความเครียดเกิดขึ้น ส่งผลให้เกลือหินเกิดการบวมตัวหรือเปลี่ยนแปลงความเครียดเชิงปริมาตรด้วยความเค้นที่อยู่รอบโพรง

1.5 สมการที่ใช้อธิบายพฤติกรรมเชิงกลศาสตร์ของเกลือหิน

การศึกษาพฤติกรรมเกลือหินในเชิงกลศาสตร์จำเป็นต้องอธิบายอยู่ในรูปของสมการคณิตศาสตร์ เพื่อนำมาประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพและออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมในชั้นเกลือหิน (เช่น อุโมงค์หรือโพรง) นักวิจัยหลายท่านได้ทำการศึกษากฎพฤติกรรมเกลือหิน โดยพัฒนาสมการเพื่อใช้ในการจำลองให้ใกล้เคียงกับพฤติกรรมของเกลือหิน โดยเริ่มจากสมการเชิงเส้นอย่างง่ายแบบความหนืดคืบหนืด ไปจนถึงสมการที่ซับซ้อนโดยใช้ทฤษฎีฟิสิกส์เข้ามาอธิบาย ส่วนใหญ่สมการเกลือหินจะคำนึงถึงพฤติกรรมการวิรูปในระยะยาวภายใต้ความกดดินและอุณหภูมิที่ผันแปร (Korthaus, 1998; Serata and Fuenkajorn, 1992; Fuenkajorn and Serata, 1992, 1994; Stormont and Fuenkajorn, 1994; Pudewills and Hornberger, 1996; Hamami et al., 1996; Aubertin et al., 1996;

Zhang et al., 1996; Massier, 1996; Kwai et al., 1996; Jin et al., 1998; Senseny and Fossum, 1998; Weidinger et al., 1998; Hampel et al., 1998; Callahan et al., 1998; Eduardo et al., 1998; Berest et al., 1998; Spiers, C. J. and Carter, N.L, 1998) สมการเกลียวหินที่พัฒนาขึ้นมาอาจจะแบ่งได้เป็นสามประเภทคือ 1) Rheological Model 2) Physical Model และ 3) Power law ซึ่งสามารถสรุปได้ตามรายละเอียดข้างล่างนี้

Rheological Model

Cristescu (1991, 1993, 1994) และ Jin et al. (1998) ได้ใช้สมการคณิตศาสตร์ที่นำมาสร้างเป็นแบบจำลองเพื่ออธิบายคุณสมบัติเชิงยืดหยุ่นและเชิงความเหนียวพลาสติกของเกลียวหินในช่วงที่เกลียวหินมีสถานะการเคลื่อนไหลช่วงสั้น (Transient creep) โดยใช้ผลจากการทดสอบแรงกดในสามแกนระยะสั้น (Aubertin et al., 1993) สมการที่นำมาใช้จำลองพฤติกรรมเกลียวหินนั้นได้นำมาใช้ในการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์และสัดส่วนการอัดตัวต่อการขยายตัว คือ 1) ค่าสัมประสิทธิ์ยืดหยุ่นจากการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักรจะให้ค่าสัมประสิทธิ์ก้อน (Bulk modulus, K) เท่ากับ 21.7 GPa และ สัมประสิทธิ์เฉือน (Shear modulus, G) เท่ากับ 11.8 GPa 2) ในช่วงของการอัดตัวถึงการขยายตัวจะบ่งบอกเครื่องหมายบวกหรือลบของอัตราปริมาตรความเครียดไม่คืนรูป (Rate of irreversible volumetric strain, $\dot{\epsilon}^I$) จะเป็นบวก เนื่องมาจากปริมาตรของเกลียวหินจะลดลงอันเนื่องมาจากแรงกด ส่งผลทำให้ช่องว่างภายในเกลียวหินถูกอัดให้ใกล้ชิดกันมากขึ้น ส่วนช่วงการขยายตัวอัตราปริมาตรความเครียดไม่คืนรูปจะเป็นลบ เนื่องมาจากปริมาตรของเกลียวหินจะเพิ่มขึ้นเมื่อได้รับแรงกดจนทำให้เกลียวหินมีพฤติกรรมเชิงพลาสติกและมีความเค้นที่สูงกว่าความเค้นที่จุดอ่อนตัว ทำให้เกลียวหินเกิดการเปลี่ยนรูปโดยจะมีการขยายตัวออกด้านข้างทำให้ช่องว่างภายในเพิ่มขึ้น จนในที่สุดไม่สามารถรับแรงกดได้อีกก็จะปลดปล่อยพลังงานออกมาในรูปของการวิบัติ สมการนี้ไม่คำนึงถึงปัจจัยอื่น ๆ ที่มีผลกับพฤติกรรมเคลื่อนไหลของเกลียวหิน เช่น ความชื้น อุณหภูมิ เป็นต้น สำหรับสมการคณิตศาสตร์ที่สร้างขึ้นเป็นดังนี้

$$\dot{\epsilon}^E = \frac{\dot{\sigma}}{2G} + \left(\frac{1}{3K} - \frac{1}{2G} \right) \dot{\sigma} I \quad (1.1)$$

$\dot{\epsilon}^E$ คือ เทนเซอร์อัตราความเครียดยืดหยุ่น (Elastic strain rate tensor) $\dot{\sigma}$ คือ เทนเซอร์อัตราความเค้น (Stress rate tensor) $\dot{\sigma} I$ คือ อัตราความเค้นเฉลี่ย (Mean stress rate) I คือ เทนเซอร์เอกพันธ์ (Unit tensor) และ G, K คือ ค่าสัมประสิทธิ์เฉือนและค่าสัมประสิทธิ์ก้อนตามลำดับ

$$\dot{\epsilon}^I = K_T \left\langle 1 - \frac{W(t)}{H(\sigma)} \right\rangle \frac{\partial F(\sigma)}{\partial \sigma} \quad (1.2)$$

$\dot{\epsilon}$ คือ เทนเซอร์ของอัตราความเครียดไม่คืนรูป (Rate of irreversible strain tensor) K_T คือ สัมประสิทธิ์ความหนืด (Viscosity coefficient) $W(t)$ คือ ความเค้นทั้งหมดที่ไม่คืนรูปต่อเวลา t $H(\sigma)$ คือ ฟังก์ชันของความอ่อนตัว $F(\sigma)$ คือ ฟังก์ชันของการเป็นความหนืดพลาสติก (Viscoplastic potential) และสัญลักษณ์ $\langle \rangle$ จะมีค่าเป็นบวกเมื่อ $1-W(t)/H(\sigma)$ มีค่ามากกว่าศูนย์ และจะมีค่าเท่ากับศูนย์เมื่อ $1-W(t)/H(\sigma)$ มีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับศูนย์

Serata and Fuenkajorn (1992), Fuenkajorn and Serata (1992, 1994) และ Stormont and Fuenkajorn (1994) ได้พัฒนาสมการคณิตศาสตร์ชั้นสูง โดยสร้างเป็นแบบจำลองซึ่งมีความสามารถคาดการณ์พฤติกรรมของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างเกล็ดหินทั้งคุณสมบัติเปราะและคุณสมบัติเหนียวที่ขึ้นกับการเวลาในระยะยาวได้อย่างมีประสิทธิภาพ ทฤษฎีที่ใช้ในการคำนวณนี้ใช้หลักเกณฑ์ของ von Mises criterion กล่าวคือ การวิรูปของเกล็ดหินจะเกิดขึ้นในแนวเฉือน (Creep shear deformation) ในขณะที่เกล็ดหินได้วิรูปเกินค่าความเครียดวิกฤต (Critical octahedral shear strain) เกล็ดหินนี้จะมีปริมาตรเพิ่มขึ้นเนื่องจากในเนื้อของเกล็ดหินมีการแตกร้าว การแตกร้าวนี้เสมือนความพรุนในเนื้อหินที่เพิ่มขึ้น (Porosity increase) และการคำนวณหาค่าการขยายตัวของเกล็ดหินที่เกินช่วงยืดหยุ่น (Inelastic dilation) จะใช้สมการ

$$\epsilon_m^N = F \{ 1 - \exp[-J(\gamma_0 - \gamma_c)/\gamma_c] \exp[-H \sigma_m / (P - \sigma_m)] \} \quad (1.3)$$

ϵ_m^N คือ ค่าการขยายตัวนอกช่วงยืดหยุ่นและให้มีค่าเท่ากับความพรุนที่เพิ่มขึ้น F คือ ค่าความเครียดเฉลี่ยมากที่สุดก่อนลดความเค้นเข้าสู่ศูนย์ ($\sigma_m = 0$) H คือ ค่าคงที่ขึ้นกับลักษณะของเกล็ดหิน

สมการที่ (1.3) แสดงให้เห็นว่าการเพิ่มความพรุนของเกล็ดหินจะเกิดขึ้นก็ต่อเมื่อเกล็ดหินถูกเปลี่ยนรูปเกินขีดจำกัดหนึ่ง ($\gamma_0 > \gamma_c$) และเมื่อความกดดันในหินมีค่าน้อยกว่าค่าที่แบ่งระหว่างความเปราะและความเหนียวของเกล็ดหิน ($P > \sigma_m$) ค่าคงที่ P นี้ จะเรียกว่าความดันที่แบ่งความเปราะและความเหนียว (Brittle-to-ductile transition pressure) จากความพรุนนี้เองสามารถคำนวณหาความซึมผ่าน (Permeability) ของชั้นเกล็ดหินที่อยู่ภายใต้ความเค้น (Stress) และการเปลี่ยนรูป (Deformation) ที่ต่างกัน ความซึมผ่าน (K) สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$K = \beta(\sigma_c)^\lambda (\epsilon_m^N)^s \quad (1.4)$$

σ_c คือ ความเค้นหลักค่าสุดที่ตั้งฉากกับรอยร้าว (Micro-crack) β , λ คือ ค่าคงที่ขึ้นกับคุณสมบัติทางด้านความซึมผ่านของเกล็ดหิน s คือ ค่าคงที่ขึ้นกับโครงสร้างในรูพรุนของเกล็ดหิน

ทฤษฎีนี้ได้ถูกนำมาประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบโพรงละลายเกล็ดหินในเหมืองหลายแห่งของประเทศสหรัฐอเมริกาและแคนาดา รวมทั้งโพรงละลายเกล็ดที่ประยุกต์ใช้เก็บของเสีย ก๊าซธรรมชาติ อากาศอัด และผลิตภัณฑ์จากปิโตรเลียมอื่น ๆ ทฤษฎีนี้ได้ถูกพิสูจน์แล้วว่า

ความเชื่อถือได้ โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อนำมาคาดคะเนพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของเกลือหินในระยะเวลายาว และค่าคงที่ต่าง ๆ ที่แสดงในสมการข้างต้นก็สามารถหาได้จากการทดสอบในห้องทดลองและภาคสนาม

Massier (1996) ได้นำเสนอสมการคณิตศาสตร์เพื่อสร้างแบบจำลองซึ่งจะนำมาใช้วิเคราะห์พฤติกรรมที่เกิดรอบโพรงเกลือ สมการนี้จะอยู่ในรูปของความเค้นและการเปลี่ยนรูป การวิเคราะห์จะอยู่บนพื้นฐานของคุณสมบัติเกลือหินแบบความหนืดยืดหยุ่นเชิงเส้น โดยสมมติให้เกลือหินมีลักษณะเป็นเนื้อเดียวกันและคุณสมบัติเท่ากันในทุกทิศทาง (Homogeneous and Isotropic) สมการนี้สามารถอธิบายสภาวะทางกลศาสตร์รอบโพรงที่มีรูปร่างเป็นวงรีได้ นอกจากนั้นแล้วสมการนี้ยังสามารถนำไปคำนวณในวัสดุที่มีคุณสมบัติไม่เท่ากันในทุกทิศทางได้ แต่จะทำให้เกิดค่าตัวแปรเกิดขึ้นมากและเป็นการยากที่วิธีนี้จะหาค่าตัวเลขที่แน่นอนออกมาได้ สมการพื้นฐานความหนืดยืดหยุ่นแสดงได้ดังนี้

$$\varepsilon = -k \left(\varepsilon' - \frac{1}{2G_0} \sigma^{RJ} \right) + \frac{1}{2G} \sigma^{RJ} \quad (1.5)$$

$$\dot{\varepsilon} = -k_v \left(\varepsilon - \frac{1}{3K_0} \sigma^R \right) + \frac{1}{3K} \sigma^R \quad (1.6)$$

โดยที่ $\sigma^R = \sigma - k \sigma^O$, $\sigma^R = \frac{1}{3} \text{tr} \sigma^R$, $\sigma^{RJ} = \sigma^R - \sigma^R \mathbf{1}$ (1.7)

$$\varepsilon = \frac{1}{3} \text{tr} \varepsilon, \varepsilon' = \varepsilon - \varepsilon \mathbf{1} \quad (1.8)$$

ε คือ เทนเซอร์ความเครียดขนาดเล็ก (Infinitesimal strain tensor) σ คือ เทนเซอร์ความเค้น (Stress tensor), k^O คือ เทนเซอร์ความเค้นอ้างอิง

Physical Model

Korthaus (1988) ได้ศึกษาพฤติกรรมการอัดตัวของเกลือหินในระยะยาวโดยใช้สมการทางฟิสิกส์มาช่วยในการอธิบายพฤติกรรมเกลือหินย่อยอัดตัว สมการที่สร้างขึ้นและใช้เปรียบเทียบมีอยู่ 3 สมการ คือ สมการการอัดตัวฉับพลัน (Prompt consolidation, สมการที่ 1.9) สมการการอัดตัวการเคลื่อนไหลช่วงสั้น (Transient creep consolidation, สมการที่ 1.10) และสมการความพุน (Spherical Void Model, SVM, สมการที่ 1.11) ทั้ง 3 สมการจะใช้เปรียบเทียบผลการทดสอบเกลือหินย่อยที่ถูกแรงกดในสภาวะแห้งเป็นระยะเวลายาวนาน ผลการทดสอบที่ได้จะแสดงอยู่ในรูปของ

ปริมาณความเครียดกับปริมาณความพรุนและพบว่าสมการ SVM สามารถอธิบายพฤติกรรมเกลือ หินย่อยได้ดีที่สุด สมการทั้ง 3 สมการ เป็นดังนี้

สมการการอัดตัวกลับ

$$K_p = c_1 \cdot \log(P/c_2 + 1) \quad (1.9)$$

เมื่อ P คือ ความดันที่กด
 c_1, c_2 คือ ค่าคงที่ของสมการ

สมการการอัดตัวการเคลื่อนไหลในช่วงสั้น

$$\dot{K}_{tr} = c_3 \cdot P^{c_4} \cdot (\eta_0 - K)^{c_5} / (K - K_p(P) + c_6)^{c_7} \quad (1.10)$$

เมื่อ P คือ ความดันที่กด
 η_0 คือ ค่าความพรุนเริ่มต้น
 K คือ ผลรวมค่าอัดตัว $\Delta V/V_0$
 c_3, c_4, c_5, c_6, c_7 คือ ค่าคงที่ของสมการ

สมการความพรุน

$$\dot{K}_{SVM} = 3/2 \cdot A \cdot \eta \cdot [(\eta_0 - 1)/(\eta - 1)] \cdot e^{-Q/RT} \cdot [(1.5/m) \cdot P/(1 - \eta^{1/m})] \quad (1.11)$$

เมื่อ η, η_0 คือ ค่าความพรุนจริงและค่าความพรุนเริ่มต้น
 A, Q, R, T, m คือ ตัวแปรของฟังก์ชัน Arrhenius

ค่าตัวแปร A, Q, R, T และ m จะใช้อธิบายพฤติกรรมของการเคลื่อนไหลของเกลือ หินในช่วงที่สอง (Secondary creep) มีค่าคงที่ของตัวแปรดังนี้ $A = 0.18 \text{ MPa/d}$, $Q = 54.29 \text{ KJ/mol}$, $R = 0.08314 \text{ KJ/(mol}\cdot\text{K)}$ และ $m = 5$

Aubertin et al. (1996) ได้นำเสนอสมการเพื่อใช้อธิบายพฤติกรรมนอกช่วงยืดหยุ่น (Inelastic) ภายใต้การเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่น้อยมาก (Infinitesimal deformation) ในพฤติกรรมเชิงเหนียว (Ductile behavior) นอกจากนั้นสมการยังขึ้นกับอุณหภูมิ สภาวะของความเค้น อัตราของแรงกด โดยประยุกต์ใช้ทฤษฎีกลศาสตร์ทำลายต่อเนื่อง (Continuum damage mechanics) และกฎเกณฑ์ของ von Mises นอกช่วงยืดหยุ่นในรูปแบบเทนเซอร์ความเค้นเป็นดังนี้

$$\dot{\epsilon}_{ij}^i = f_1 \left[\frac{X_{ac} - R}{K} \right] f_2 [T] n_{ij} \quad (1.12)$$

โดยที่ X_{ac} คือ ค่าสมมูลของ von Mises

$$= \left[\frac{3}{2} (S_{ij} - B_{ij})(S_{ij} - B_{ij}) \right]^{1/2} \quad (1.13)$$

n_{ij} คือ ค่าเทนเซอร์เอกพันธ์ (Unit tensor)

$$= \frac{3 S_{ij} - B_{ij}}{2 X_{ac}}$$

จากสมการ (1.12) ฟังก์ชัน f_1 จะอธิบายผลกระทบของความเค้นในช่วงอัตราความเครียดนอกช่วงยืดหยุ่นและ f_2 เป็นฟังก์ชันที่เกี่ยวข้อกับอุณหภูมิ S_{ij} และ B_{ij} เป็นเทนเซอร์ความเค้นเบี่ยงเบน (Stress deviator tensor) ซึ่ง B_{ij} จะบ่งบอกให้รู้ว่าเป็นความเค้นเฉลี่ย

Kwai et al. (1996) ได้พัฒนาสมการคณิตศาสตร์เพื่อจำลองพฤติกรรมของการเปลี่ยนรูปของเกลือหินเนื่องจากการแตก (Multimechanism Deformation Coupled Fracture, MDCF) สมการที่สร้างขึ้นจะอธิบายพฤติกรรมนอกช่วงยืดหยุ่นเกลือหิน ซึ่งประกอบด้วยกลไกของการเคลื่อนภายในโครงสร้างของเกลือหิน ความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน แรงดึงและกระบวนการเชื่อมประสาน สมการที่พัฒนาขึ้นได้นำไปเปรียบเทียบกับผลการทดสอบในโครงการ WIPP (Waste Isolation Pilot Plant) โดยการสอบเทียบความสัมพันธ์ความเค้นกับความเครียด ความเครียดเชิงปริมาตรและความเครียดในแนวแกนกับเวลาภายใต้ความเค้นแตกต่างเท่ากับ 25 MPa และมีความดันรอบข้างมีค่า 1 ถึง 15 MPa สมการอัตราความเครียดนอกช่วงยืดหยุ่นเป็นดังนี้

$$\dot{\epsilon}_{ij}^i = \frac{\partial \sigma_{eq}^\alpha}{\partial \sigma_{ij}} \dot{\epsilon}_{eq}^\alpha \quad (1.14)$$

โดยที่ σ_{eq}^α และ $\dot{\epsilon}_{eq}^\alpha$ คือ ความเค้นสมมูลและอัตราความเครียดสมมูล ซึ่ง α เป็นค่าสัมประสิทธิ์ของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างมีค่าเท่ากับ 1, 2, 3, ..., n และ σ_{ij} เป็นความเค้นทิศทางของการเคลื่อนไหล สมการของอัตราความเครียดนอกช่วงยืดหยุ่นนี้ Chan et al. (1992, 1994, 1995) ได้พัฒนาสมการใหม่ที่รวมกลไกการแตกของเกลือหินที่เกิดจากการเคลื่อนที่ของโครงสร้างภายในรอยแตกจุลภาค การเชื่อมประสานรอยแตก ความเสียหายจากแรงเฉือน และความเสียหายจากแรงดึงมีสมการ ดังนี้

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^i = \frac{\partial \sigma_{eq}^c}{\partial \sigma_{ij}} \dot{\varepsilon}_{eq}^c + \frac{\partial \sigma_{eq}^{\omega_s}}{\partial \sigma_{ij}} \dot{\varepsilon}_{eq}^{\omega_s} + \frac{\partial \sigma_{eq}^{\omega_t}}{\partial \sigma_{ij}} \dot{\varepsilon}_{eq}^{\omega_t} + \frac{\partial \sigma_{eq}^h}{\partial \sigma_{ij}} \dot{\varepsilon}_{eq}^h \quad (1.15)$$

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^c = C_{ijkl}^{-1} \dot{\sigma}_{kl} \quad (1.16)$$

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^i = \dot{\varepsilon}_{ij}^i[\sigma_{ij}, T, Y_i] \quad (1.17)$$

โดยที่ c คือ ตัวแปรการเคลื่อนไหลควบลู่ ω_s คือ ตัวแปรความเสียหายจากแรงเฉือน ω_t คือ ตัวแปรความเสียหายจากแรงดึง h คือ ตัวแปรความเสียหายจากการเชื่อมประสาน C_{ijkl}^{-1} เป็นสัมประสิทธิ์อุณหภูมิที่ขึ้นกับสถานะยืดหยุ่น สำหรับอัตราความเครียดไม่ยืดหยุ่น $\dot{\varepsilon}_{ij}^i$ จะมีตัวแปรสถานะภายใน Y_i เป็นตัวแปรที่สำคัญที่นำมาใช้กับกฎการเคลื่อนไหล

Durup and Xu (1996) ได้นำเสนอสมการกฎพฤติกรรมเกลื่อนหินที่อธิบายพฤติกรรม การเคลื่อนไหลของเกลื่อนหินในระยะสั้น สมการความเครียดเชิงความหนืดพลาสติกเมื่อเวลาผ่านไปเท่ากับ $(t + \Delta t)$ เป็นดังนี้

$$\varepsilon^{vp}(t + \Delta t) = \varepsilon^{vp}(t) + [\chi(t + \Delta t) - \chi(t)] \frac{\frac{\partial F(t + \Delta t)}{\partial \sigma}}{\left| \frac{\partial F(t + \Delta t)}{\partial \sigma} \right|} \quad (1.18)$$

โดยที่ σ คือ เทนเซอร์ความเค้น (Tensor of stress) F คือ ศักย์ของการเคลื่อนไหลแบบพลาสติก (Potential function of plastic flow) χ คือ การเปลี่ยนรูปสมมูล (Total equivalent deformation) $|\varepsilon|$ คือ เทนเซอร์ความเครียดสมมูล

$$|\varepsilon| = \sqrt{\frac{2}{3} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{ij}} \quad (1.19)$$

สำหรับฟังก์ชัน F จะอาศัยกฎเกณฑ์ของการเคลื่อนไหลเชิงพลาสติกเช่น von Mises, Tresca, Mohr-Coulom หรือ Druker-Prager สมการของฟังก์ชัน F โดยใช้กฎเกณฑ์ของ von Mises จะเป็นดังนี้

$$F = \sqrt{\frac{2}{3} S_{ij} S_{ij}} - 2C, \quad \frac{\partial F}{\partial \sigma} = \frac{2}{3} \frac{1}{\sqrt{\frac{2}{3} S_{ij} S_{ij}}} S, \quad \left| \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right| = 1 \quad (1.20)$$

โดยที่ S คือ เทนเซอร์ความเค้นผันแปร (Deviatoric stress tensor)

C คือ ความเชื่อมแน่นของวัสดุ (Material cohesion)

ค่าคงที่เหล่านี้สามารถคำนวณได้จากการทดสอบการเคลื่อนไหลในสามแกน

Senseny and Fossum (1998) ได้นำสมการของ Munson-Dawson มาใช้อธิบายพฤติกรรมเกลื่อนหินเชิงความหนืดพลาสติก ค่าสัมประสิทธิ์จะได้จากการทดสอบการเคลื่อนไหลระยะยาว สมการอัตราความเค้น Munson-Dawson จะเป็นดังนี้

$$\dot{\sigma} = E(\dot{\epsilon} - \dot{\epsilon}^P) \quad (1.21)$$

เมื่อ

$$\dot{\epsilon}^P = \left\{ \exp \left[\left(\alpha + \beta \ln \frac{\sigma}{\mu} \right) \left\langle 1 - \frac{\xi}{K_0 \left(\frac{\sigma}{\mu} \right)^3} \right\rangle^2 \right] + \exp \left[-\delta \left\langle \frac{\xi}{K_0 \left(\frac{\sigma}{\mu} \right)^3} - 1 \right\rangle^2 \right] - 1 \right\} \times$$

$$\left\{ A_1 \left(\frac{\sigma}{\mu} \right)^{5.5} + A_2 \left(\frac{\sigma}{\mu} \right)^{n_2} + B \sinh \left[\frac{q \langle \sigma - \sigma_0 \rangle}{\mu} \right] \right\} \text{sgn}(\sigma) \quad (1.22)$$

และ

$$\dot{\xi} = \left\{ \exp \left[\left(\alpha + \beta \ln \frac{\sigma}{\mu} \right) \left\langle 1 - \frac{\xi}{K_0 \left(\frac{\sigma}{\mu} \right)^3} \right\rangle^2 \right] + \exp \left[-\delta \left\langle \frac{\xi}{K_0 \left(\frac{\sigma}{\mu} \right)^3} - 1 \right\rangle^2 \right] - 2 \right\} \times$$

$$\left\{ A_1 \left(\frac{\sigma}{\mu} \right)^{5.5} + A_2 \left(\frac{\sigma}{\mu} \right)^{n_2} + B' \sinh \left[\frac{q \langle \sigma - \sigma_0 \rangle}{\mu} \right] \right\} \text{sgn}(\sigma) \quad (1.23)$$

$\dot{\sigma}$, $\dot{\epsilon}$ และ $\dot{\epsilon}^P$ คือ อัตราความเค้น อัตราความเครียด และอัตราความเครียดพลาสติกตามลำดับ ในแบบจำลองนี้ค่าสัมประสิทธิ์ยึดหยุ่น (E , μ) จะมีค่าเท่ากับ 31.0 และ 12.4 GPa ตามลำดับ ส่วนค่าตัวแปร α , β , δ , σ_0 , n_2 , q , A_1 , A_2 , B , K_0 จะมีค่าเท่ากับ -17.37, -7.738, 0.58, 20.57 MPa, 5.0, 5.335×10^{-3} , $4.040 \times 10^4 \text{ s}^{-1}$, $4.557 \times 10^5 \text{ s}^{-1}$, $1.432 \times 10^{-9} \text{ s}^{-1}$, 9.728×10^6 ตามลำดับ โดยตัวแปร A_1 , A_2 , B , K_0 จะคำนวณที่อุณหภูมิ 25°C แต่ตัวแปร α , β , δ , σ_0 , n_2 , q จะคำนวณที่อุณหภูมิผันแปรเปลี่ยนไป

Weidinger et al. (1998) ได้นำเสนอสมการทางคณิตศาสตร์ที่สร้างเพื่ออธิบายพฤติกรรมของการเปลี่ยนรูปของเกลื่อนหินช่วงพลาสติก โดยใช้การวิเคราะห์ที่เน้นถึงคุณลักษณะของโครงสร้างภายในที่มีเนื้อหินต่างกัน สมการจะครอบคลุมทั้งการเคลื่อนไหลในช่วงต้น และการเคลื่อนไหลในช่วงคงที่ สมการจะเป็นดังนี้

$$\sigma_s/E + \varepsilon_{f,s} = \sigma_h/E + \varepsilon_{f,h} = \sigma/E + \varepsilon_f \quad (1.24)$$

E คือ ค่าสัมประสิทธิ์ยืดหยุ่น $\varepsilon_{f,s}$, $\varepsilon_{f,h}$ คือ ความเครียดพลาสติกเฉพาะที่ (Local plastic strain), ε_f คือ ความเครียดพลาสติกรวม (Total plastic strain) ส่วน σ_s , σ_h คือ ความเค้นเฉพาะที่ (Local stress) มีความสัมพันธ์ในรูปความเค้น σ ดังนี้

$$\sigma = (1-f_h)\sigma_s + f_h\sigma_h, f_h = 2a/w \quad (1.25)$$

โดยที่ f_h คือ ค่าเศษส่วนปริมาตร (Volume fraction) a/w คือ สัดส่วนขนาดผลึกและ σ_s , σ_h ยังสามารถเขียนอยู่ในรูปสมการใหม่ได้โดย k_h คือ ปัจจัยความเข้มข้นความเค้น (Stress concentration factor) ดังนี้

$$\sigma_s = ((1-f_h k_h)/(1-f_h))\sigma, \sigma_h = k_h\sigma \quad (1.26)$$

Hampel et al. (1998) ได้วิเคราะห์เสถียรภาพการหดตัวของอุโมงค์ในชั้นเกลือหิน สำหรับเก็บกากนิวเคลียร์และของเสียอันตรายในสภาวะการเคลื่อนไหลช่วงคงที่ โดยการนำผลจากการทดสอบการเคลื่อนไหลมาสอบเทียบหาความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับเวลาในแบบจำลอง ผลที่ได้ระหว่างแบบจำลองกับการทดลองจะมีความใกล้เคียงกัน สมการพฤติกรรมเกลือหินเป็นดังนี้

$$\dot{\varepsilon}_{ss} = \frac{v_0}{Mb} \cdot \exp\left(-\frac{Q}{RT}\right) \cdot \left(\frac{\sigma}{G(T)}\right)^2 \cdot \sinh\left(\frac{b\Delta a(T, \sigma)}{MkT} \cdot (\sigma - \sigma_p)\right) \quad (1.27)$$

$\dot{\varepsilon}_{ss}$ คือ อัตราความเครียดในการเคลื่อนไหลช่วงคงที่ T คือ อุณหภูมิ σ คือ ความแตกต่างของความเค้น Q คือ พลังงานกระตุ้น (Activation energy) Δa คือ พื้นที่พลังงานกระตุ้น (Activation area) $b \cdot \Delta a$ คือ ปริมาตรกระตุ้น (Activation volume) b คือ เวกเตอร์ของเบอร์เกอร์ (Burgers vector) v_0 คือ ค่าคงที่ความเร็วของการเคลื่อนไหล (Dislocation velocity constant) m คือ ค่าคงที่เทเลอร์ (Taylor factor) $G(T)$ คือ ค่าสัมประสิทธิ์เฉือนที่ขึ้นกับเวลา k คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของโบลต์มันต์ (Boltzmann's constant) σ_p คือ ความเค้นอนุภาค (Particle stress)

Eduardo et al. (1998) ได้ทำการสำรวจพื้นที่ที่มีการทรุดตัวในประเทศฝรั่งเศส โดยใช้วิธีคำนวณเชิงตัวเลขแบบจำกัดและแบบกำหนดขอบเขต (Mixed boundary and finite element) โดยใช้สมการเส้นโค้งไม่ต่อเนื่องดังนี้ กฎพฤติกรรมเกลือหินของ Norton-Hoff (N-H) แบบจำลองจะพิจารณาเฉพาะการเคลื่อนไหลในช่วงคงที่และแบบจำลองของ Lemaitre-Menzel-Schreiner ซึ่งจะพิจารณาการเคลื่อนไหลช่วงการเคลื่อนไหลที่มีอัตราความเครียดเพิ่มขึ้น (Strain rate decreasing creep) และการหดตัวเนื่องจากความซึมผ่านของน้ำในโพรงเกลือ (Berest et al., 1998) การคำนวณจะ

ใช้สมมติฐานที่ว่านี้ โพรงเกลือต้องมีลักษณะเป็นทรงกลมอยู่ในชั้นเกลือหินที่สามารถใช้กฎของ Darcy ในช่วงการเคลื่อนไหลคงที่ได้ ความดันที่กระจายตัวในมวลหินต้องอยู่ในรูปฟังก์ชันฮาร์โมนิก (Harmonic function)

$$\dot{\epsilon}_{perc} = -3K(P_i - P_o)/(\eta R^2) \quad (1.28)$$

โดยที่ K คือ ค่าความซึมผ่านปกติอยู่ในช่วง 10^{-22} - 10^{-20} m² P_i คือ ความดันภายในโพรงเกลือ P_o คือ ความดันน้ำเกลือ มีค่าประมาณ 0.012(z) z คือความลึกของโพรงเกลือ R คือ รัศมีของโพรงเกลือ η คือ ค่าความหนืดของน้ำเกลือ ต่อมา Berest et al. (1998) ได้พัฒนาสมการอัตราเปลี่ยนแปลงปริมาตรโพรงเกลือสำหรับการเคลื่อนไหลในช่วงคงที่ เป็นดังนี้

$$\dot{\epsilon}_{cr} = A \left(\frac{P_R - P_i}{10} \right)^m \exp(\gamma(T - 45)) \quad (1.29)$$

โดยที่ P_R คือ น้ำหนักกดทับ ในหน่วย MPa มีค่าประมาณ 0.022(z) z คือ ความลึกของโพรงในหน่วย เมตร P_i คือ แรงดันภายในโพรงเกลือ ในหน่วย MPa มีค่าประมาณ 0.012(z) ส่วนค่าอื่น ๆ จะมีค่าที่สอดคล้องกับสมการดังนี้ $A = 2.5 \times 10^{-4}$ MPa·year⁻¹ $m = 3$ $\gamma = 4.5 \times 10^{-2}$ °C⁻¹ $T = 45^\circ\text{C} + 0.55(z - 1,000)$ นั้นหมายความว่าถ้าความลึก 1,000 เมตร จะมีอุณหภูมิ 45°C โพรงจะมีการเคลื่อนไหลเท่ากับ 2.5×10^{-2} ต่อปี หรือถ้าความลึกมากขึ้นที่ 2,000 เมตร จะมีอุณหภูมิ 100°C โพรงก็จะมีอัตราการเคลื่อนไหลมากขึ้นด้วย

Kothaus (1998) ได้ศึกษาพฤติกรรมการอัดตัวของเกลือหินย่อยในสถานะแห้งโดยใช้การทดสอบแรงกดในสามแกน ผลจากการทดลองจะนำไปสอบเทียบกับสมการพฤติกรรมเกลือหินแบบความหนืดพลาสติก มีค่าความเค้นล้อมรอบอยู่ระหว่าง 2 ถึง 20 MPa ค่าความพรุนมีค่าอยู่ระหว่าง 0.037 ถึง 0.25 อุณหภูมิมีค่าอยู่ระหว่าง 21.5 ถึง 150°C อัตราการอัดตัว (Consolidate rate) มีค่าอยู่ระหว่าง 1×10^{-9} ถึง 5×10^{-8} s⁻¹ ผลการทดสอบเมื่อให้แรงกดด้วยความดันน้ำ สมการพฤติกรรมเกลือหินแบบความหนืดพลาสติก คือ

$$\dot{\epsilon} = A \cdot e^{-Q/R/T} \cdot (h_1 \cdot p^2 + h_2 \cdot q^2)^2 \cdot (h_1 \cdot p/3 \cdot 1 + h_2 \cdot S) \quad (1.30)$$

โดยที่
$$h_1(\eta) = a / ((\eta_0 / \eta)^c - 1) / \eta_0^c \quad (1.31)$$

$$h_2(\eta) = b \cdot h_1(\eta) + 1 \quad (1.32)$$

$\dot{\epsilon}$ คือ เทนเซอร์ของอัตราความเครียด (Tensor of the strain rate) p คือ ความเค้นเฉลี่ย (Mean normal stress) S คือ เทนเซอร์ของความเค้นผันแปร (Tensor of the deviatoric stress) q คือ ความเค้นผันแปร (Deviatoric stress invariant) Q คือ พลังงานกระตุ้น (Activation energy) T คือ อุณหภูมิสัมบูรณ์ (Absolute temperature) η คือ ความพรุน (Porosity) η_0 คือ ความพรุนเริ่มต้น (Initial porosity) 1 คือ เทนเซอร์เอกพันธ์ (Unit tensor) R คือ ค่าคงที่สากลของก๊าซ (Universal gas constant) A, a, b, c , เมตร คือ ค่าคงที่ (Constant)

จากสมการ (1.30) สามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างอัตราความเครียดเชิงปริมาตรกับอัตราความเครียดสมมูล ($\dot{\epsilon}_c$) ตามความสัมพันธ์ดังนี้

$$\dot{K} = \sum \dot{\epsilon}_{ii} \quad (1.33)$$

$$\dot{K} = A \cdot e^{-Q/R/T} \cdot (h_1 \cdot p^2 + h_2 \cdot q^2)^2 \cdot h_1 \cdot p \quad (1.34)$$

$$\dot{\epsilon}_c = 1/\sqrt{1.5 \cdot A \cdot e^{-Q/R/T} \cdot (h_1 \cdot p^2 + h_2 \cdot q^2)^2 \cdot h_2 \cdot q} \quad (1.35)$$

จากสมการ \dot{K} จะเรียกว่า อัตราการอัดตัว (Consolidate rate)

Power Law

Fokker and Kenter (1994) ได้นำเสนอสมการของเกลื่อนหินเชิงกลศาสตร์เพื่ออธิบายการเคลื่อนไหลในระยะสั้นและระยะยาว โดยมีอิทธิพลจากปัจจัยภายนอกได้แก่ ความเค้นและอุณหภูมิ พัฒนสมการที่ใช้อธิบายการเคลื่อนไหลที่เปลี่ยนแปลงตามเวลา

$$\epsilon = \left[(\beta n + 1) \dot{\epsilon}_0 \left\{ \frac{\sigma}{\sigma_0} \right\}^n t \right]^{1/\beta n + 1} \quad (1.36)$$

เมื่อ α คือ ความเค้นผันแปร (Stress deviatoric)

$\dot{\epsilon}_0, \sigma_0, \beta, n$ คือ ค่าคงที่

เมื่อนำสมการมาสอบเทียบกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการจะพบว่าสมการสามารถอธิบายพฤติกรรม การวิรูปของเกลื่อนหินเนื่องจากการเคลื่อนไหลได้ดี

Pudewills and Hornberger (1996) ได้เสนอสมการที่แสดงพฤติกรรมของเกลื่อนหิน ซึ่งมีพื้นฐานมาจากพฤติกรรมความเหนียวพลาสติก ซึ่งเป็นการอธิบายการวิรูปนอกช่วงยืดหยุ่น (Inelastic) และพฤติกรรมเคลื่อนไหลของเกลื่อนหินในช่วงสั้นและช่วงคงที่ โดยทำการเปรียบเทียบ

กับผลการทดสอบแรงกดในสามแกน และการทดสอบการเคลื่อนไหล จากการเปรียบเทียบกับผลการทดสอบจะพบว่าโปรแกรมนี้สามารถอธิบายลักษณะการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของเกลือหินได้ดีและมีพฤติกรรมใกล้เคียงกับผลการทดสอบ สมการอัตราความเครียดเชิงความหนืดพลาสติกจะเป็นไปตามสมการดังนี้

$$\dot{\epsilon}_{vp} = \begin{cases} A \left[\frac{J_2(\Sigma)}{K} - 1 \right]^n \frac{\Sigma}{\sqrt{2J_2(\Sigma)}} & s: \Sigma > 0, J_2(\Sigma) > K \\ 0 & \end{cases} \quad (1.37)$$

โดยที่ Σ คือ ผลต่างความเค้น ($s - a$) s คือ ความเค้นผันแปร a คือ back stress หรือความเค้นสมดุล (Equilibrium stress) $J_2(\Sigma)$ คือ Second invariant of tensor Σ K คือ Isotropic hardening หรือ Drag stress A, n คือ ค่าคงที่ของวัสดุ

Hamami et al. (1996) ได้ทำการวิเคราะห์ด้วยสมการกำลัง (Power law) จากการเปรียบเทียบคุณสมบัติทางกลศาสตร์ของเกลือหินที่ได้มาจากการวัดในภาคสนามและจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ พบว่าไม่มีความละเอียดพอ เมื่อมีความเค้นมากกระทำ แต่ในทางตรงกันข้ามในเชิงพลังงานต้องคำนึงผลกระทบของอุณหภูมิเข้ามาเกี่ยวข้อง ค่าสัมประสิทธิ์ต่าง ๆ จะสอบเทียบจากการทดสอบการเคลื่อนไหลในสามแกนแบบขั้นบันได (Triaxial multi-step creep tests) ใช้ระยะเวลาทดสอบอย่างน้อย 3 เดือน สมการเกลือหินที่นำมาวิเคราะห์จะอยู่ในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดเชิงความหนืดพลาสติก (ϵ_{vp}) กับตัวแปรความแข็งภายใน (ξ) ดังนี้

$$\epsilon_{vp} = \xi^\alpha, (\alpha < 1) \quad (1.38)$$

$$\frac{d\xi}{dt} = F(\sigma, T)$$

โดยที่ α คือ ตัวแปรของการไหล ขึ้นกับธรรมชาติของวัสดุ (rheologic parameter) $F(\sigma, T)$ คือ รูปแบบที่ไม่ทราบค่าโดยที่ σ และ T คือ ความเค้นและอุณหภูมิ

Zhang et al. (1996) ได้นำเสนอสมการกฎพฤติกรรมเกลือหินเพื่อที่จะนำมาอธิบายพฤติกรรมของเกลือหินย่อยที่เกิดการอัดตัวภายหลังที่นำไปถมกลับในห้องใต้ดินที่ใช้เก็บกากนิวเคลียร์ สมการที่นำมาใช้อธิบายพฤติกรรมการอัดตัวของเกลือหินย่อยจะขึ้นกับความดัน อุณหภูมิ และเวลาในระยะยาว เมื่อได้สอบเทียบกับผลการทดสอบจะพบว่าสมการนี้สามารถอธิบายพฤติกรรมของเกลือหินย่อยที่เกิดการอัดตัวได้ดี สมการคณิตศาสตร์ที่แสดงพฤติกรรมเกลือหินจะมีรูปแบบดังนี้

$$\dot{\epsilon}_v = A \cdot \exp\left(-\frac{Q}{RT}\right) \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^n \cdot \left(\ln \frac{\epsilon_{VE}}{\epsilon_{VE} - \epsilon_v}\right)^{-m} \quad (1.39)$$

โดยที่ $\dot{\epsilon}_v$ คือ อัตราความเครียดเชิงปริมาตร ϵ_v คือ ความเครียดเชิงปริมาตร ϵ_{VE} คือ ความเครียดเชิงปริมาตรสูงสุด σ คือ ความเค้นประสิทธิผล σ_0 คือ ความเค้นอ้างอิง T คือ อุณหภูมิสัมบูรณ์ Q คือ พลังงานกระตุ้น R คือ ค่าคงที่สากลของก๊าซมีค่าเท่ากับ 8.3143×10^{-3} kJ/(K·mol) A , n , m คือ ค่าคงที่ของวัสดุ

สมการนี้จะอยู่ภายใต้สมมติฐานของความเค้น σ เข้าสู่ ∞ ในช่วง เวลา t เข้าสู่ 0 หรือที่ความเค้น σ เข้าสู่ 0 ช่วงเวลาการอัดตัว t เข้าสู่ ∞ จากสมการจะเห็นว่าพจน์ที่หนึ่งและสองจะอธิบายถึงอุณหภูมิและความดันที่ขึ้นกับอัตราการอัดตัว และพจน์ที่สามจะอธิบายถึงคุณลักษณะที่มีอิทธิพลต่อการเปลี่ยนแปลงในสภาพการถดถอย สำหรับค่าตัวแปรของวัสดุ A , n และ m จะขึ้นกับคุณสมบัติของวัสดุ ได้แก่ ขนาดผลึก การกระจายตัวของผลึก ความชื้น สิ่งเจือปน และความพรุนเริ่มต้น

Callahan et al. (1998) ได้นำเสนอสมการคณิตศาสตร์เพื่อจำลองพฤติกรรมเกลียวหินย่อยในระยะยาวของโครงการ WIPP โดยการวิเคราะห์จะอยู่ในรูปของความเค้นสามมิติโดยคำนึงถึงผลกระทบของความเค้นเฉลี่ยและความเค้นทำลาย นอกจากนั้นแล้วยังมีผลกระทบจากอุณหภูมิ ขนาดผลึก และความชื้น ค่าสัมประสิทธิ์ต่างๆ จะได้มาจากผลการทดสอบการอัดตัวด้วยแรงดันน้ำสถิตและการอัดตัวเนียนแล้วนำมาสอบเทียบหาความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับเวลา ผลที่ได้จากการวิเคราะห์จะสามารถคาดการณ์พฤติกรรมเกลียวหินย่อยได้ดี สำหรับสมการคณิตศาสตร์จะประกอบด้วยสามกลุ่ม คือ 1) กลุ่มที่ยืดหยุ่นไม่เชิงเส้น (Nonlinear elastic) 2) กลุ่มที่อัดตัว (Consolidate) และ 3) กลุ่มการเคลื่อนไหล (Creep) เป็นดังนี้

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^c + \dot{\epsilon}_{ij}^s + \dot{\epsilon}_{ij}^i \quad (1.40)$$

$$\dot{\epsilon}_{ij}^c = \dot{\epsilon}_{eq}^c(\sigma_{eq}^f) \frac{\partial \sigma_{eq}}{\partial \sigma_{ij}} \quad (1.41)$$

$\dot{\epsilon}_{ij}^c$ คือ อัตราความเครียดอัดตัวนอกช่วงยืดหยุ่น σ_{eq}^f คือ ความเค้นสมมูล $\dot{\epsilon}_{eq}^c$ คือ อัตราความเครียดสมมูลนอกช่วงยืดหยุ่น

Spiers and Carter (1998) อธิบายคุณสมบัติทางกายภาพในระดับจุลภาค (Microphysics) ที่เกิดจากการเคลื่อนไหลของเกลียวหินในโพรงละลายทำให้รู้ถึงกลไกที่จะทำให้เกลียวหินวิรูป จากการทดสอบการเคลื่อนไหลจะแบ่งเป็นสองช่วงคือ การให้ความเค้นคงที่ประมาณ 8 ถึง 16 MPa ที่อุณหภูมิสูงกว่า 160°C จะพบว่าเกลียวหินเปลี่ยนแปลงรูปร่างภายใต้การเคลื่อนที่ภายในผลึก (Cross-slip) และที่ความเค้นต่ำกว่า 12 MPa อุณหภูมิประมาณ 100 ถึง 200°C จะพบว่าเกลียวหิน

เปลี่ยนแปลงรูปร่างภายใต้การเคลื่อนที่ระหว่างผลึก (Dislocation climb) ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับอัตราความเครียด โดยใช้สมการยกกำลังสามารถหาความสัมพันธ์ที่อยู่ในรูปของสมการเลขยกกำลัง (Exponential) ซึ่งแบ่งสมการออกเป็นสมการการเคลื่อนที่ภายในผลึก $\dot{\epsilon}_{cs}$ และสมการการเคลื่อนที่ระหว่างผลึก $\dot{\epsilon}_{cl}$ (Carter et al., 1993)

$$\dot{\epsilon}_{cs} = 1.6 \times 10^{-4} \cdot \exp(-68100/RT) \sigma^{5.3} \quad (1.42)$$

$$\dot{\epsilon}_{cl} = 8.1 \times 10^{-5} \cdot \exp(-51600/RT) \sigma^{3.4} \quad (1.43)$$

โดยที่ $\dot{\epsilon}$ คือ อัตราความเครียด มีหน่วยเป็น s^{-1} σ คือ ความเค้น มีหน่วยเป็น MPa R คือ ค่าคงที่ของแก๊ส มีหน่วยเป็น (J/mol/K) T คือ อุณหภูมิสัมบูรณ์ มีหน่วยเป็นเคลวิน (K) นอกจากนี้แล้วผลกระทบจากแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นภายในผลึกก็มีความสำคัญเช่นกันเพราะถ้าอนุภาคของน้ำเข้าไปแทรกระหว่างผลึกก็จะทำให้ความสามารถในการต้านทานแรงกดต่ำลงได้ Spiers et al. (1990) จึงได้เสนอสมการพฤติกรรมเกลื่อนหินสำหรับแรงดันน้ำ (Pressure solution, ps) ในเกลื่อนหินโดยที่ d คือขนาดของเม็ดผลึก มีหน่วยเป็น mm ดังนี้

$$\dot{\epsilon}_{ps} = 4.7 \times 10^{-4} \cdot \exp(-24530/RT) \sigma / Td^3 \quad (1.44)$$

1.6 แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์

โปรแกรมคอมพิวเตอร์ทางด้านวิศวกรรมธรณีที่ใช้จำลองพฤติกรรมของเกลื่อนหินในเชิงกลศาสตร์และชลศาสตร์ เช่น พฤติกรรมในเชิงความเค้น ความเครียด และความชื้นผ่าน เป็นต้น โดยอาศัยคุณสมบัติเชิงยืดหยุ่น ความหนืดยืดหยุ่น ความหนืดพลาสติกไปจนถึงเชิงพลาสติก ใช้คาดคะเนพฤติกรรมทั้งในระยะเวลาสั้นและระยะเวลายาวมีอยู่หลายโปรแกรม ดังแสดงไว้ในตารางที่ 1.1 ในแต่ละโปรแกรมต่างก็ได้พัฒนาเพื่อให้การวิเคราะห์ง่าย สะดวกและรวดเร็ว โดยส่วนใหญ่จะอาศัยหลักการวิเคราะห์แบบจำกัดเชิงตัวเลขและใช้กฎเกณฑ์พฤติกรรมเกลื่อนหินในเชิงกลศาสตร์เป็นสมการหลักในการคำนวณและหาค่าคงที่ของตัวแปรต่าง ๆ ที่ได้จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการและในภาคสนาม

1.7 กลไกการประสานตัวของรอยแตกในหิน

การประสานตัวของรอยแตกของวัสดุเป็นกลไกของการปิดและเชื่อมตัวกันของรอยแตก โดยกระบวนการนี้จะไม่รวมไปถึงการเชื่อมติดของรอยแตกจากการตกตะกอนของสสารภายในรอยแตกนั้น การประสานตัวของรอยแตกขึ้นกับปัจจัยหลายอย่าง เช่น เวลา แรงที่มากระทำ อุณหภูมิ

ตารางที่ 1.1 โปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่ใช้อธิบายพฤติกรรมของเกลือหิน

Code Name	References
GEOMECH	Fernandez (1991) Nguyen-Minh and Menezes (1996)
DAPROK	Harrington, Chabannes and Shukla (1991)
STEALTH	Hofmann, R (1976)
ANSALT	Wallner (1991) Heusermann et al. (1996)
NTIS	Dreyer (1991)
SANCHO	Rranstetter, Stone and Krieg (1981) Stone et al. (1985) Hansen (1996)
SPDV	Matalucci and Hunter (1981)
VNFOLD (3D)	Beddoes (1994)
MARC	Eekelen (1988)
ANSPRE	Honecker and Wulf (1988)
VELMINA (3D)	Rothenburg (1994, 1996) Frayne (1998)
BEFE (3D)	Beddoes (1994)
ANTEMP, ANSPP	Honecker and Wulf (1988)
KOLA	Korthaus (1988)
JAC	Biffle (1984)
COSA	Hamami (1996)
COYOTE	Gartling, (1981a)
MERLIN	Gartling, (1981b)
SPECTRUM	Krieg et al. (1988) Callahan et al. (1990) Hansen (1996)
LUBBY-2	Lux and Schmidt (1996)
LUBBY-1	Rokahr and Staudtmeister (1996)
SPECTROM-32	Callahan et al. (1989) Vries and Callahan (1998)
VISCOT	INTERA (1982) Frayne (1996)
FLAC (3D)	Itasca (1992) Frayne (1996, 1998) Salzer and Scheriner (1998)
FLAC (2D)	(Itasca, 1992)
GEO	SGI (1991, 1992) Serata (1991) Frayne (1996)
VIPLEF	Vouille et al. (1996)
ADINA	Pudewills and Hornberger (1996) Pudewills (1988)
ASTHER	Rolnik (1988)
ASTREA	Rolnik (1988)
FAST-BEST	Ploumen (1980)
MAUS	Albers (1984) Pudewills (1998)
ZeBuLoN	Michael et al. (1998)
CODE-BRIGHT	Olivella et al. (1996, 1998)

ความชื้นและลักษณะของรอยแตก เป็นต้น (Renard, 1999) การเชื่อมประสานนั้นต้องอาศัยกลไกหลัก 2 ประการ คือ การเลื่อนปิดชิดกันของรอยแตกโดยการอาศัยแรงกดอัดเพื่อให้ระนาบรอยแตกชิดกัน และการประสานตัวจากกระบวนการทางด้านเคมีและทางด้านกายภาพ ซึ่งวัสดุจะต้องอาศัยระยะเวลาในการเชื่อมประสาน (Jang and Lee, 1990; Chan et al., 1992, 1995, 1996, 1998, 2000; Wang et al., 1994; Miao et al., 1995; Munson et al., 1999) การสังเกตพฤติกรรมการประสานตัวของรอยแตกนั้นกระทำได้ยากมากเพราะการประสานตัวจะเกิดขึ้นในระดับผลึก (มีขนาดตั้งแต่ 10^{-6} ถึง 10^{-3} m) อย่างไรก็ตามการประสานตัวของรอยแตกสามารถตรวจสอบได้จากการใช้กล้องจุลทรรศน์อิเล็กตรอน (Electron microscope) เพื่อตรวจหาการประสานตัวของรอยแตก (Hickman and Evans, 1987) การเชื่อมประสานของรอยแตกจะส่งผลให้คุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของหินที่มีรอยแตกดีขึ้น เช่น ค่าความต้านทานแรงกดสูงขึ้น และค่าสัมประสิทธิ์ของความยืดหยุ่น (E) เพิ่มขึ้น และยังทำให้ความสามารถในการซึมผ่านของหินลดลง

ในเชิงวิศวกรรมธรณี รอยแตกในหิน (Fractures) มีหลาย ๆ ขนาด ตั้งแต่รอยแตกในผลึกแร่ที่มีขนาดเล็กไปจนถึงรอยเลื่อน (Fault) ของชั้นหินซึ่งเป็นรอยแตกที่มีขนาดใหญ่มาก และรวมไปถึงรอยเลื่อนระหว่างทวีป เป็นต้น รอยแตกที่เกิดขึ้นในหินมีสาเหตุมาจากหลายปัจจัย ในกระบวนการทางธรรมชาติรอยแตกเกิดมาจากการเคลื่อนตัวของแผ่นเปลือกโลกรวมทั้งรอยแตกที่เกิดจากการกระทำของมนุษย์ เช่น การละลายโพรงหรือการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นหิน รอยแตกที่เกิดขึ้นโดยทั่วไปจะส่งผลกระทบต่อต่าง ๆ เช่น คุณสมบัติเชิงกลศาสตร์และเชิงกายภาพของหินเปลี่ยนแปลงไป ความต้านทานแรงเฉือนและความต้านทานแรงดึงลดลง และในทางตรงกันข้ามค่าความซึมผ่านของหินอาจจะเพิ่มขึ้นด้วย การเปลี่ยนแปลงดังกล่าวอาจจะก่อให้เกิดความเสียหายทางด้านเสถียรภาพของโครงสร้างต่าง ๆ ในชั้นหิน ด้วยปัญหาดังที่กล่าวมาว่าการประสานตัวของรอยแตกจะมีความสำคัญในเชิงธรณีวิทยา เพราะการประสานตัวของรอยแตกเป็นกระบวนการที่ควบคุมการไหลของของเหลวในชั้นเปลือกโลก (Renard, 1999) เช่น รอยแตกในชั้นเกลือหินที่มีความสามารถประสานตัวเองได้ส่งผลให้บริเวณรอยแตกนั้นมีค่าความซึมผ่านลดลง

ในระยะเวลา 10 ปีที่ผ่านมา มีผู้วิจัยในต่างประเทศได้ศึกษาเกี่ยวกับการประสานตัวของรอยแตกรวมทั้งปัจจัยต่าง ๆ ที่มีผลต่อการประสานตัวของรอยแตกของเกลือหิน วิธีการทดสอบได้ดำเนินการทั้งในภาคสนามและในห้องปฏิบัติการ โดยที่ในภาคสนามมีการศึกษาและสำรวจในโพรงละลายและในบริเวณรอยเลื่อนของเกลือหินที่อยู่รอบโพรง ในห้องปฏิบัติการมีการทดสอบกับตัวอย่างเกลือหิน และการสร้างสมการการเคลื่อนไหลของเกลือหินขึ้นจากกระบวนการประสานตัวของรอยแตก (Wang et al., 1994; Miao et al., 1995; Chan et al., 1995, 1998; Munson et al., 1999)

Brodsy and Munson (1994) ได้ศึกษาการประสานตัวของรอยแตกในเกลือหิน ซึ่งเป็นส่วนหนึ่งของโครงการ Waste Isolation Pilot Plant (WIPP) ภายใต้ความดันสถิต (Hydrostatic compression) ที่ 0.5 MPa โดยบรรจุตัวอย่างหินรูปทรงกระบอกไว้ในหม้อแรงดัน (Hoek cell) ที่อุณหภูมิ 25 องศาเซลเซียสแล้วกดในแนวแกนให้เกิดการขยุบตัวเล็กน้อย จากนั้นได้มีการปรับเปลี่ยนอุณหภูมิของระบบไปที่ 20° (46° และ 70 °C ในแต่ละตัวอย่างตามลำดับเพื่อศึกษาผลกระทบเนื่องจากอุณหภูมิ) และให้แรงกดด้วยอัตราความเครียด (Strain rate) $1 \times 10^{-6} \text{ sec}^{-1}$ ในการทดสอบนี้ได้ใช้คลื่นอัลตราโซนิก (Ultrasonic wave velocity) เสริมในการทดสอบด้วย และข้อมูลที่ได้จะนำมาเป็นข้อมูลพื้นฐานเปรียบเทียบกับแบบจำลอง MDCF ที่ได้สร้างขึ้นเพื่อใช้ในการประเมินค่าการประสานตัวของรอยแตกแบบ Anisotropy ของเกลือหิน

Allemandou and Dusseault (1993) ศึกษาการประสานตัวของรอยแตกโดยการให้ความเค้นกดในสามแกนที่ความดันสถิต 2 MPa และความเค้นกดในแนวแกนคงที่ โดยใช้ตัวอย่างเกลือหินรูปทรงกระบอกภายใต้อุณหภูมิคงที่ และทิ้งไว้ในช่วงเวลาสั้น (ไม่กี่ชั่วโมง) หลังจากนั้นค่อย ๆ เพิ่มระดับความเค้นในแนวแกนไปที่ 10, 15, 20 และ 25 MPa ตามลำดับ พบว่าหินจะมีการประสานตัวและปริมาณช่องว่างลดลงโดยประเมินจากการซิดและปิดกันของรอยแตกจากภาพถ่าย CAT-scan. Maio et al. (1995) ศึกษาการเชื่อมประสานตัวของเกลือหินบด (Crushed salt) ในสถานะที่มีน้ำอยู่ปริมาณน้อย และได้ผลสรุปว่าหลังจากมีการประสานตัวเกิดขึ้น ส่งผลให้ค่าความหนาแน่น (Density) ความเครียดหลังช่วงยืดหยุ่น (Inelastic strain) ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น (Young's Modulus) และความต้านทานแรงกด (Strength) ของเกลือหินบดนั้นเพิ่มขึ้นตามเวลา

Munson et al. (1999) ได้พัฒนาแบบจำลองชื่อ MDCF (Multimechanism Deformation Coupled Fracture Model) จากแบบจำลองเก่าชื่อ SUVIC-D ซึ่งเดิมมีฟังก์ชันของการเคลื่อนไหล (Creep function) ต่อมามีการเพิ่มฟังก์ชันเกี่ยวกับการประสานตัวของรอยแตก (Healing rate function) เข้าไปด้วย ได้มีการเก็บข้อมูลภาคสนามที่บริเวณอุโมงค์เก่า โดยวัดการเปลี่ยนแปลงความเร็วของคลื่นเหนือเสียง (Ultrasonic wave) และได้ประเมินออกมาเป็นการเปลี่ยนแปลงค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นเนื่องจากการขยุบตัวของโพรง ในขณะที่เดียวกันก็ทำการสังเกตการระบายของน้ำออกจากอุโมงค์ ทั้งสองการทดสอบนี้นำไปใช้ประเมินการขยายขอบเขตของความเสียหายรอบ ๆ โพรง และเปรียบเทียบกับแบบจำลองที่สร้างขึ้นในรูปแบบของความเคลื่อนไหลที่เกิดขึ้น ผลการเปรียบเทียบให้ค่าที่ใกล้เคียงกันและยังใช้เปรียบเทียบกับผลของขอบเขตที่ใหญ่ขึ้นได้ และสรุปเพิ่มเติมว่า ความเสียหายจะเป็นฟังก์ชันของความลึก และจะมีค่ามากที่สุดที่บริเวณส่วนล่างสุดของโพรง ซึ่งขึ้นกับความไม่บริสุทธิ์ของเนื้อเกลือหินเอง หากมีมากก็จะส่งผลกระทบมากด้วย และในขณะเดียวกัน Chan et al. (1995, 1996) ได้ศึกษาและใช้แบบจำลองนี้ และสรุปผลไปในลักษณะแนวทางเดียวกัน

1.8 การทดสอบแรงกดแบบวัฏจักร

การทดสอบแรงกดแบบวัฏจักร (Cyclic loading test) หรือเรียกอีกอย่างหนึ่งว่าการทดสอบความล้า (Fatigue test) เป็นการทดสอบโดยให้แรงกดเพิ่มขึ้นและลดลงครั้งแล้วครั้งเล่า เพื่อศึกษาว่าวัสดุนั้นจะสามารถรับแรงที่เปลี่ยนแปลงขึ้นและลงได้มากกี่รอบก่อนที่จะเกิดการวิบัติ ความหมายของแรงกดแบบวัฏจักรในเชิงการวิบัติ (Mode of failure) อาจกล่าวได้ว่า เป็นการทดสอบที่ให้แรงซ้ำ ๆ โดยที่แรงดังกล่าวนี้มีค่าน้อยกว่าค่าความเค้นวิบัติที่ได้จากการทดสอบดึงหรืออัดให้วิบัติเพียงครั้งเดียว หรือเรียกว่า กำลังสถิต (Static strength) โดยที่แรงดังกล่าวเป็นสาเหตุที่ทำให้เกิดจุดเริ่มต้นของรอยแตกในวัสดุที่ทำการทดสอบ รอยแตกดังกล่าวจะพัฒนาเพิ่มขึ้นจนกระทั่งเกิดการวิบัติ (Cruden, 1970) กลไกสำหรับการเกิดแรงกดแบบวัฏจักรนี้สามารถอธิบายได้อีกอย่างหนึ่งว่าเป็นลักษณะระดับของแรงที่แกว่งขึ้นลง ซึ่งทำให้เกิดการสะสมพลังงานเพิ่มขึ้น แต่อยู่ในระดับต่ำกว่าแรงต้านสูงสุดของวัสดุนั้น ๆ จนในที่สุดวัสดุหรือโครงสร้างทางวิศวกรรมนั้นก็เกิดการวิบัติ เรียกปรากฏการณ์นี้ว่า ความล้า (Fatigue)

ผลกระทบของแรงกดแบบวัฏจักรสามารถทำให้โครงสร้างทางวิศวกรรมเกิดการวิบัติอยู่บ่อยครั้งไม่ว่าจะเป็นฐานรากเขื่อน ถนน สะพาน อุโมงค์ หรือแม้กระทั่งโพรงที่ใช้สำหรับเก็บอากาศในชั้นหินต่าง ๆ สาเหตุก็เนื่องมาจากการเกิดแผ่นดินไหว การจลาจล การระเบิด และการอัดอากาศเข้าออกเพื่อนำมาใช้ผลิตกระแสไฟฟ้า เป็นต้น หรือแม้แต่กระทั่งวัสดุทางวิศวกรรมโยธา เช่น เหล็ก คอนกรีต หรือดิน ก็ยังได้รับผลกระทบจากแรงกดแบบวัฏจักรเช่นกัน ในที่นี้จะกล่าวถึงเฉพาะการทดสอบแรงกดแบบวัฏจักรที่ได้ทดสอบหินเท่านั้น

จุดประสงค์ของการทดสอบแรงกดแบบวัฏจักรของเกลือหินคือ เพื่อที่จะทำความเข้าใจเกี่ยวกับอายุการใช้งานของโครงสร้างที่มีสถานะภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร และเพื่อใช้ในการออกแบบระบบการควบคุมอากาศในขณะดำเนินการของ Compressed Air Energy Storage (CAES) โพรงเกลือหินที่อยู่ภายใต้ความดันภายในโพรงที่กระทำไม่คงที่ โดยความดันจะสูงและต่ำอย่างเป็นระบบตามวัฏจักรการใช้งาน อายุการใช้งานจะแสดงให้เห็นในลักษณะจำนวนครั้งที่ถูกกระทำด้วยความดันขึ้นลงก่อนที่จะแตก ซึ่งขึ้นกับลักษณะความดันที่มากระทำ (Pasaris, 1982) โครงสร้างที่ทำจากเหล็ก เช่น เพลลา สะพาน และอื่น ๆ ที่แรงกระทำจากลมอาจเป็นสาเหตุการวิบัติ หรือเพลลาที่รับแรงบิดมีความจำเป็นที่จะต้องทำการทดสอบแรงกดแบบวัฏจักรเพื่อพิจารณาถึงอายุการใช้งาน ดังนั้น การศึกษาคุณสมบัติของวัสดุอันเนื่องมาจากผลกระทบของแรงกดแบบวัฏจักรจึงมีความสำคัญเทียบเท่ากับศาสตร์แขนงอื่น

ผลการทดสอบความล้าเนื่องจากแรงกดแบบวัฏจักรส่วนใหญ่จะแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น กับความเครียด ความเค้นกับจำนวนรอบที่ทำให้เกิดการแตก (S-N curve) นอกจากนี้แล้วยังสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับเวลา เพื่ออธิบายผลของแรงกดแบบวัฏจักร

ที่ทำให้เกิดการเคลื่อนไหล หรือเรียกว่า “Creep-cyclic loading” ซึ่งลักษณะการเคลื่อนไหลที่ได้จากการทดสอบวิธีนี้มีความคล้ายคลึงกับการทดสอบการเคลื่อนไหลแบบสถิต เช่น การทดสอบการเคลื่อนไหลด้วยแรงกดในแกนเดียว (Akai and Ohnishi, 1983) และวิธีการทางคลื่นเสียงสะท้อน (Acoustic emission) ก็สามารถใช้ในการศึกษากลไกควบคุมภายในวัสดุหรือโครงสร้างนั้นได้เช่นกัน

1.8.1 การทดสอบแรงกดแบบวัฏจักรกับหินตะกอน

การศึกษาผลกระทบของแรงกดแบบวัฏจักรต่อคุณสมบัติของหินได้ดำเนินการมาประมาณ 40 กว่าปีแล้วโดยนักวิจัยในต่างประเทศหลายท่าน จุดประสงค์คือเพื่อที่จะนำผลไปใช้ในการออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมในหินที่มีสภาวะการรับแรงแบบวัฏจักร การทดสอบจะมีอยู่สองลักษณะคือ การทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักร (Uniaxial cyclic loading) และการทดสอบแรงกดแบบสามแกนแบบวัฏจักร (Triaxial cyclic loading) โดยได้มีการใช้เทคนิคทางการตรวจวัดด้วยคลื่นเสียงสะท้อนด้วย (Mogi, 1962; Burdine, 1963; Scholz, 1968; Hardy and Chugh, 1970; Saint-Leu and Sirieys, 1971; Attewell and Farmer, 1973; Haimson and Kim, 1972; Haimson, 1972, 1973; Tharp, 1973, Kim, 1973, Khair, 1975; Fuenkajorn and Daeman, 1988) หินชนิดต่าง ๆ ที่ถูกทดสอบเช่น หินปูนโคโลไมด์ หินแกรนิต หินทัฟฟ์ หินทราย หินอ่อน และหินดินดาน เป็นต้น ซึ่งสามารถสรุปได้โดยสังเขปดังนี้

Attewell and Farmer (1973) ทดสอบหินปูนโคโลไมด์ โดยพิจารณาขนาดของความเค้น สูงสุด-ต่ำสุดในแต่ละรอบ และความถี่ที่มีผลต่อลักษณะการวิบัติ ความถี่ในการทดสอบจะอยู่ระหว่าง 0.3 ถึง 20.0 Hz. ผลสรุปพบว่า การวิบัติของตัวอย่างหินเกิดจากพลังงานความเครียดสะสมในหินที่สูงถึงค่าพลังงานความเครียดวิกฤต (Critical energy level equivalent) ที่ได้จากการทดสอบการให้แรงที่ไม่เป็นแบบวัฏจักร (Non-cyclic loading) คือ การทดสอบแรงกดในแกนเดียว และยังพบว่าความถี่มีผลกระทบกับจำนวนรอบที่แตกของหินตัวอย่าง คือ ที่ความถี่สูง ตัวอย่างหินวิบัติเมื่อจำนวนรอบที่ให้แรงมากกว่าที่ความถี่ต่ำ และที่ความเค้นสูง ตัวอย่างจะวิบัติที่จำนวนรอบที่ให้แรงน้อยกว่าที่ความเค้นต่ำ

Akai and Ohnishi (1983) ทดสอบหินทัฟฟ์ (Tuff) ด้วยแรงกดแบบวัฏจักรโดยควบคุมให้มีการเพิ่มความเครียดอย่างคงที่ (ความถี่ 0.01 Hz) ค่าความเครียดถาวรในแต่ละวัฏจักรจะมากขึ้นตามลำดับและเส้นกราฟความเค้นกับความเครียดจะมีความชันน้อยลงไปด้วย ซึ่งหมายถึงว่าค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของหินทัฟฟ์มีค่าลดลงเมื่อจำนวนรอบเพิ่มขึ้น ตัวอย่างหินเกิดการวิบัติเมื่อความเครียดถาวรที่สะสมในแต่ละวัฏจักรมีค่าเท่ากับค่าความเครียดที่วิบัติจากการทดสอบแรงกดแบบสถิต ความถี่ที่ทดสอบมีผลต่อการวิบัติของหิน โดยที่หินจะวิบัติที่ความถี่สูงด้วยจำนวนรอบที่น้อยกว่าที่ความถี่ต่ำ (เมื่อเปรียบเทียบที่ขนาดของความเค้นสูงสุด-ต่ำสุดในแต่ละรอบเท่ากัน) ในหิน

แกรนิคนั้น Ishizuka and Abe (1990) ได้ทดสอบผลกระทบจากความถี่ ความชื้น ความดันล้อมรอบ จำนวนรอบของการแตกที่ทดสอบด้วยความถี่สูง ความชื้นต่ำ (แห้ง) และมีแรงดันล้อมรอบ จะมีค่ามากกว่าที่ทดสอบด้วยความถี่ต่ำ ความชื้นสูง (เปียก) และไม่มีแรงดันล้อมรอบตามลำดับ

ในหินทราย Ray et al. (1999) ได้ทำการทดสอบหินทรายโดยแต่ละรอบของการกด จะเพิ่มความเค้นไปที่ 95% ของ σ_c และ ลดความเค้นให้อยู่ที่ระดับ 5% ของ σ_c เมื่อทำการทดสอบไป 10,000 รอบแล้ว ตัวอย่างหินทรายก็ยังไม่เกิดการวิบัติ การทดสอบอีกอย่างคือ กดทดสอบให้ความเค้นอยู่ในช่วง 30 ถึง 60% ของ σ_c แล้วลดแรงให้เหลือศูนย์ จำนวน 100 รอบเท่ากันทุกตัวอย่าง จากนั้นก็กดตัวอย่างจนเกิดการวิบัติเพื่อหาค่ากำลังของตัวอย่าง พบว่าความต้านทานแรงกดของตัวอย่าง ลดลงตามค่าความเค้นที่เพิ่มขึ้น คือที่ระดับความเค้นมาก หลังจากมีการรับแรงแบบวัฏจักรไปแล้ว ช่วงหนึ่งค่าความต้านทานแรงกดจะลดลงมากเมื่อเทียบกับที่ค่าความเค้นต่ำ ในขณะที่เดียวกันขนาดของความเครียดวิบัติเพิ่มขึ้นตามค่าเปอร์เซ็นต์ของกำลังรับแรงกด

1.8.2 การทดสอบแรงกดแบบวัฏจักรกับเกลือหิน

Passaris (1982) ทดสอบผลกระทบแรงกดแบบวัฏจักรต่อเกลือหินเพื่อนำไปใช้ในการออกแบบโพรงสำหรับเก็บพลังงานในรูปอากาศภายใต้แรงดัน การทดสอบได้ใช้ความถี่ต่ำ (0.1 Hz) และแบ่งเป็นสองลักษณะคือ 1) ในแต่ละวัฏจักรให้แรงขึ้นถึงหน่วยแรงที่กำหนดแล้วลดแรงลงจนกระทั่งเป็นศูนย์ เรียกว่า “Full unloading” ค่าหน่วยแรงกดสูงสุดจะอยู่ระหว่าง 60 – 80 % ของความเค้นกดสูงสุดในแกนเดียว ทดสอบ 16 ตัวอย่าง โดยกำหนดขอบเขตของการทดสอบที่จำนวนรอบไม่เกิน 10,000 รอบ และ 2) ให้แรงถึงหน่วยแรงที่กำหนดแล้วลดหน่วยแรงลงบางส่วน เรียกว่า “Partial unloading” ค่าหน่วยแรงที่ใช้จะเลียนแบบค่าแรงคั้นที่ขึ้น-ลงภายในโพรงเกลือหิน ผลการทดสอบแสดงความสัมพันธ์ (S) กับจำนวนรอบที่กดจนแตก (N) ดังสมการนี้คือ $S = 1.91N^{-0.5}$ และสรุปว่าเกลือหินถูกทำให้อ่อนตัวได้ด้วยแรงกดแบบวัฏจักร และค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นจะลดลงตามจำนวนรอบที่เพิ่มขึ้น จากการทดสอบเกลือหินมีค่าพิทคความล้าจำกัด (Fatigue limit) อยู่ที่ 60 % ของกำลังวิบัติจากการทดสอบแรงกดในแกนเดียว และยังแนะนำอีกว่าในการปล่อยอากาศออกจากโพรงไม่ควรให้ความดันภายในโพรงต่ำกว่า 55% ของค่ากำลังเกลือหิน

Gehle and Thoms (1981) ศึกษาการเปลี่ยนแปลงรูปลักษณะทางคลื่นเสียง (Acoustic Emission, AE) เนื่องจากแรงกดแบบวัฏจักรในอุโมงค์เกลือหิน โดยได้ทำการเจาะหลุมขนาด 57 มิลลิเมตร ลึก 6.1 เมตรที่ฐานของเสาในอุโมงค์ให้มีความลาดเอียง 45 องศาจากแนวระดับจำนวน 2 หลุม และอีก 1 หลุมตรงกลางให้มีขนาด 64 มิลลิเมตร 2 หลุมแรกจะใส่อุปกรณ์แปลสัญญาณทางคลื่นเสียง และหลุมตรงกลางจะมีอุปกรณ์สำหรับให้แรงแบบวัฏจักรคือ Hydraulic pressure ผลการทดสอบปรากฏว่าระบบสัญญาณ AE เพิ่มขึ้นเมื่อมีการเพิ่มแรงคั้นในหลุมเจาะ ซึ่งหมายความว่าเกิด

รอยแตกขึ้น ผลสรุประบุว่าวิธีทางคลื่นเสียงสามารถตรวจวัดความเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติของเกลื่อหินเนื่องจากผลกระทบของแรงกดแบบวัฏจักรได้ และระบุว่ามียรอยแตกเพิ่มขึ้นตามจำนวนรอบการให้แรง

Thoms et al. (1980) ทดสอบแรงกดสามแกนแบบวัฏจักร (Triaxial cyclic loading) ด้วยความถี่ต่ำ (24 รอบต่อ 10 ชั่วโมง) ให้มีลักษณะของการเกิดแรงเหมือนโพรงเกลื่อหินที่ใช้ในการสะสมพลังงานในรูปอากาศภายใต้แรงดัน และยังศึกษาโดยใช้แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ด้วยตัวอย่างที่ใช้มีขนาด 100 มิลลิเมตร ยาว 200 มิลลิเมตร ซึ่งจะถูกดในสามแกนด้วยแรง 34.5 MPa จากนั้นก็ทำการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิขึ้นลงให้เป็นระบบ ซึ่งพบว่า การเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิเป็นวัฏจักรมีผลทำให้เกลื่อหินเกิดการเคลื่อนไหลได้ ผลสรุปว่าความถี่มีผลโดยตรงต่อพฤติกรรมเกลื่อหินในการรับแรงกดแบบวัฏจักร โดยความถี่ทำให้จำนวนรอบที่แตกของตัวอย่างมีค่าต่างกันแม้ลักษณะของแรงเหมือนกัน คือ การทดสอบด้วยความถี่สูงตัวอย่างเกลื่อหินจะวิบัติด้วยจำนวนรอบมากกว่าถ้าทดสอบด้วยความถี่ต่ำ และที่ความเค้นสูงตัวอย่างเกลื่อหินจะวิบัติที่จำนวนรอบที่ให้แรงน้อยกว่าที่ความเค้นต่ำ

Cho et al. (1987) ใช้ตัวอย่างรูปทรงกระบอกมีรูกลวงตรงกลางทดสอบที่ความถี่ 10 ถึง 10,000 วินาทีต่อรอบ การทดสอบนี้แสดงจำนวนรอบจนกระทั่งแตกหรือที่เรียกว่า “ช่วงชีวิตความล้า” (Fatigue life)

Thoms and Gehle (1982) ทดสอบเกลื่อหินในภาคสนามและห้องปฏิบัติการ โดยศึกษาผลกระทบเนื่องจากแรงกดแบบวัฏจักรและการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิแบบวัฏจักรต่อเกลื่อหิน สภาวะการทดสอบจำลองให้เหมือนกับสภาวะการในโพรงอากาศที่ใช้เก็บพลังงานในรูปอากาศภายใต้แรงดัน การทดสอบใช้ความแตกต่างของแรง (แรงสูงสุดขณะให้แรง และแรงต่ำสุดขณะผ่อนแรงลง) จึงทำให้ค่าความเคลื่อนไหลที่ได้จากการทดสอบผลกระทบแรงกดแบบวัฏจักรมีความใกล้เคียงกับการทดสอบความเคลื่อนไหลแบบธรรมดา (ทดสอบการเคลื่อนไหลด้วยแรงกดในแกนเดียว) ได้ข้อสรุปว่าการเคลื่อนไหลของเกลื่อหินที่ทดสอบด้วยแรงกดแบบวัฏจักรขึ้นกับค่าความแตกต่างระหว่างแรงกดสูงสุดและแรงกดต่ำสุดในแต่ละวัฏจักร การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิในโพรงก็ส่งผลให้เกิดการเคลื่อนไหลของเกลื่อหินได้เช่นกัน และระบุว่า การก่อสร้างโพรงเกลื่อหินที่มีความลึกประมาณ 900 เมตรนั้น อุณหภูมิจะเป็นปัจจัยหลักที่จะให้เกลื่อหินเกิดการเคลื่อนไหล ควรมีการศึกษาผลกระทบจากอุณหภูมิด้วย

จากที่มีนักวิจัยหลายท่าน ได้ทดสอบหินทั้งในภาคสนามและในห้องปฏิบัติการนั้น จะเห็นว่าหินมีการตอบสนองต่อแรงกดแบบวัฏจักรเป็นไปในทิศทางเดียวกัน ซึ่งสามารถสรุปได้ดังนี้

- 1) แรงแคแบบวัฏจักรจะขึ้นกับปัจจัยด้านขนาดของแรงที่ขึ้น-ลง หรือเรียกว่า “Amplitude” (Haimson, 1978) ถ้าแรงที่ขึ้น-ลงแตกต่างกันไม่มากหินก็จะมีคามเครียดถาวรเกิดขึ้น น้อยกว่าที่แรงขึ้น-ลงต่างกันมาก ทำให้ที่ความแตกต่างของแรงขึ้น-ลงสูงหินจะแตกด้วยจำนวนรอบ น้อยกว่าที่ความแตกต่างของแรงขึ้น-ลงไม่มากนัก
- 2) ความถี่ (Frequency) ส่งผลต่อการทดสอบแรงแคแบบวัฏจักร คือจำนวนรอบที่แตกจะเพิ่มขึ้นตามความถี่ที่เพิ่มขึ้น (Atterwell and Farmer, 1973; Cho et al., 1987; Thoms et al., 1980; Ishizuka and Abe, 1990)
- 3) ขนาดของผลึกมีผลต่อแรงแคแบบวัฏจักร หินที่เนื้อละเอียดจะมีความต้านทาน มากกว่าหินที่มีผลึกใหญ่ คือหินที่ผลึกเล็กจะให้จำนวนรอบที่แตกมากกว่าหินที่มีผลึกขนาดใหญ่ (Burdine, 1963)
- 4) สภาพะน้ำ (ทดสอบที่สภาวะแห้งและเปียก) และแรงดันล้อมรอบที่อยู่ในหิน Ishizuka et al. (1990) ทดสอบหินที่สภาวะเปียกและแห้งพบว่า ที่สภาวะเปียกการเคลื่อนไหลจะสูงกว่าที่สภาวะแห้ง นั้นหมายความว่าจำนวนรอบที่แตกของหินที่แห้งจะสูงกว่าหินที่เปียกภายใต้ ลักษณะการให้แรงที่เหมือนกัน หากมีแรงดันล้อมรอบหินจะวิบัติที่จำนวนรอบที่มากกว่าในสภาวะที่ไม่มีแรงดันล้อมรอบ (Ishizuka and Abe, 1990)
- 5) ลักษณะของการเคลื่อนไหลของหินต่อแรงแคแบบวัฏจักรจะมีลักษณะเหมือน การทดสอบการเคลื่อนไหลแบบสถิต (การทดสอบแรงแคในแกนเคียว) ทั้งในช่วงเริ่มแรก ช่วงอัตรา ความเครียดเพิ่มขึ้นคงที่ และช่วงสุดท้ายที่มีการวิบัติ (Ishizuka and Abe, 1990)

บทที่ 2

ตัวอย่างเกลือหิน

ตัวอย่างเกลือหินที่ใช้ในการวิจัยครั้งนี้ได้มาจากบริษัทเอเชีย แปซิฟิก โปแตชคอร์ปอเรชั่น จำกัด (Asia Pacific Potash Corporation) จังหวัดอุดรธานี ซึ่งได้ทำการเจาะสำรวจชั้นเกลือหินบริเวณภาคอีสานตอนบน บริษัทได้มอบแท่งตัวอย่างเกลือหินดังกล่าวบางส่วนแก่สาขาวิชาเทคโนโลยีธรณี มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี เพื่อการทดสอบในงานวิจัย เกลือหินที่ได้รับมอบเป็นเกลือหินจากหลุมเจาะสำรวจเลขที่ BD99-1 และ BD99-2 ซึ่งเป็นเกลือหินจากเกลือหินชั้นกลาง (Middle Salt) และเกลือหินชั้นล่าง (Lower Salt) ของแอ่งสกลนคร (Sakon Nakhon Basin) เกลือหินถูกห่อด้วยพลาสติกเพื่อป้องกันความชื้นและบรรจุในกล่องกระดาษเรียงตามลำดับความลึก ทั้งนี้ได้ทำเครื่องหมายส่วนบนและส่วนล่างเรียงตามลำดับความลึก แท่งตัวอย่างเกลือหินเป็นรูปทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 6 เซนติเมตร และมีความยาวรวมทั้งสิ้นประมาณ 20 เมตร รูปที่ 2.1 แสดงตัวอย่างเกลือหินบางส่วน

ในการจัดเตรียมตัวอย่างเกลือหินเพื่อการทดสอบ เบื้องต้นเริ่มจากการคัดเลือกตัวอย่างเกลือหินจากกล่องบรรจุ โดยเลือกตัวอย่างที่มีความสมบูรณ์มากที่สุด คือตัวอย่างเกลือหินจะต้องไม่มีรอยแตกที่อาจเกิดจากระบวนการขุดเจาะ จากการเก็บและจากการขนย้ายมีสิ่งเจือปนไม่มากเกินไปและต้องไม่มีรูพรุน ตัวอย่างหินที่เลือกแล้วจะนำมาทำเครื่องหมายแสดงตำแหน่งบนและล่าง ระดับความลึก และตำแหน่งที่จะทำการตัด ตัวอย่างเกลือหินที่มีรูปร่างใกล้เคียงข้อกำหนดมาตรฐานสากลของ ASTM เพื่อการทดสอบเชิงกลศาสตร์เกลือหินในห้องปฏิบัติการ ก็จะต้องนำตัวอย่างมาตัดให้มีสัดส่วนความยาวต่อเส้นผ่านศูนย์กลาง (Length-to-diameter ratio, L/D) เท่ากับ 0.5, 2.0 และ 2.5 หรือมีความยาวเท่ากับ 3, 12, และ 15 เซนติเมตร และการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกจะนำตัวอย่างเกลือหินขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 60 มิลลิเมตร ไปกลึงเพื่อให้ได้ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 38.5 มิลลิเมตร และยาว 60 มิลลิเมตร ตามข้อกำหนดของเครื่องมือที่ใช้

ตัวอย่างเกลือหินถูกนำมาตัดให้ได้ขนาดที่ต้องการด้วยเครื่องตัดหินโดยใช้น้ำเกลือเข้มข้นอิมัลชันเป็นน้ำหล่อเลี้ยงใบมีด (รูปที่ 2.2) น้ำหล่อเลี้ยงนั้นได้เตรียมมาจากน้ำเกลือเข้มข้นอิมัลชันเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในการตัดโดยไม่ทำให้เกิดรอยร้าวขึ้นจากการเสียดสีกันของมีดตัดกับตัวอย่างหิน และป้องกันผลการละลายเกลือหินระหว่างการตัด เมื่อตัดแท่งตัวอย่างเกลือหินเสร็จแล้วนำมาตรวจสอบความสมบูรณ์ของตัวอย่างเกลือหิน ถ้าพบว่าหน้าตัดตัวอย่างไม่ได้ฉากหรือมีรอยแตกมากเกินไปก็จะนำไปตัดใหม่อีกครั้ง จากนั้นตัวอย่างเกลือหินที่ตัดเสร็จจะนำมาแช่น้ำเกลือด้วยผ้าแห้งและนำไปวางทิ้งไว้ให้แห้งในห้องรักษาความชื้นเพื่อนำมาขัดปลายทั้งสองข้างต่อไป ในแต่ละตัวอย่างได้ใช้ปากกาสีเขียนหมายเลขกำกับและใช้พลาสติกหุ้มตัวอย่างเกลือหินอีกชั้นหนึ่งเพื่อป้องกันความชื้นและการละลาย

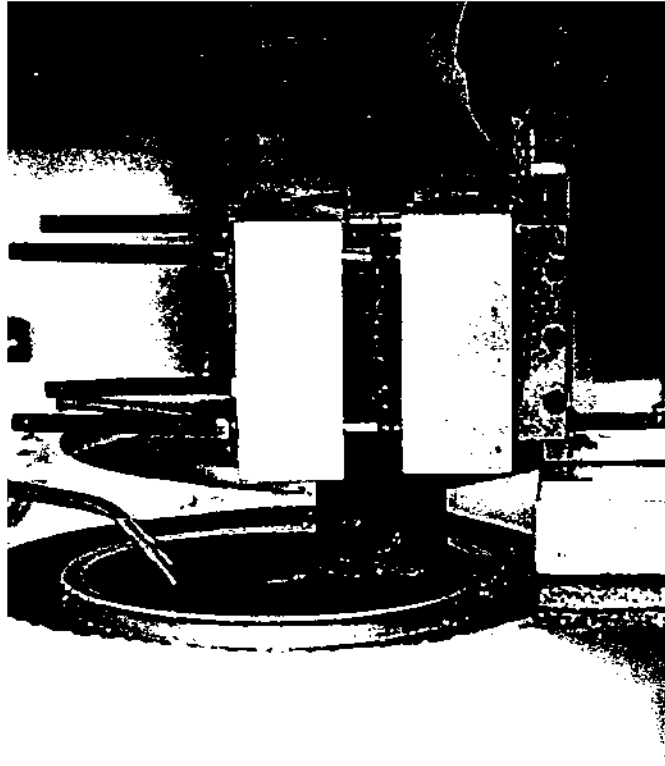


รูปที่ 2.1 ตัวอย่างเกลือหินบางส่วนที่ได้รับความอนุเคราะห์จาก
บริษัทเอเชียแปซิฟิก โปแตชคอร์ปอเรชั่น จำกัด

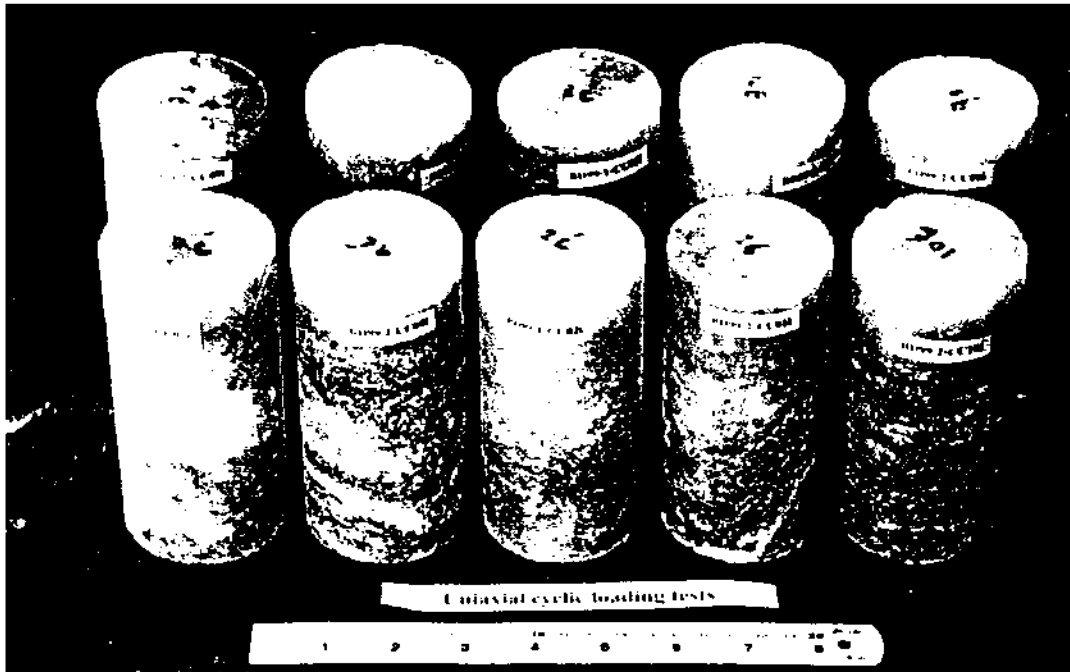


รูปที่ 2.2 การตัดแต่งตัวอย่างเกือบทันเพื่อให้ได้สัดส่วนและรูปร่างที่เหมาะสมกับการทดสอบในแต่ละชนิด

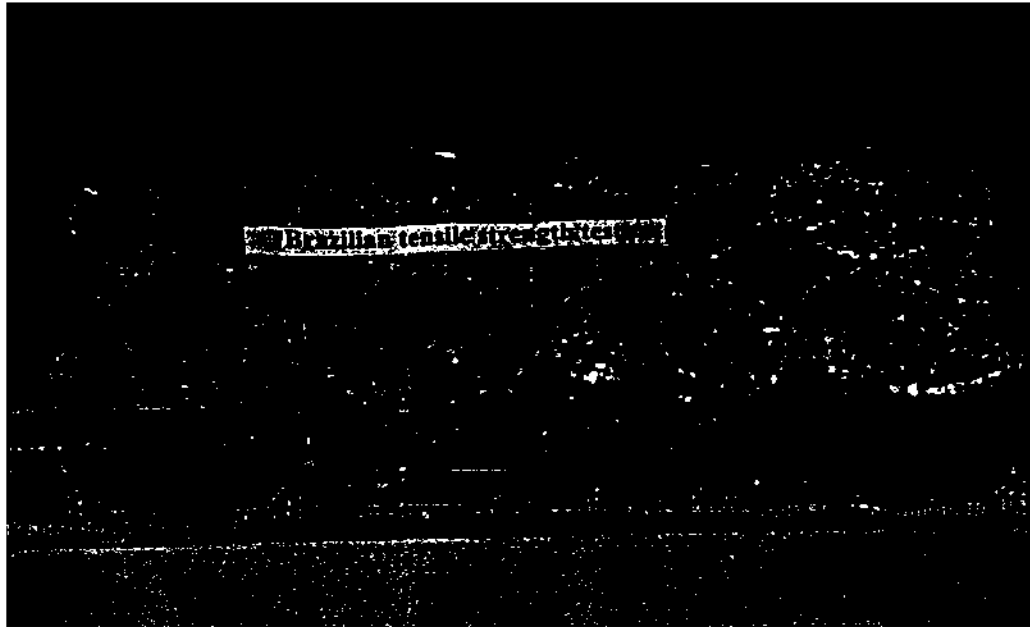
การขัดหน้าตัดตัวอย่างเกลือหินจะกระทำเพื่อให้หน้าตัดมีความเรียบและได้ฉากมากที่สุดระหว่างหน้าตัดกับผิวด้านข้างตัวอย่างเกลือหินตามมาตรฐาน ASTM โดยใช้เครื่องขัดหน้าตัดหินร่วมกับระบบน้ำหล่อเลี้ยง (น้ำเกลือเข้มข้นอิ่มตัว) ก่อนที่จะขัด งานขัดและที่จับตัวอย่างต้องปรับให้ได้ระดับ งานขัดจะใช้กระดาษทรายหยาบเบอร์ 200 และขัดด้วยความเร็วรอบ 400-500 รอบต่อวินาที จนกระทั่งหน้าตัดเกลือหินเรียบและได้ฉาก (รูปที่ 2.3) เมื่อได้ตัวอย่างตามข้อกำหนดแล้ว ตัวอย่างจะถูกเช็ดด้วยผ้าสะอาดให้แห้งแล้วใช้พลาสติกหุ้มเพื่อเก็บรักษาและป้องกันความชื้น และกันไม่ให้เกิดการละลายของเกลือหินจากการสัมผัสกับอากาศโดยตรง รูปที่ 2.4 ถึง 2.9 แสดงตัวอย่างเกลือหินบางส่วนที่ได้จัดเตรียมและพร้อมที่จะนำมาทดสอบ



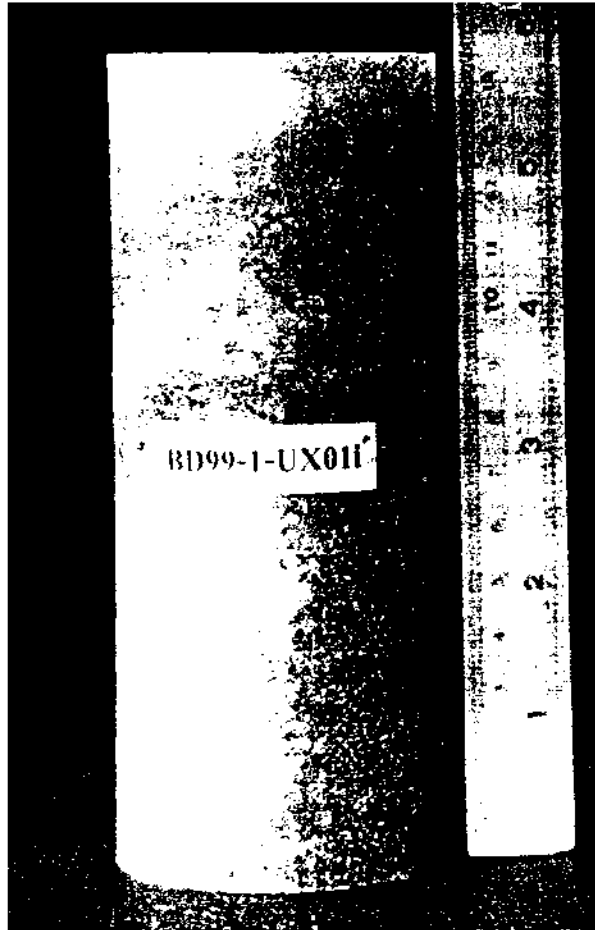
รูปที่ 2.3 การจัดวางตัวอย่างเกลือหินเพื่อให้มีผิวหน้าตัดเรียบและขนานกันทั้งสองหน้าตามข้อกำหนดของ ASTM



รูปที่ 2.4 ตัวอย่างเกลื่อหินที่ได้เตรียมไว้เพื่อการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักร



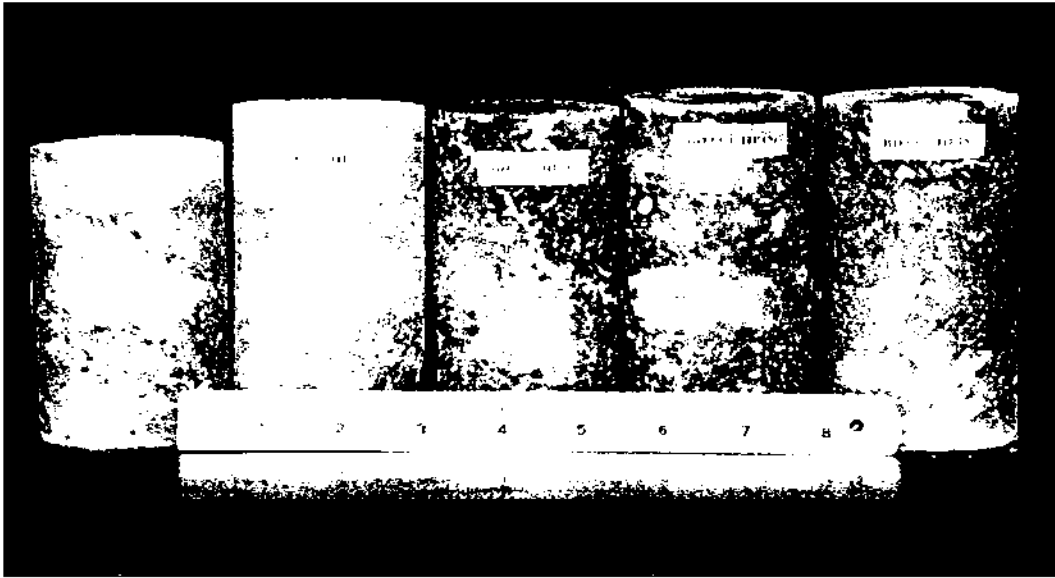
รูปที่ 2.5 ตัวอย่างเกล็ดหินที่ได้เตรียมไว้เพื่อการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน



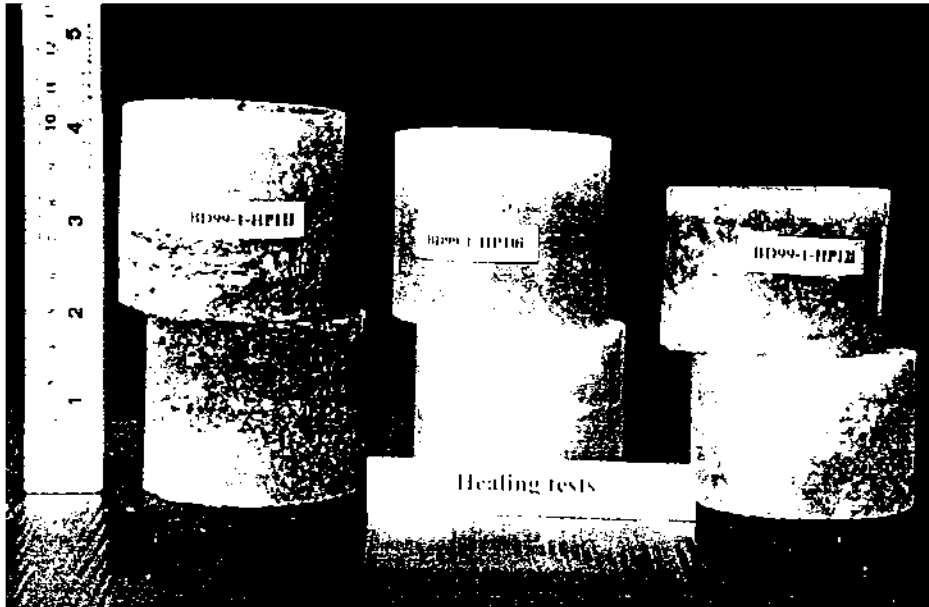
รูปที่ 2.6 ตัวอย่างเกลือหิน (หมายเลข BD99-1-UX011)
ที่ได้เตรียมไว้เพื่อการทดสอบแรงกดในแกนเดียว



รูปที่ 2.7 ตัวอย่างเกลือหิน (BD99-1-HP031) ที่ได้เตรียมไว้เพื่อการทดสอบ
การประสานตัวของรอยแตก



รูปที่ 2.8 ตัวอย่างที่ใช้ทดสอบแบบจุดกดเพื่อหาดัชนีจุดกดของเกลือหิน



รูปที่ 2.9 ตัวอย่างเกลือบหินบางส่วนที่ใช้ทดสอบการประสานตัวของรอยแตก

บทที่ 3

การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

วัตถุประสงค์หลักของการทดสอบในห้องปฏิบัติการในงานวิจัยนี้ คือ เพื่อศึกษาพฤติกรรมของเกลือหินภายใต้แรงกดแบบวิภูจักร และเพื่อศึกษาพฤติกรรมของการประสานตัวของรอยแตกในเกลือหิน ผลที่ได้จากการทดสอบสามารถนำมาช่วยในการประเมินเสถียรภาพเชิงกลศาสตร์ของเกลือหินที่อยู่รอบโพรงกักเก็บอากาศภายใต้แรงดัน ซึ่งในขบวนการนี้จะดำเนินการควบคุมและประสานกับการคำนวณด้วยระเบียบวิธีเชิงตัวเลข (Finite element analysis)

การทดสอบที่จะนำเสนอในบทนี้ จำแนกออกเป็น 3 ชุด คือ 1) การทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานทางด้านกลศาสตร์ 2) การทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวิภูจักร และ 3) การทดสอบการประสานตัวของรอยแตก

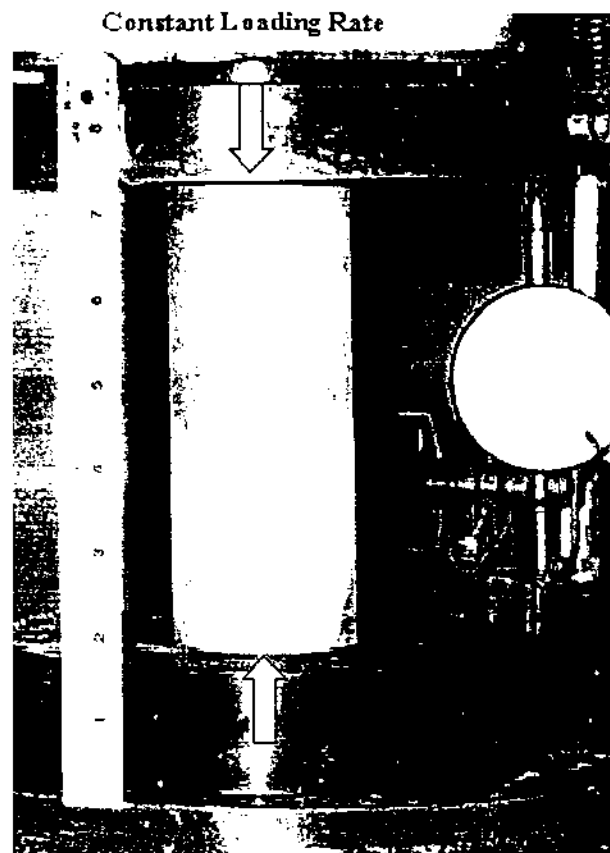
3.1 การทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานทางด้านกลศาสตร์

การทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานประกอบด้วย การทดสอบ 3 ลักษณะคือ 1) การทดสอบแรงกดในแกนเดียว 2) การทดสอบแรงดึงแบบบราซิเลียน และ 3) การทดสอบแบบจุดกด ผลของการทดสอบทั้งสามชนิด สามารถนำไปใช้เป็นดัชนีเปรียบเทียบในเชิงกลศาสตร์กับเกลือหินในพื้นที่อื่น

3.1.1 การทดสอบแรงกดในแกนเดียว

การทดสอบแรงกดในแกนเดียว (Rate-controlled uniaxial compression tests) มีวัตถุประสงค์เพื่อหาความต้านแรงกดสูงสุดในแกนเดียวของเกลือหิน (Uniaxial compressive strength) การเตรียมตัวอย่างเกลือหินที่ใช้ในการทดสอบนี้ได้คัดเลือกตัวอย่างเกลือหินที่ค่อนข้างสะอาด มีสิ่งเจือปนปริมาณน้อย แท่งเกลือหินเป็นเกลือชั้นกลางที่นำมาจากหลุมเจาะสำรวจเลขที่ BD99-1 และ BD99-2 มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 60 มิลลิเมตร ด้วยสัดส่วนความยาวต่อเส้นผ่านศูนย์กลาง (Length-to-diameter ratio - L/D) ประมาณ 2.5 หรือมีความยาวประมาณ 15 เซนติเมตร จำนวน 6 ตัวอย่าง ได้นำมาใช้ในการทดสอบนี้

ตัวอย่างเกลือหินจะถูกทดสอบด้วยอัตราแรงกดคงที่ (Constant loading rate) เท่ากับ 0.1 MPa/min ในห้องปฏิบัติการที่อุณหภูมิปกติ (ที่อุณหภูมิห้อง) และปฏิบัติตามข้อกำหนดมาตรฐานสากล ASTM D2938 และข้อแนะนำของ ISRM (Bieniawski et al., 1978) เครื่องมือที่ใช้ทดสอบคือ เครื่องกดทดสอบคอนกรีตหมายเลข 9901X0003 รุ่น Elec/ADR 2000 (ELE, 1995) ซึ่งมีความสามารถในการให้แรงกดถึง 2,000 kN เครื่องกดทดสอบจะให้แรงกดในแนวแกนของตัวอย่างเกลือหินโดยมีอัตราแรงกดคงที่จนกระทั่งเกลือหินแตกด้วยแรงกดสูงสุด (รูปที่ 3.1) ระหว่างทำการ



รูปที่ 3.1 การทดสอบแรงกดในแกนเดียวของเกลือหิน (No.BD99-1-UX01)

ทดสอบจะมีการบันทึกค่าแรงกดและระยะการยุบตัวของตัวอย่างเกลือหินตามระยะเวลา พร้อมทั้งสังเกตลักษณะการวิบัติ สำหรับค่าแรงกดสูงสุดที่อ่านได้จะเป็นหน่วยของน้ำหนักกด ซึ่งสามารถคำนวณเป็นความเค้น โดยการนำพื้นที่หน้าตัดของแต่ละตัวอย่างไปหารน้ำหนักกด ส่วนค่าความเครียดในแนวแกนคำนวณจากค่าระยะการยุบตัวหารด้วยความยาวเดิมของแท่งตัวอย่างเกลือหิน ผลที่ได้จะนำเสนอในรูปแบบภูมิ คือนำค่าความเค้นกับความเครียดที่ได้ไปลงจุดเพื่อหาความสัมพันธ์เชิงเส้นและเปรียบเทียบพฤติกรรมของเกลือหินในแต่ละอัตราแรงกด การคำนวณจะเป็นไปตามสมการดังนี้

$$\sigma_{\text{axial}} = P/A \quad (3.1)$$

$$\epsilon_{\text{axial}} = \Delta L/L \quad (3.2)$$

โดยที่ σ_{axial} คือ ความเค้นในแนวแกน P คือ แรงกดในแนวแกน A คือ พื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างเกลือหิน ϵ_{axial} คือ ความเครียดในแนวแกน ΔL คือ การเปลี่ยนแปลงความยาวของตัวอย่างหิน (หรือการเปลี่ยนรูปในแนวแกน) และ L คือ ความยาวทั้งหมดของตัวอย่างหินก่อนที่จะทดสอบ ถ้าค่าแรงกดในแนวแกนสูงสุดที่จุดวิบัติหรือจุดแตกของเกลือหินเท่ากับ P_c ค่าความเค้นสูงสุดในแกนเดียว σ_c (Uniaxial compressive strength) จะคำนวณได้จาก

$$\sigma_c = P_c/A \quad (3.3)$$

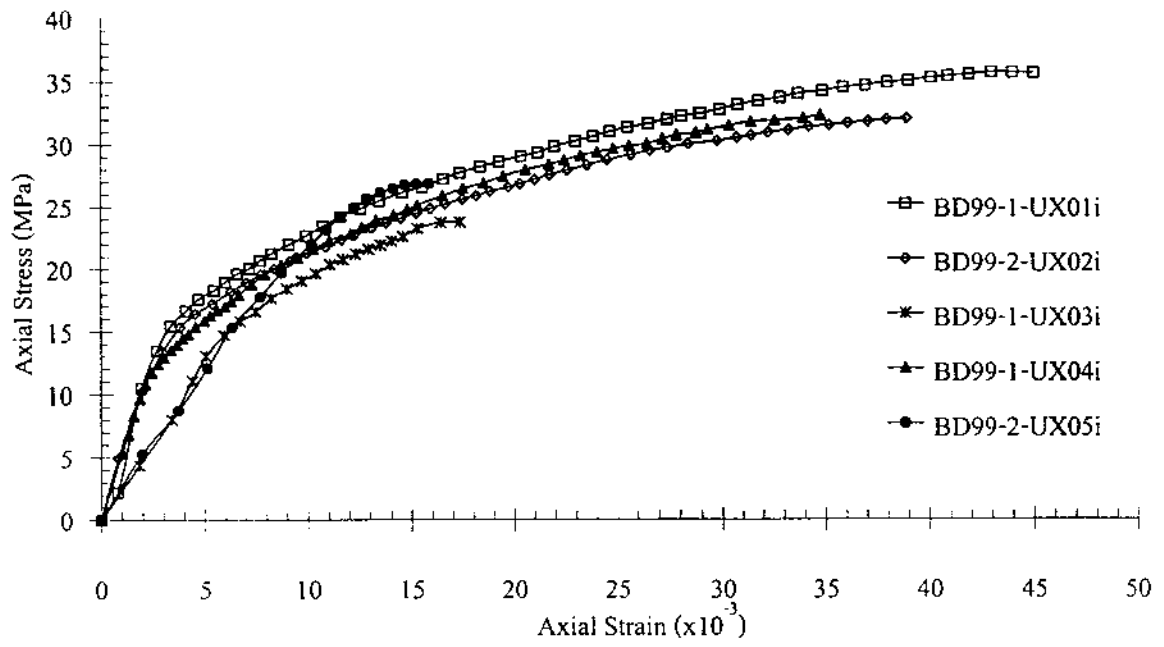
ผลจากการทดสอบในแกนเดียวของเกลือหินพบว่า ค่ากำลังต้านแรงกดของเกลือหินมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 30.2 MPa ตัวอย่างเกิดการวิบัติที่ความเครียดระหว่าง 0.016 ถึง 0.045 และค่าความเครียดวิกฤตมีค่าประมาณ 0.0022 ดังสรุปไว้ในตารางที่ 3.1 และได้นำมาแสดงความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดในรูปแบบที่ 3.2 ลักษณะการแตกของทั้ง 5 ตัวอย่างได้แสดงเปรียบเทียบกับตัวอย่างก่อนจะทำการทดสอบในรูปแบบที่ 3.3-3.7

ในการทดสอบพบว่าอัตราแรงกดที่ทำให้เกลือหินแตกนั้น จะให้ลักษณะการวิบัติที่มีลักษณะคล้ายกัน กล่าวคือ จะมีลักษณะการเพิ่มขึ้นของความเครียดตามระยะเวลาที่ใกล้เคียงกัน เนื่องจากอัตราการให้แรงที่เท่ากัน การแตกจะเกิดจากตัวอย่างหินมีการหดตัวโดยการเลื่อนผ่านกันระหว่างผลึก และเกิดการแตกผ่านผลึกในที่สุด ลักษณะเช่นนี้สอดคล้องกับผลที่ได้จากการทดสอบเกลือหินที่มีอยู่ทั้งในและต่างประเทศ (Wanten, et al, 1996; Boontongloan, 2000; Fokker, 1995; Franssen, 1998; Pfeifle, et al, 1998; Pouya, et al, 1996; Peach, 1996; Wetchasat, 2002) ในตารางที่ 3.1 พบว่าค่าความต้านแรงกดและค่าความเครียดที่เกิดขึ้นก่อนการวิบัติของตัวอย่างที่ BD99-1-UX03i และ BD99-2-UX05i จะมีค่าน้อยกว่าอีก 3 ตัวอย่าง เป็นเพราะแท่งตัวอย่างเกลือหินทั้ง 2 ตัวอย่างมีสิ่งเจือปนแทรกอยู่ในตัวอย่าง (รูปที่ 3.5 และ 3.7) การวิบัติของตัวอย่างเกิดขึ้นเฉพาะบริเวณที่มีสิ่ง

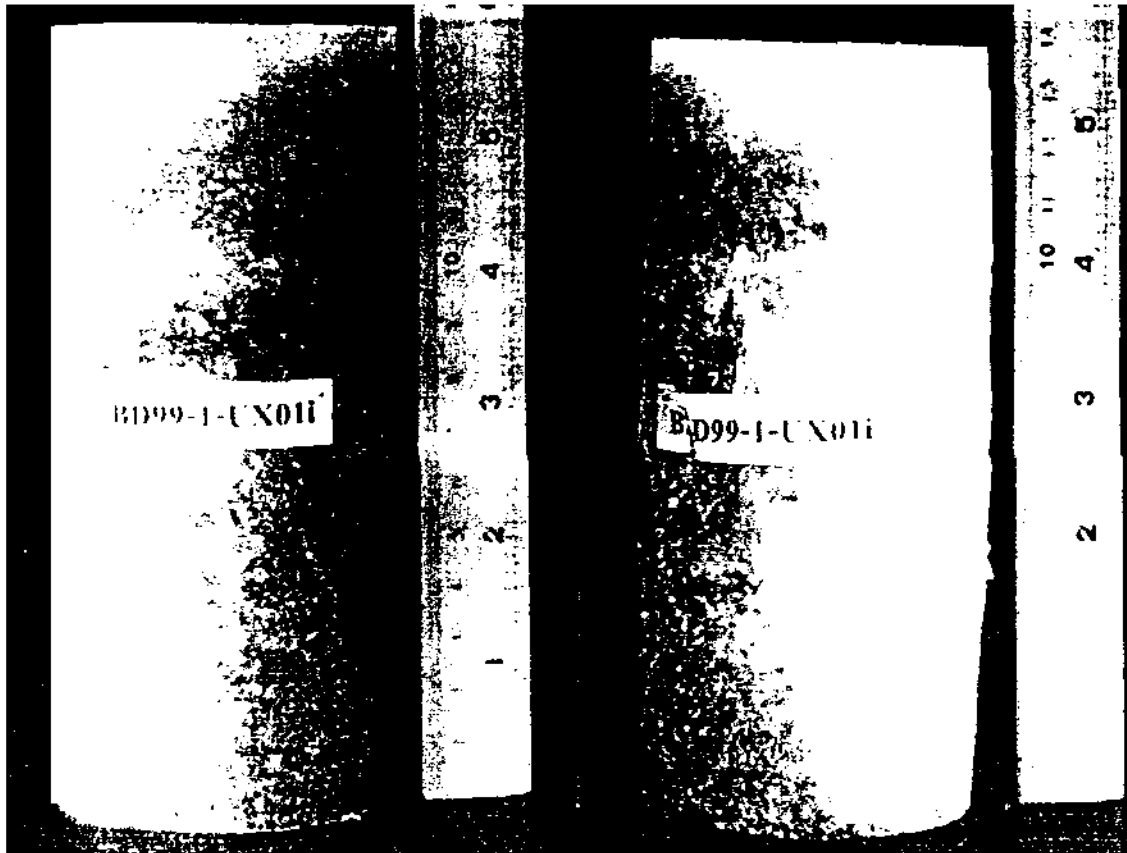
ตารางที่ 3.1 สรุปผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของเกลือหิน

Specimens No.	Average Diameters D (mm)	Average Length L (mm)	Weight W (g)	Density ρ (g/cm ³)	Depth (m)	Loading Rate (MPa/min)	Failure Stress σ_c (MPa)	Failure Strain ϵ_f	Critical Strain γ_c (%)
BD99-1-UX01i	60.92	149.04	931.50	2.14	260.41 (MS)	0.1	35.8	0.025	0.0025
BD99-2-UX02i	61.15	154.75	978.70	2.15	321.55 (MS)	0.1	32.2	0.021	0.0021
BD99-1-UX03i	60.83	161.63	1029.80	2.19	295.70 (MS)	0.1	23.8	0.017	-
BD99-1-UX04i	60.68	164.98	1036.00	2.17	258.42 (MS)	0.1	32.4	0.035	0.0019
BD99-2-UX05i	61.12	157.93	1006.90	2.17	325.82 (MS)	0.1	26.9	0.016	-
Average Uniaxial Compressive Strength (σ_c)						30.2 ± 4.8 MPa (4,382 ± 690 psi)			
Average Critical Strain (γ_c)						0.0022 ± 0.0003			

MS –Middle Salt



รูปที่ 3.2 ผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของเกลือหิน

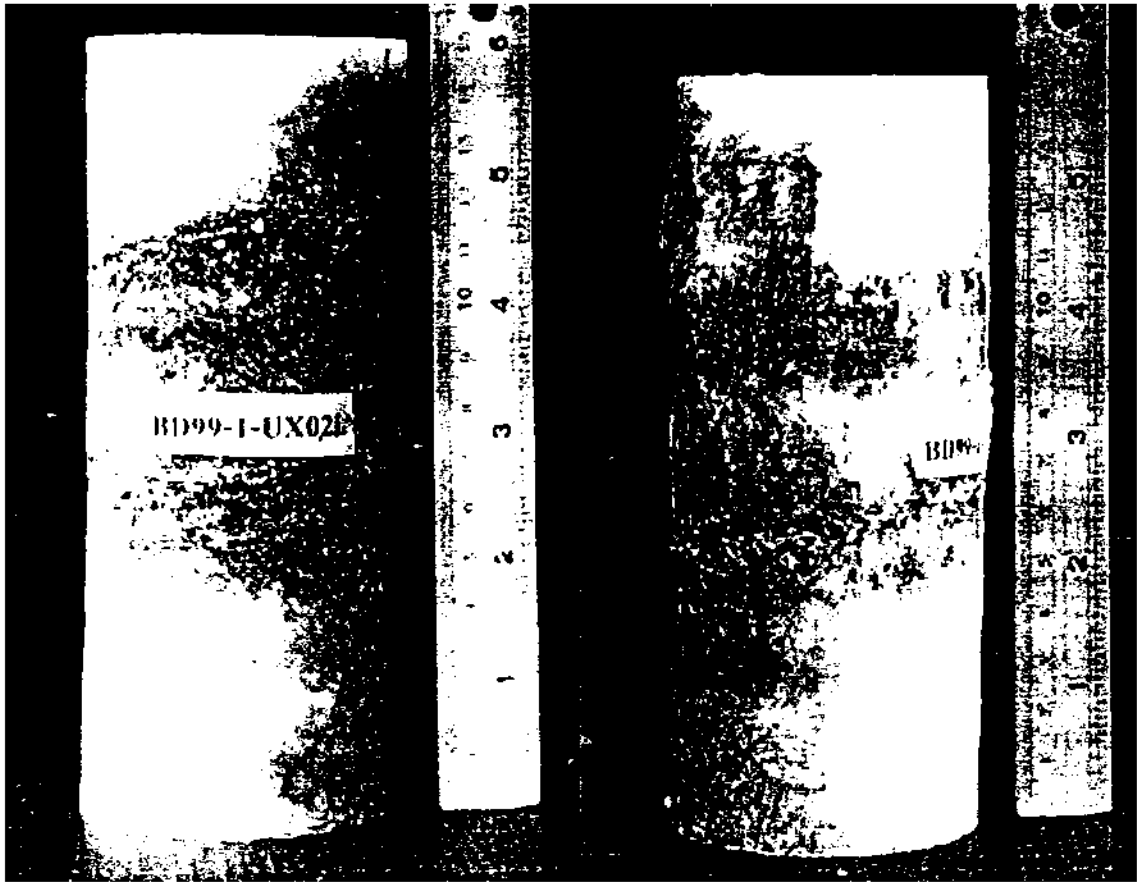


(ก)

(ข)

รูปที่ 3.3 ตัวอย่างที่ใช้ทดสอบแรงกดในแกนเดียว (No. BD99-1-UX01i)

(ก) ก่อนทดสอบ (ข) หลังทดสอบ

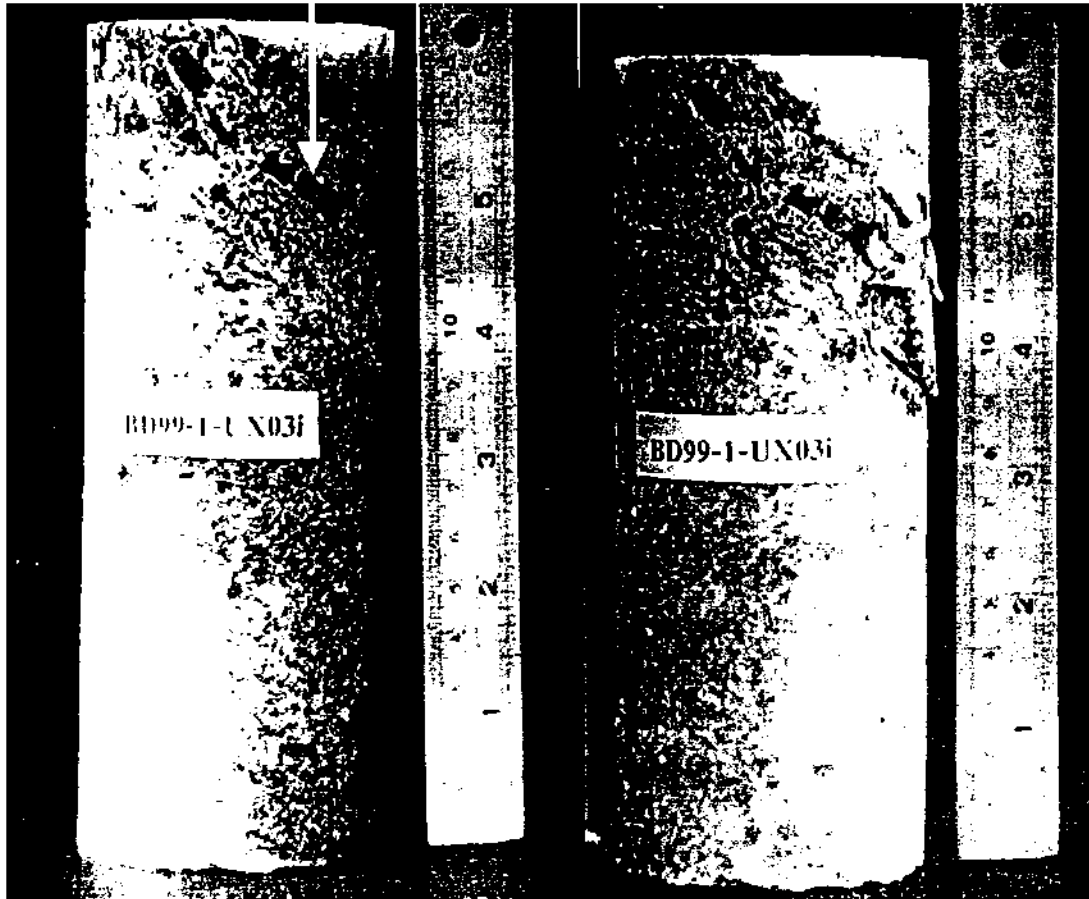


(ก)

(ข)

รูปที่ 3.4 ตัวอย่างที่ใช้ทดสอบแรงกดในแกนเดียว (No. BD99-1-UX02i) ก่อนและหลังการทดสอบ
(ก) ตัวอย่างก่อนการทดสอบ (ข) ตัวอย่างหลังการทดสอบ

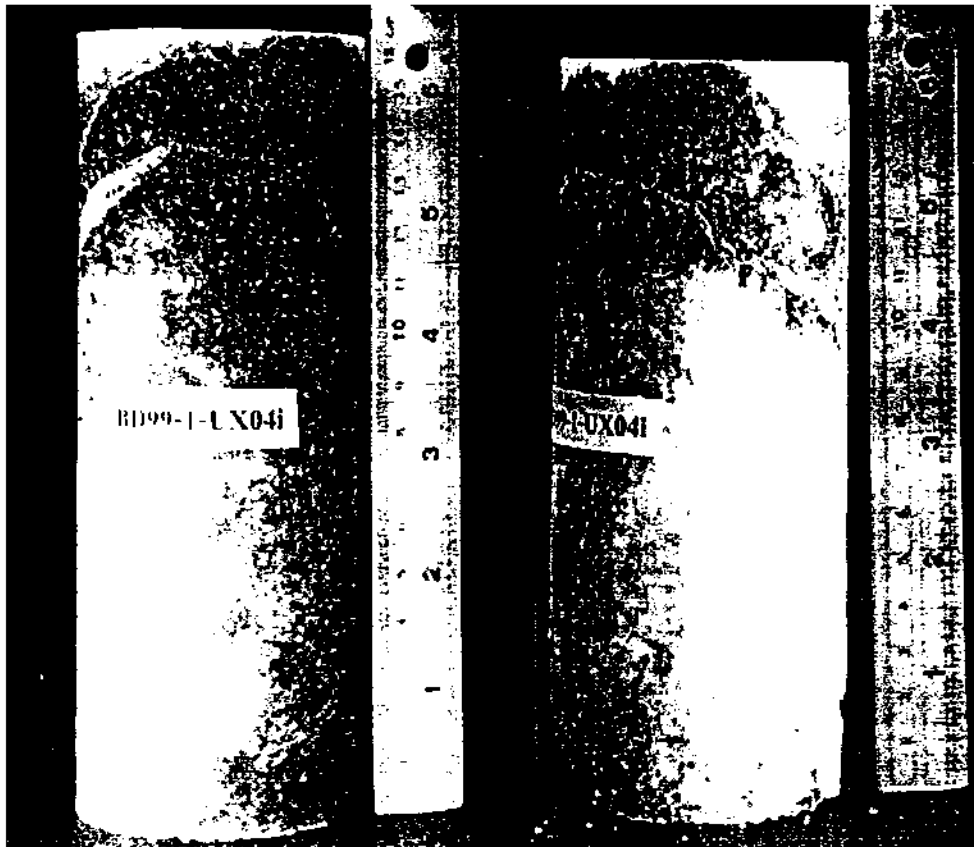
วัสดุเจือปนที่แทรก
ในตัวอย่างเกลือหิน



(ก) ก่อนการทดสอบ

(ข) หลังการทดสอบ

รูปที่ 3.5 ตัวอย่างที่ใช้ทดสอบแรงกดในแกนเดียว (No. BD99-1-UX03i) รอยแตกเกิดการเลื่อนและแยกออกจากกันของวัสดุเจือปนกับเกลือหิน



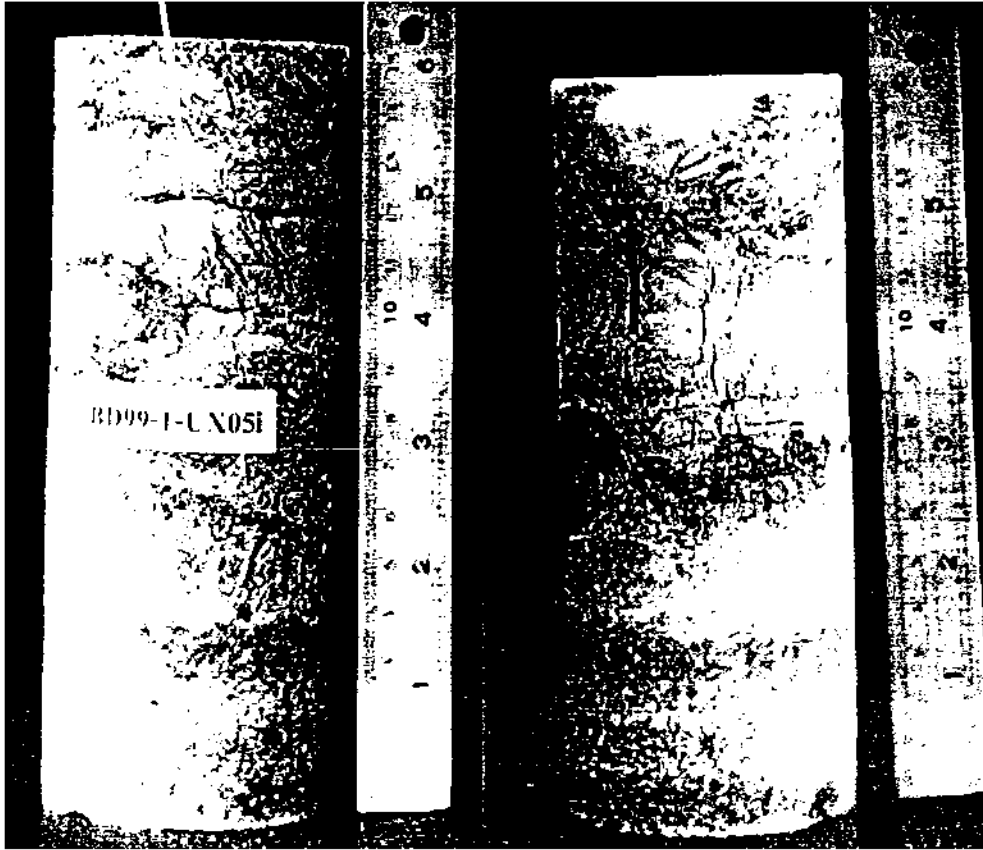
(ก) ก่อนการทดสอบ

(ข) หลังการทดสอบ

รูปที่ 3.6 ตัวอย่างที่ใช้ทดสอบแรงกดในแกนเดียว (No. BD99-1-UX04i)

(ก) ก่อนการทดสอบ (ข) หลังการทดสอบ

วัสดุเจือปนที่แทรก
ในตัวอย่างเกลือหิน



(ก) ก่อนการทดสอบ

(ข) หลังการทดสอบ

รูปที่ 3.7 ตัวอย่างที่ใช้ทดสอบแรงกดในแกนเดียว (No. BD99-1-UX05i) การวิบัติเกิดขึ้นบริเวณที่มี
วัสดุเจือปนแทรกในตัวอย่างเกลือหิน

เจือปนแทรกคือ เกิดการเลื่อนและแยกออกจากกันของวัสดุเจือปนกับเกลือหิน เกลือหินเองเกิดการเปลี่ยนแปลงทางกายภาพเพียงเล็กน้อยคือมีสีจางลงแต่ไม่พบการยุบตัว ดังนั้นความเครียดที่เกิดขึ้นจึงเกิดจากการเลื่อนและแยกบริเวณที่มีสิ่งเจือปนเท่านั้น

รูปที่ 3.8 ได้เปรียบเทียบค่าแรงกดของเกลือหินที่ได้จากโครงการวิจัยนี้กับค่าที่ได้จากเกลือหินในประเทศและต่างประเทศ จะเห็นได้ว่าเกลือหินจากจังหวัดอุดรธานี (หลุม BD99-1 และ BD99-2) มีค่าความต้านแรงกดอยู่ในเกณฑ์ค่อนข้างสูงเมื่อเทียบกับเกลือหินจากต่างประเทศ

3.1.2 การทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน

การทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน (Brazilian tensile strength tests) มีวัตถุประสงค์เพื่อหาแรงดึงสูงสุดของเกลือหิน การเตรียมตัวอย่างจะปฏิบัติตามมาตรฐานสากล ASTM เป็นหลัก (ASTM D3967) และข้อแนะนำของ ISRM (Bieniawski and Hawkes, 1978) ตัวอย่างเกลือหินที่นำมาทดสอบนี้มีทั้งหมด 17 ตัวอย่าง มีขนาดของเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 60 มิลลิเมตร โดยกำหนดสัดส่วนความหนาต่อเส้นผ่าศูนย์กลาง (Length-to-diameter ratio, L/D) ให้คงที่เท่ากับ 0.5 อุณหภูมิที่ใช้ทดสอบเป็นอุณหภูมิห้องปกติ

การทดสอบนี้จะใช้เครื่องกดทดสอบแบบดิจิทัล หมายเลข 9901X0003 รุ่น Elect/ADR 2000 (ELE, 1995) วิธีการทดสอบได้ดำเนินการตามมาตรฐาน ASTM D3967 ในการทดสอบนี้หินจะถูกกดตามแนวเส้นผ่านศูนย์กลางด้วยแรงกดที่เพิ่มขึ้นในอัตราคงที่ (0.1 MPa/min) บริเวณจุดสัมผัสระหว่างตัวอย่างเกลือหินกับแท่นกดจะรองรับด้วยกระดาษแข็งทั้งสองด้านเพื่อให้แรงกดกระจายตัวอย่างสม่ำเสมอ หินจะถูกกดจนกระทั่งแตกและแยกออกจากกันเป็นสองส่วนตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลางของแนวกดนั้น (รูปที่ 3.9) แรงด้านการกดสูงสุดที่วัดได้จะนำมาคำนวณหาค่าความต้านแรงดึงสูงสุดในแนวแกนตั้งฉากกับแนวกดของหินนั้น ผลที่ได้จากการทดสอบได้สรุปไว้ในตารางที่ 3.2 และรูปที่ 3.10 แสดงตัวอย่างหลังจากที่ได้ทดสอบแล้ว ซึ่งเกิดเป็นรอยแตกแบบการดึงตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลางของการกดหินนั้น

ค่าแรงกดวิบัติที่วัดได้สามารถนำมาคำนวณค่าแรงดึงแบบบราซิลเลียนตามสมการ (ASTM D3967)

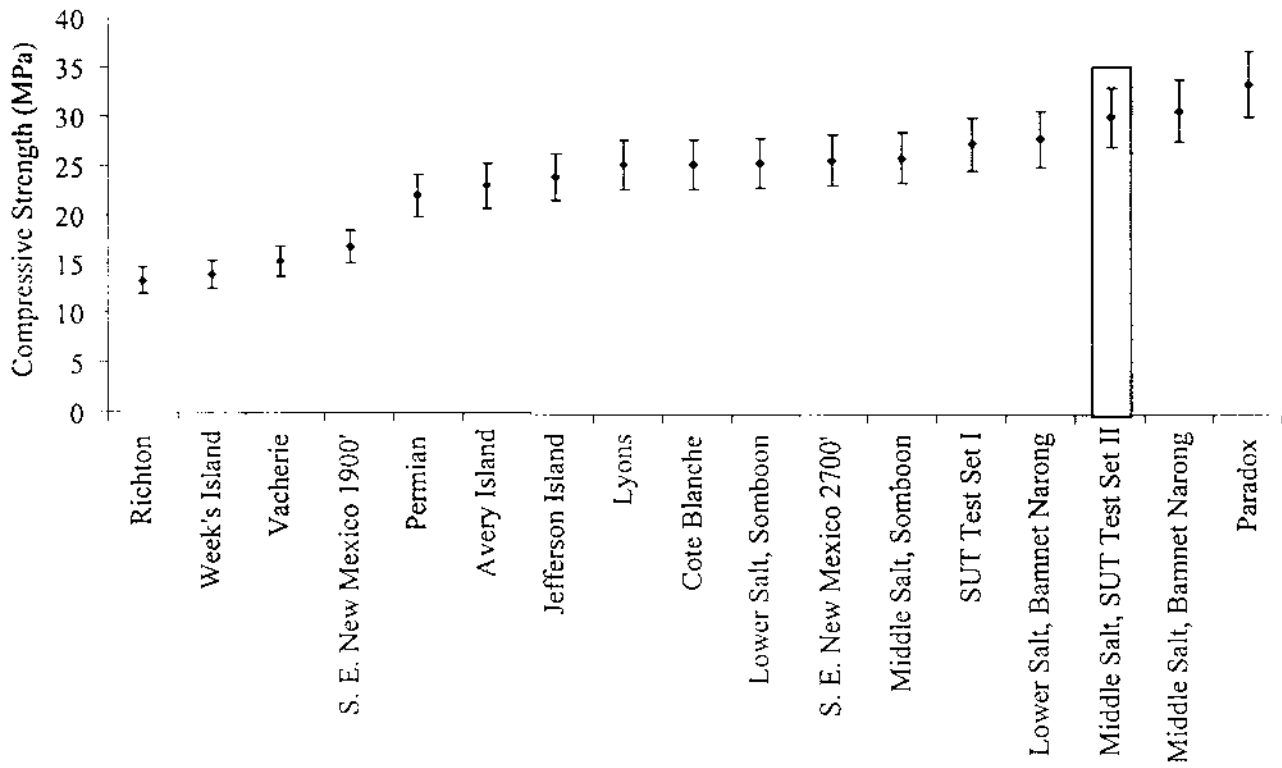
$$\sigma_b = 2 P_f / \pi DL \quad (3.4)$$

เมื่อ σ_b = แรงดึงแบบบราซิลเลียน มีหน่วยเป็น Pa

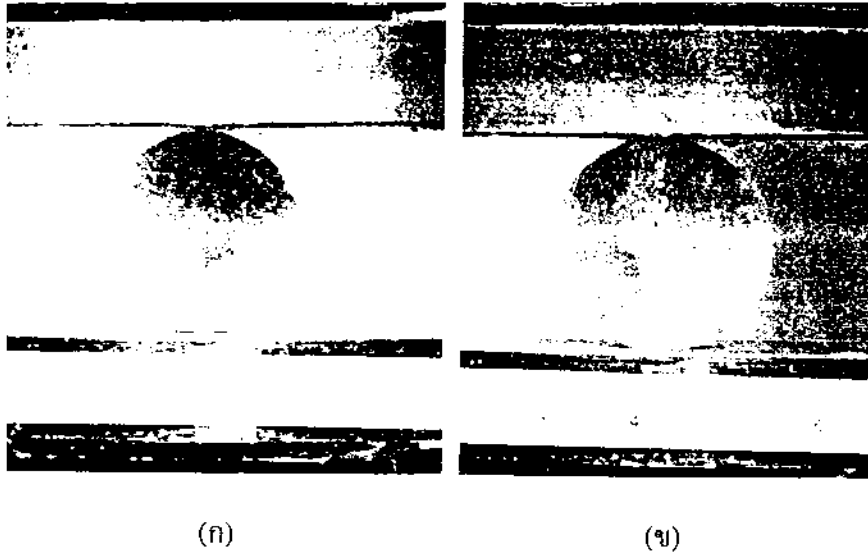
P_f = แรงกดวิบัติ มีหน่วยเป็น N

D = ค่าเฉลี่ยของเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างเกลือหินในหน่วยเมตร (m)

L = ค่าเฉลี่ยของความหนาของตัวอย่างเกลือหินในหน่วยเมตร (m)



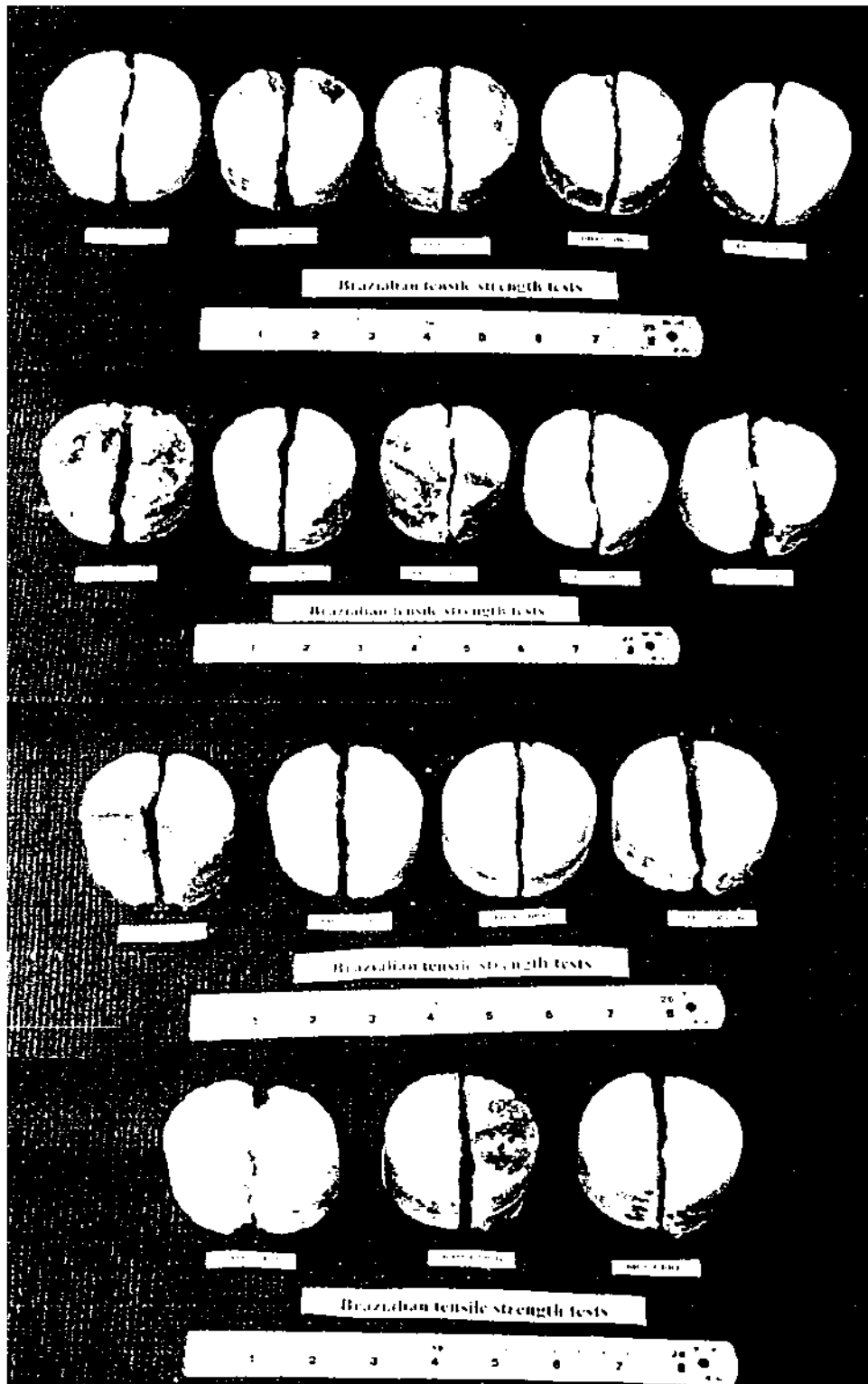
รูปที่ 3.8 เปรียบเทียบค่าความต้านแรงกดของเกลือหินกับค่าที่ได้จากการทดสอบแหล่งอื่น
(ดัดแปลงมาจาก Weichasat, 2002)



รูปที่ 3.9 การทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียนของเกลียวหิน (No.DB99-1-BR01i)
(ก) ตัวอย่างก่อนถูกกดแตก (ข) ตัวอย่างหลังจากแตกแล้ว

ตารางที่ 3.2 สรุปผลการทดสอบกำลังแรงดึงแบบบราซิลเลียนของเกลือหิน

Sample No.	Average Diameter D (mm)	Average Length L (mm)	Brazilian Tensile Strength σ_B (MPa)	Salt Units	Depth (m)
BD99-1-BR01i	61.15	29.98	1.6	Middle Salt	264.3
BD99-1-BR02i	60.92	33.68	1.9	Middle Salt	264.1
BD99-1-BR03i	60.68	34.35	2.1	Middle Salt	264.2
BD99-2-BR04i	60.92	34.43	1.4	Middle Salt	321.4
BD99-1-BR05i	60.78	35.68	1.7	Middle Salt	264.3
BD99-2-BR06i	60.3	33.15	2.0	Middle Salt	322.9
BD99-1-BR07i	61.23	34.13	1.9	Lower Salt	391.3
BD99-2-BR08i	61.17	32.03	2.1	Middle Salt	329.1
BD99-1-BR09i	58.43	36.97	1.7	Middle Salt	254.0
BD99-1-BR10i	59.63	33.73	1.8	Middle Salt	251.9
BD99-1-BR11i	58.42	34.23	1.6	Middle Salt	254.0
BD99-1-BR12i	57.63	34.65	1.7	Middle Salt	252.9
BD99-2-BR13i	61.15	32.1	1.8	Middle Salt	328.6
BD99-2-BR14i	61.08	31.5	2.4	Middle Salt	322.7
BD99-2-BR15i	61.13	32.57	1.4	Lower Salt	403.8
BD99-1-BR16i	58.55	37.72	1.8	Middle Salt	254.0
BD99-1-BR17i	60.88	35.05	2.4	Middle Salt	391.0
Brazilian Tensile Strength					
(1) Middle Salt			1.9 ± 0.3 MPa (275 ± 40 psi)		
(2) Lower Salt			1.7 ± 0.3 MPa (246 ± 40 psi)		



รูปที่ 3.10 ตัวอย่างเกลือหินหลังจากถูกทดสอบด้วยแรงดึงแบบบราซิลียน

ผลการทดสอบตัวอย่างเกลือหินจำนวน 17 ตัวอย่างจะมีลักษณะการวิบัติในแนวเส้นผ่าศูนย์กลางดังรูปที่ 3.10 ซึ่งมีค่าเฉลี่ยความต้านแรงดึงแบบบราซิเลียนและความแปรผันเท่ากับ 1.8 ± 0.3 MPa (270 ± 40 psi) ซึ่งมีค่าความต้านแรงดึงสอดคล้องกับเกลือหินจากแหล่งอื่น ๆ ในประเทศไทยและต่างประเทศ รูปที่ 3.11 เปรียบเทียบค่าความต้านทานแรงดึงเกลือหินจากผลของการทดสอบแบบบราซิเลียน แรงดึงจากแหล่งเกลือหินอื่น ๆ มีค่าอยู่ระหว่าง 1 ถึง 2 MPa และค่าความต้านแรงดึงที่จังหวัดอุดรธานีมีค่าอยู่ในระดับกลาง

ในการทดสอบพบว่าแรงกดที่ทำให้เกลือหินแตกนั้นรอยแตกจะเกิดขึ้นในแนวเส้นผ่าศูนย์กลางซึ่งเป็นแนวเดียวกับทิศทางแรงกด แนวแตกจะตัดผ่านผลึกและระนาบเกลือ บางตัวอย่างมีรอยแตกสองแนวบริเวณใกล้จุดกด โดยเฉลี่ยทุกก้อนจะถูกกดให้วิบัติภายใน 1 นาที ส่วนความผันแปรของความต้านแรงดึงแบบบราซิเลียนที่เท่ากับ 0.28 MPa หรือประมาณ 6.57% อาจมีสาเหตุจากขนาดของขนาดผลึกของเกลือหินที่มีขนาดใหญ่เมื่อเปรียบเทียบกับขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 60 มิลลิเมตรกับขนาดผลึกที่มีขนาดเล็กเท่ากับ $10 \times 10 \times 10$ มิลลิเมตร ความต้านแรงดึงที่มีค่าสูงส่วนใหญ่จะมีการแตกผ่ากลางตามทิศทางแรงกด ส่วนค่าแรงดึงที่มีค่าต่ำจะแตกตามแนวต่อของผลึกเกลือหิน ซึ่งบ่งบอกว่าค่าแรงดึงเกิดจากแรงจากการยึดเหนี่ยวในเม็ดผลึกจะมีค่ามากกว่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดผลึก (Hardy, 1996)

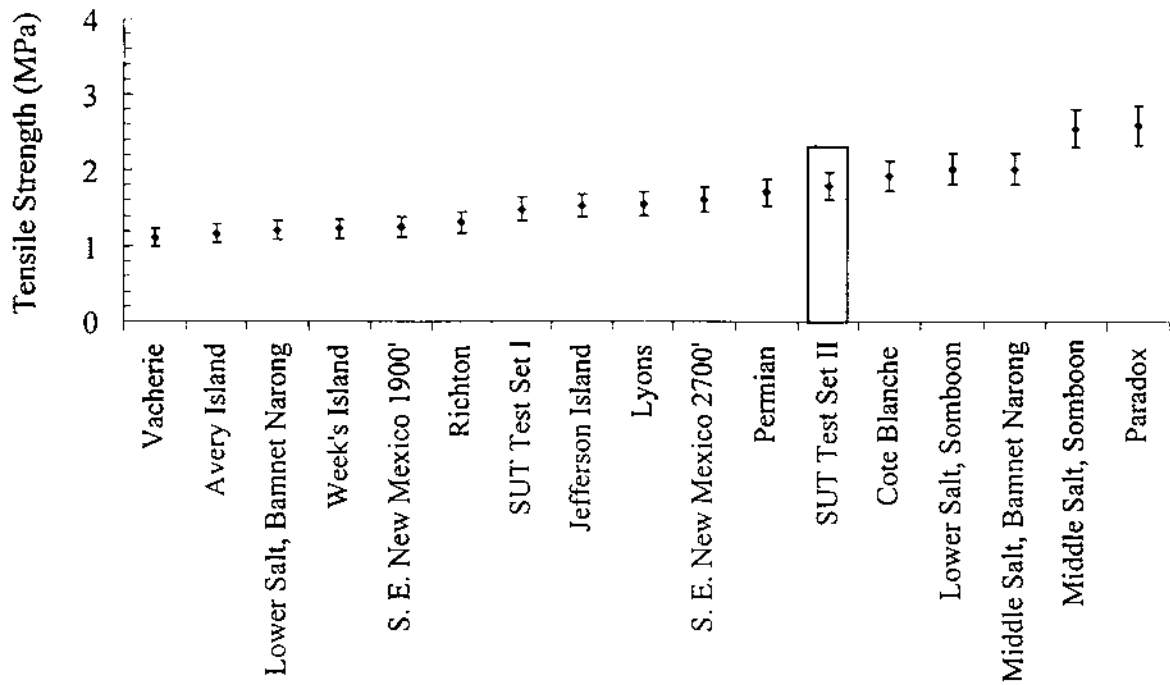
3.1.3 การทดสอบแรงกดแบบจุดกด

การทดสอบแรงกดแบบจุดกด (Point Load Test) มีวัตถุประสงค์เพื่อหาค่าดัชนีจุดกด (I_p) ของตัวอย่างเกลือหินและสร้างฐานข้อมูลใช้เป็นดัชนีเปรียบเทียบคุณสมบัติเชิงกลของรอยประสานของตัวอย่างเกลือหินที่ทดสอบในหัวข้อ 3.3 มีขนาด 60 มิลลิเมตร ยาว 100 มิลลิเมตร จำนวน 5 ตัวอย่าง

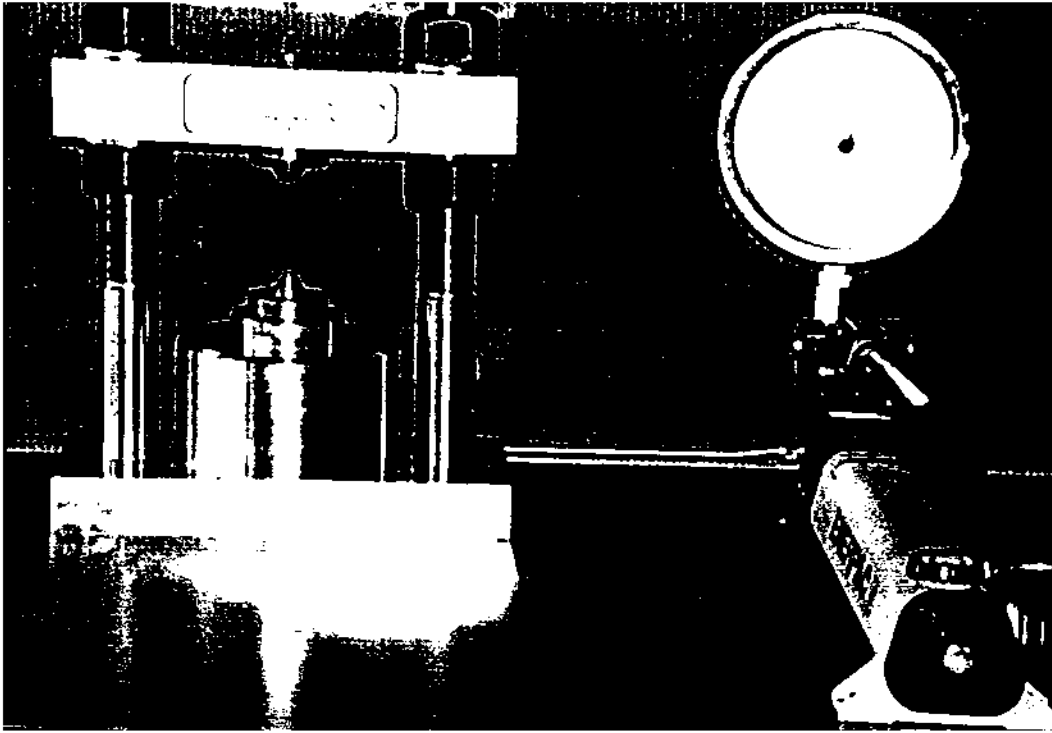
การทดสอบจะกระทำโดยวิธีมาตรฐาน ASTM D5731 เครื่องมือที่ใช้คือ SBEL PLT-75 ซึ่งมีแรงกดสูงสุด 75,000 ปอนด์ (รูปที่ 3.12) ในการทดสอบนี้ตัวอย่างจะถูกกดแบบจุดในทิศทางตั้งฉากกับแนวแกนบริเวณกึ่งกลางของรูปทรงกระบอกจนกระทั่งตัวอย่างวิบัติแยกออกจากกัน (รูปที่ 3.13) ค่าแรงกดสูงสุด (P) จะถูกนำมาคำนวณเป็นดัชนีจุดกดของเกลือหิน ตามสมการที่ (3.5)

$$I_p = P/D^2 \quad (3.5)$$

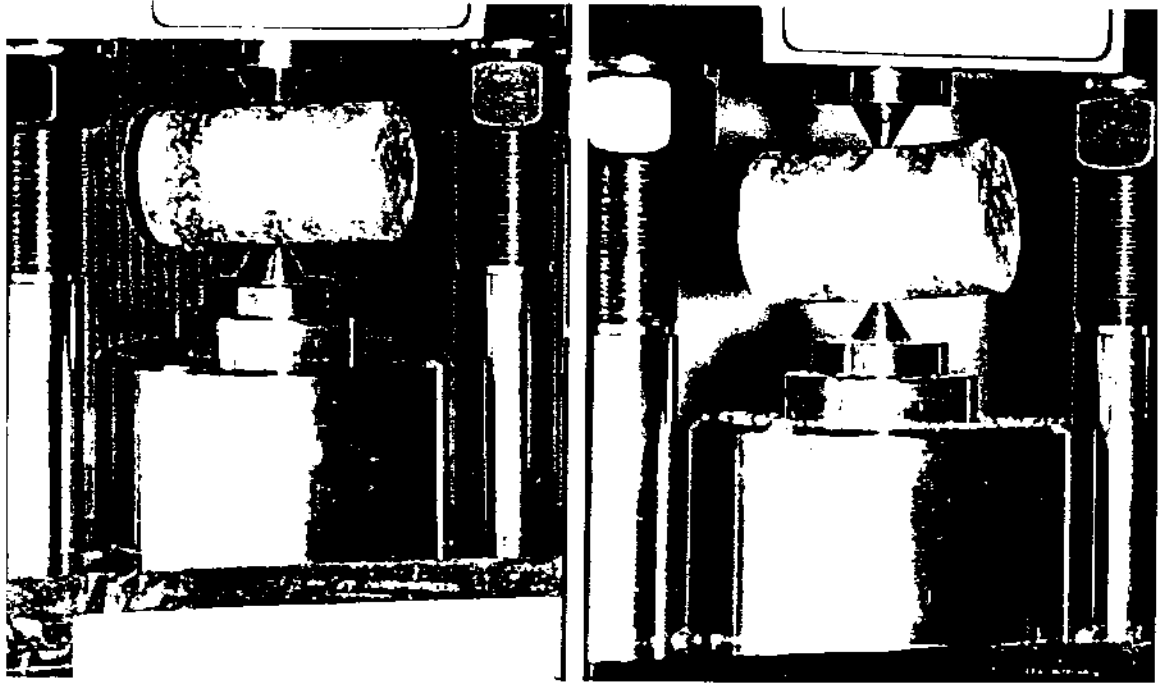
โดยที่ I_p คือค่าดัชนีจุดกด P คือค่าแรงกดสูงสุด (ค่าแรงกดวิบัติ) ที่ทำให้หินแตก และ D คือค่าเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างเกลือหิน



รูปที่ 3.11 เปรียบเทียบค่าความต้านแรงดึงของเกลือหินกับค่าที่ได้จากการทดสอบแหล่งอื่น (รวบรวม โดย Wetchasat, 2002)



รูปที่ 3.12 เครื่องมือทดสอบ SBEL PLT-75 ใช้ในการทดสอบจุดกด มีแรงกดสูงสุดถึง 75,000 ปอนด์



(ก)

(ข)

รูปที่ 3.13 การทดสอบแบบจุดกดตัวอย่างเกลือหินรูปทรงกระบอก กดตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลาง บริเวณกึ่งกลางแท่งตัวอย่าง (ก) ตัวอย่างก่อนกด (ข) ตัวอย่างที่แตกตัดผ่านครึ่งทรง

จากการทดสอบพบว่าค่าดัชนีจุดกคของเกลื่อนหินชั้นกลางและชั้นล่างมีค่าประมาณ 1.0 และ 0.6 MPa ตามลำดับ ซึ่งได้สรุปไว้ในตารางที่ 3.3 การแตกของตัวอย่างจะเกิดจากการเลื่อนแยกออกจากกันของรอยต่อระหว่างผลึกและมีการแตกโดยการตัดผ่านผลึกของเกลื่อนหิน ตัวอย่างที่มีการแตกผ่านผลึกเกลื่อนหินจะให้ค่าดัชนีจุดกคสูงกว่าตัวอย่างที่แตกจากการแยกออกจากกันของรอยต่อระหว่างผลึก รูปที่ 3.14 แสดงรอยแตกของตัวอย่างเกลื่อนหินจากการทดสอบแรงกดแบบจุดกค

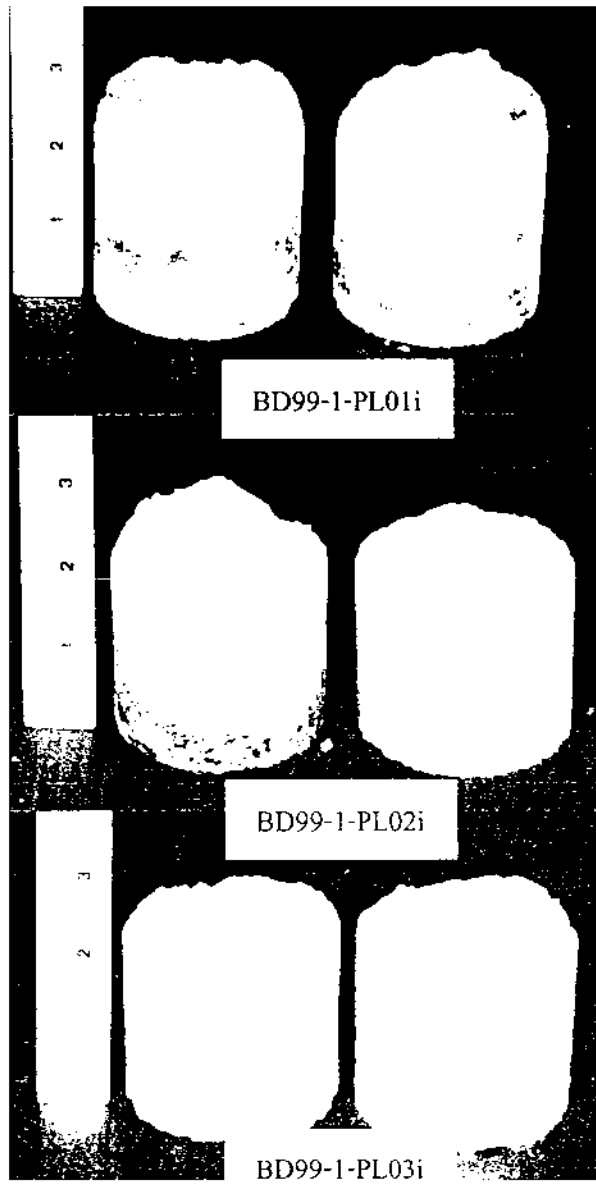
3.2 การทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักร

การทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักร (Uniaxial cyclic loading tests) คือการทดสอบในลักษณะที่ตัวอย่างเกลื่อนหินอยู่ภายใต้แรงกดขึ้น-ลง (Fatigue stress - S) อย่างต่อเนื่องจนกระทั่งตัวอย่างเกิดการวิบัติ ขนาดของแรงที่กระทำนั้นต้องมีค่าน้อยกว่าค่าความต้านแรงกดสูงสุด ($S < \sigma_c$) การทดสอบนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อหาจำนวนรอบที่หินแตก (Fatigue Life หรือ Number of Cycle - N) และคำนวณสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น (Elastic modulus - E) โดยศึกษาผลกระทบขนาดของแรงขึ้น-ลงในแต่ละวัฏจักร จำนวนรอบที่แตก และการเปลี่ยนแปลงของค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นเมื่อจำนวนรอบเพิ่มขึ้น ค่าเหล่านี้เป็นคุณสมบัติประการหนึ่งของเกลื่อนหินที่ใช้ในการคำนวณเพื่อหาค่าคงที่ นำไปช่วยในการวิเคราะห์และออกแบบโครงในเกลื่อนหิน การเตรียมตัวอย่างเกลื่อนหินที่ใช้ในการทดสอบนี้ ได้คัดเลือกตัวอย่างเกลื่อนหินที่ค่อนข้างสะอาด มีสิ่งเจือปนน้อย แท่งเกลื่อนหินนำมาจากหลุมเจาะสำรวจเลขที่ BD99-1 และ BD99-2 มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 60 มิลลิเมตร สัดส่วนความยาวต่อเส้นผ่าศูนย์กลางในช่วง 2.5-3.0 จำนวน 8 ตัวอย่าง ได้นำมาใช้ในการทดสอบนี้

วิธีการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักร คือ การทดสอบโดยให้แรงกดเพิ่มขึ้นและลดลงอย่างเป็นระบบ ซึ่งได้ทดสอบในห้องอุณหภูมิกติและปฏิบัติใกล้เคียงกับข้อกำหนดมาตรฐานสากล ASTM D2938 และข้อแนะนำของ ISRM (Bieniawshi et al., 1978) เครื่องมือที่ใช้ทดสอบ คือ เครื่องกดทดสอบแบบดิจิตอล หมายเลข 9901X0003 รุ่น Elect/ADR 2000 (ELE, 1995) ซึ่งมีความสามารถในการให้แรงกดถึง 2,000 kN เครื่องจะให้แรงกดในแนวแกนตัวอย่างเกลื่อนหินจนถึงแรงกดสูงสุดและลดแรงกดให้เหลือค่าต่ำสุดตามที่กำหนดไว้ในแต่ละตัวอย่าง ขนาดของแรงกดในแกนเดียวแต่ละรอบวัฏจักรมีค่าอยู่ระหว่าง 60 ถึง 100% ของค่าความต้านแรงกดสูงสุดจากการทดสอบแรงกดในแกนเดียว และลดแรงกดลงอยู่ที่ประมาณ 0.1 MPa การทดสอบจะกระทำช้าอย่างรวดเร็วในการให้แรงกดสูงสุดและลดแรงกดให้เหลือค่าต่ำสุดจนกระทั่งตัวอย่างเกลื่อนหินเกิดการวิบัติระหว่างทำการทดสอบจะมีการบันทึกค่าแรงกดและระยะเวลาการยุบตัว (การเปลี่ยนรูป) ของตัวอย่างเกลื่อนหินตามระยะเวลา พร้อมทั้งสังเกตลักษณะการวิบัติ สำหรับค่าแรงกดสูงสุดที่อ่านได้จะเป็นหน่วยของน้ำหนักกคซึ่งสามารถนำมาคำนวณเป็นความเค้นในแนวแกน

ตารางที่ 3.3 สรุปผลการทดสอบแรงกดแบบจุดกดของเกลือหิน

Sample No.	Rock Units	Depth (m)	Average Diameter, D (mm)	Average Thickness, t (mm)	Failure Load, P (kN)	Strength Index $I_s = P/D^2$ (MPa)
BD99-2-PL01i	Lower Salt	410.15	61.07	107.05	2.60	0.7
BD99-1- PL02i	Middle Salt	260.25	60.93	104.00	3.80	1.0
BD99-1- PL03i	Lower Salt	390.55	61.22	104.10	2.20	0.6
BD99-2- PL04i	Lower Salt	410.55	60.98	107.00	2.15	0.6
BD99-1- PL05i	Lower Salt	391.85	61.05	74.80	2.20	0.6
Strength Index (I_s) - Middle Salt				1.0 MPa		
- Lower Salt				0.6 \pm 0.05 MPa		



รูปที่ 3.14 ผีวรอยแตกของตัวอย่างเกลือหินจากการทดสอบแบบจุดกด

การคำนวณค่าความเค้น ความเครียด และความต้านแรงกจะจะเป็นไปตามสมการ (3.1), (3.2) และ (3.3) ตามลำดับ ค่า E หาได้จากผลต่างของความเค้น ($\Delta\sigma$) ที่มีค่าสูงสุดกับความเค้นต่ำสุดในแต่ละรอบวัฏจักรหารด้วยผลต่างของความเครียด ($\Delta\varepsilon$) ที่เกิดจากความเค้นดังกล่าวซึ่งเป็นไปตามสมการที่ (3.6)

$$E = \Delta\sigma/\Delta\varepsilon \quad (3.6)$$

ผลการคำนวณจะนำเสนอในรูปแบบภูมิตังนี้ คือ 1) เส้นสัมพันธ์ระหว่างความเค้นสูงสุดกับจำนวนรอบ (S-N) 2) ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับเวลาและนำไปลงจุดเพื่อเปรียบเทียบลักษณะการเคลื่อนไหของแต่ละการทดสอบ และ 3) สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นกับจำนวนรอบ โดยที่เส้นสัมพันธ์ S-N จะแสดงความสัมพันธ์เชิงคณิตศาสตร์ในสมการยกกำลัง เพื่ออธิบายการเพิ่มขึ้นของค่า N เมื่อขนาดของความเค้นวิบัติ (S) มีการเปลี่ยนแปลงตามสมการที่ (3.7)

$$S = A(N)^B \quad (3.7)$$

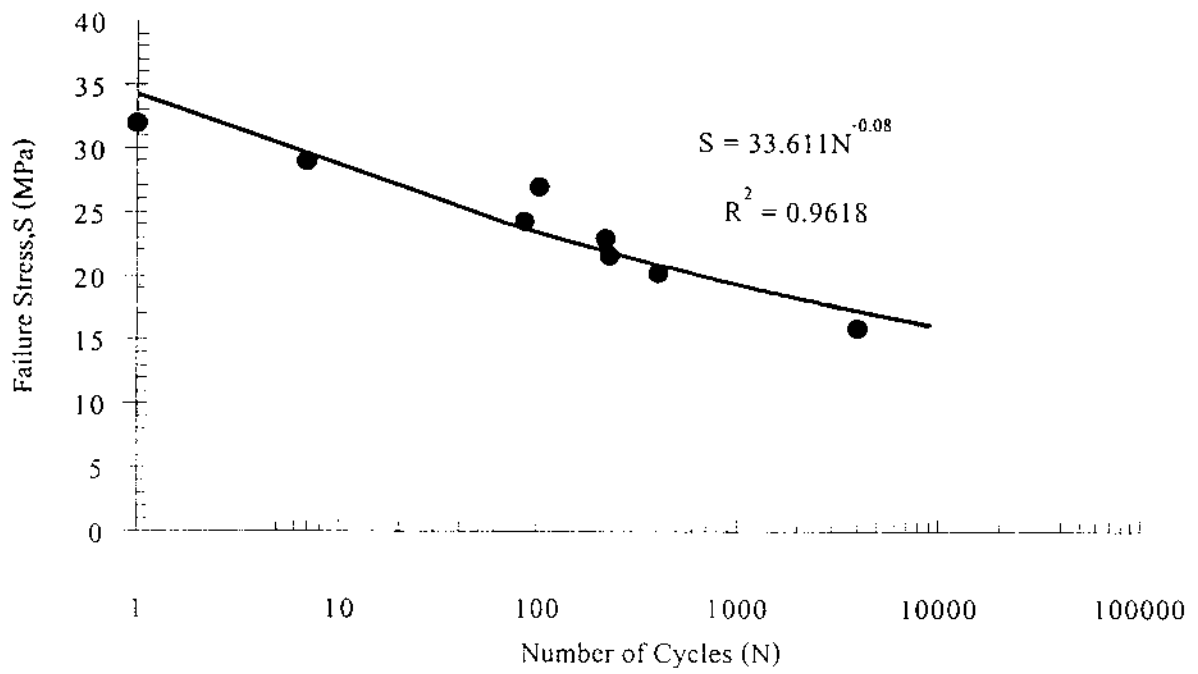
โดยที่ A คือสัมประสิทธิ์ของความเค้น และ B คือสัมประสิทธิ์ของของจำนวนรอบ

ผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักรได้สรุปไว้ในตารางที่ 3.4 ผลการทดสอบได้แสดงเป็นความสัมพันธ์ทางคณิตศาสตร์ในรูปสมการยกกำลัง (รูปที่ 3.15) ค่าคงที่ A และ B มีค่าเท่ากับ 33.61 และ -0.08 จากการทดสอบจะเกิดความเครียดดวาร์ที่สะสมอยู่ในแต่ละวัฏจักรและนำมาแสดงเป็นกราฟระหว่างความเครียดดวาร์ที่เพิ่มขึ้นกับเวลา (รูปที่ 3.16) และความเครียดกับจำนวนรอบ (รูปที่ 3.17) ส่วนค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของเกลือหินที่ลดลงตามจำนวนรอบที่เพิ่มขึ้นได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.18

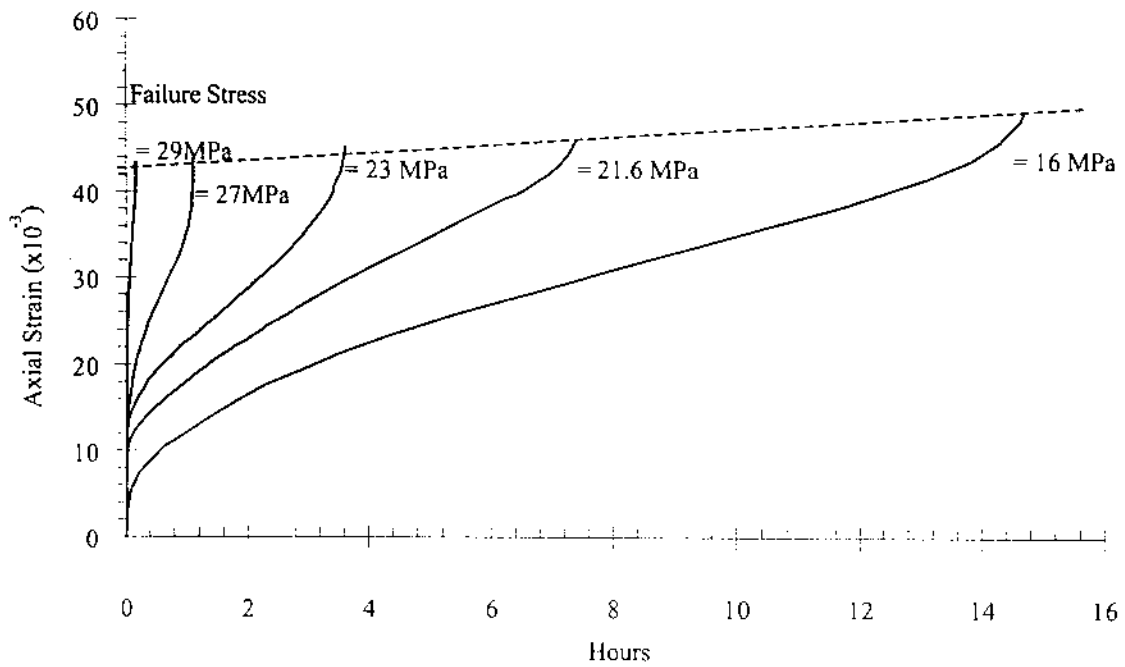
ผลจากการทดสอบพบว่าในแต่ละรอบของการให้แรงขึ้นลง ตัวอย่างจะเกิดความเครียดดวาร์และความเครียดสะสมตามจำนวนรอบ จนกระทั่งความเครียดดวาร์ในแนวแกนมีค่าถึงช่วงระหว่างตั้งแต่ 0.04-0.05 ตัวอย่างเกลือหินก็จะเกิดการวิบัติ การทดสอบที่ S มีค่าต่ำ รอยแตกของตัวอย่างปรากฏไม่เด่นชัด เกิดการแตกตามแนวรอยต่อของผลึก และตัวอย่างเกิดการบวมตัวเล็กน้อย ซึ่งแตกต่างจากการทดสอบที่ S มีค่าสูง จะปรากฏรอยแตกแบบระนาบได้ชัดเจนตามแนวแกนระหว่าง 0-30 องศา รูปร่างของเส้นสัมพันธ์ S-N มีความใกล้เคียงกับผลการทดสอบเกลือหินของ Passaris (1982) ซึ่งค่า A และ B มีค่าเท่ากับ 59.8 และ -0.05 ในกราฟแสดงความสัมพันธ์ของค่าความเครียดดวาร์กับเวลา มีลักษณะคล้ายกับผลการทดสอบการเคลื่อนไหของผลึกของ Ishizuka and Abe (1990) ในรูปที่ 3.19 - 3.22 แสดงตัวอย่างเกลือหินก่อนและหลังการทดสอบด้วยแรงกดแบบวัฏจักร และเมื่อพิจารณาความเครียดวิบัติ (Failure strain) จากรูปที่ 3.16 และ 3.17 จะเห็นว่าความเครียดวิบัติจะลดลงเมื่อ S สูงขึ้น กล่าวคือ ความเครียดวิบัติที่ค่า S สูง จะมีขนาดน้อยกว่าที่ค่า S ต่ำ

ตารางที่ 3.4 สรุปผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักรของเกลือหิน

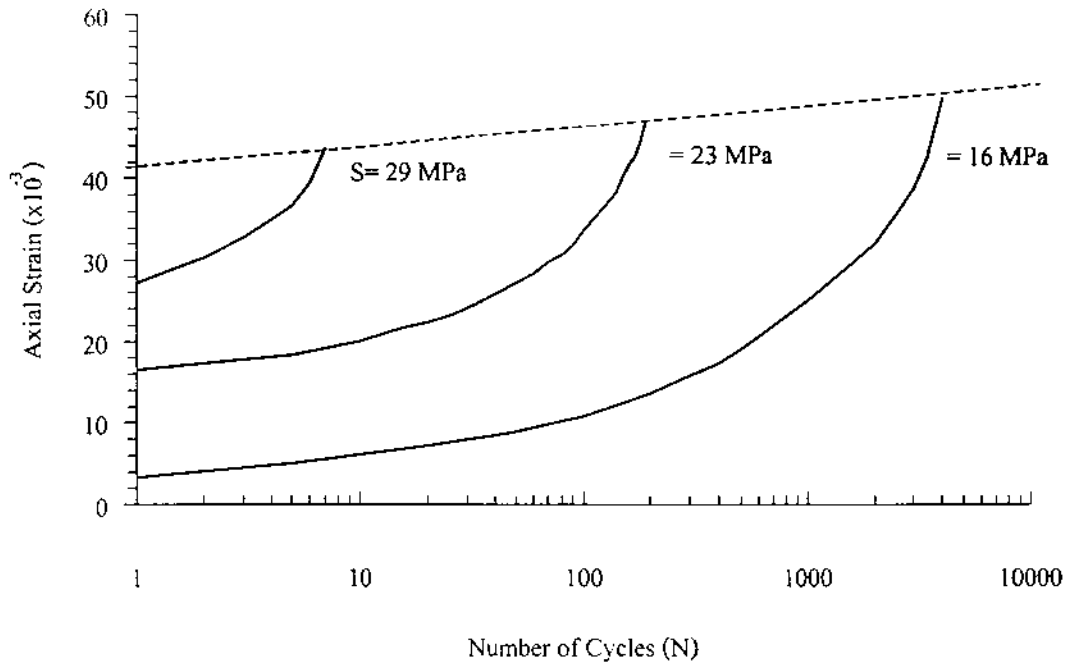
Sample No.	Average Diameter D (mm)	Average Length L (mm)	Average Weight W (g)	Depth (m)	Density (g/cm ³)	Fatigue Stress S (MPa)	Fatigue Life N (cycle)
BD99-2-CC01i	60.50	123.33	772.9	325.0	2.18	23.0	223
BD99-1-CC02i	60.23	124.13	777.1	285.2	2.19	24.3	86
BD99-2-CC03i	61.10	118.80	749.3	408.9	2.15	21.6	235
BD99-2-CC04i	61.01	135.92	858.8	330.0	2.16	20.3	410
BD99-2-CC05i	60.50	112.00	701.5	325.5	2.18	16.0	4120
BD99-1-CC06i	61.05	128.05	790.5	253.3	2.11	26.8	103
BD99-2-CC07i	61.10	130.00	810.6	409.9	2.13	29.0	7
BD99-2-CC10i	61.20	125.20	801.6	325.2	2.18	30.4	1



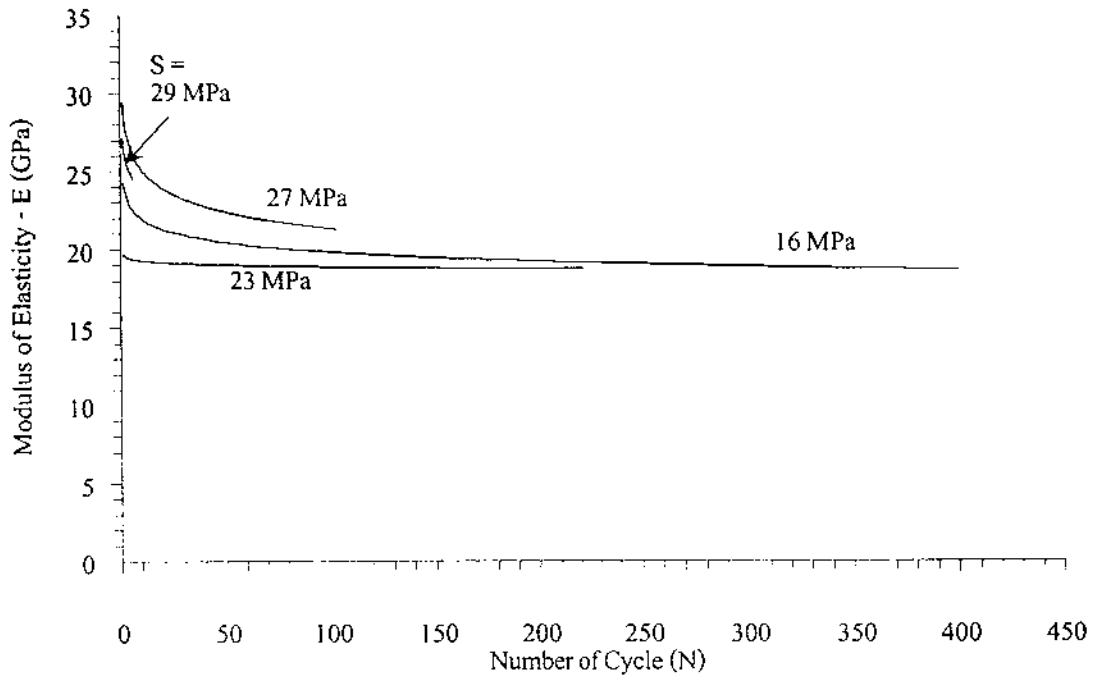
รูปที่ 3.15 ผลการทดสอบแรงกดแบบวัฏจักรแสดงในรูปแบบความสัมพันธ์ของ S-N



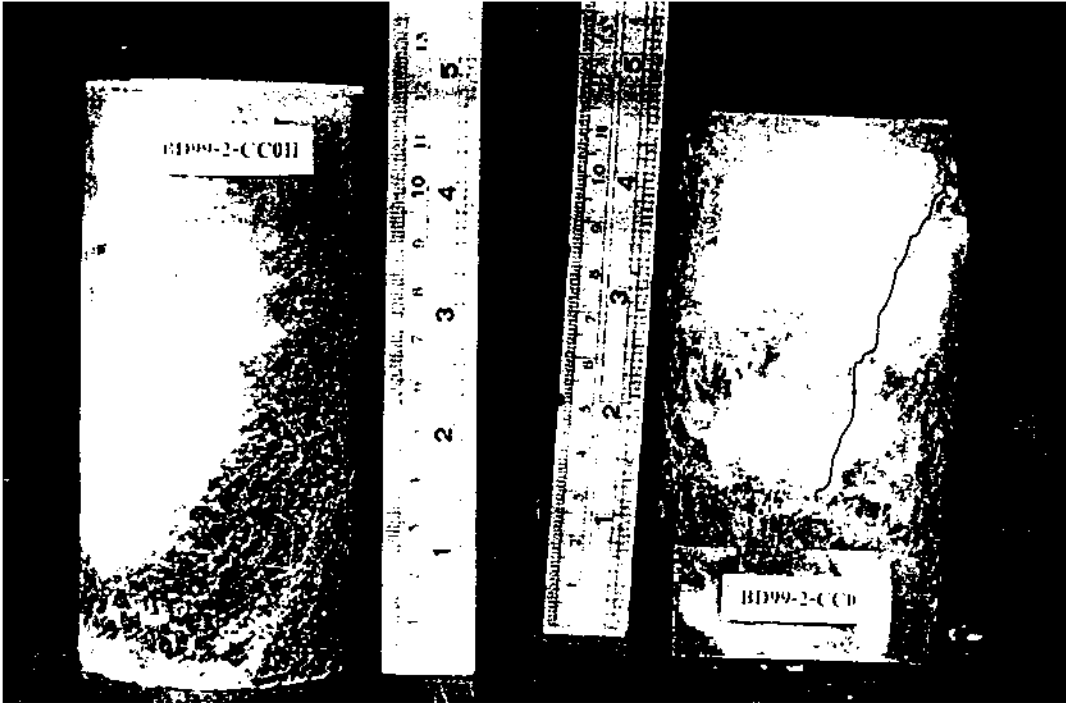
รูปที่ 3.16 ค่าความเครียดถาวรของเกลือหินที่สะสมเพิ่มขึ้นในขณะที่ทำการทดสอบด้วยแรงกดแบบวัฏจักรสำหรับค่าขนาดของความเค้นวิบัติเท่ากับ 16, 21.6, 23, 27 และ 29 MPa



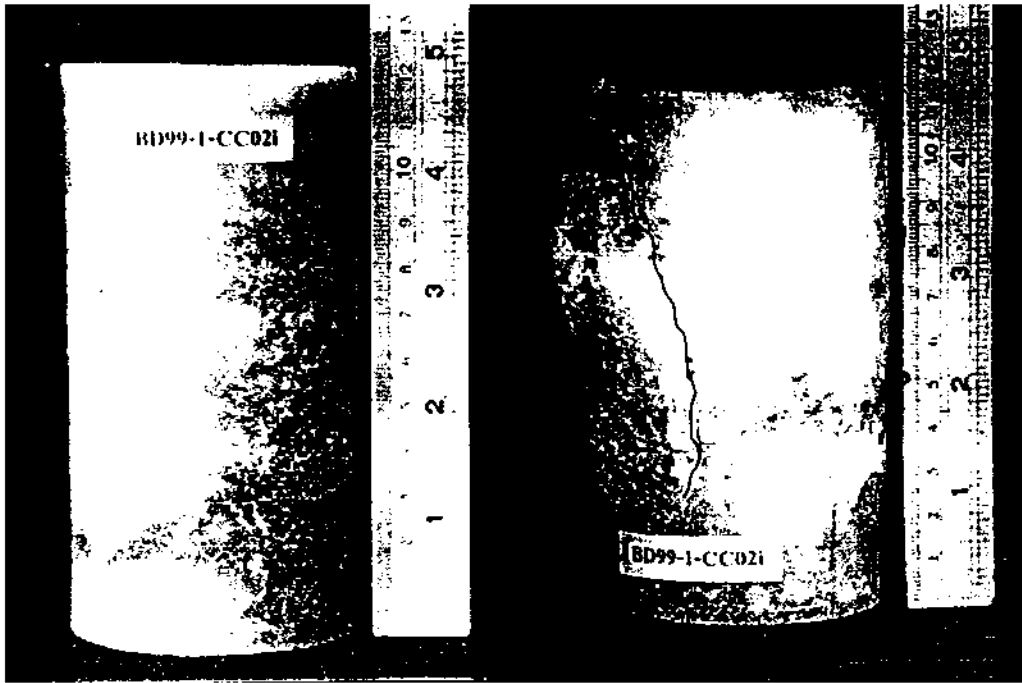
รูปที่ 3.17 ความเครียดที่เกิดขึ้นตามจำนวนรอบที่ทดสอบของเกลือหิน



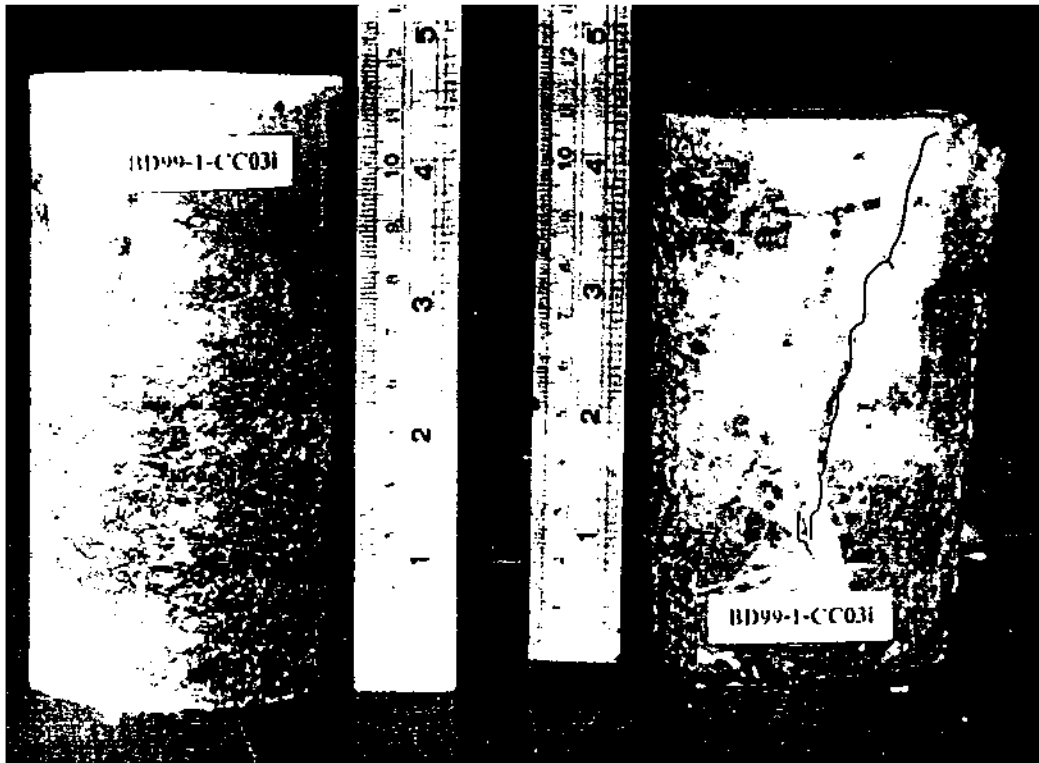
รูปที่ 3.18 สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของเกลือหินที่ลดลงตามจำนวนรอบที่ตัวอย่างถูกกระทำด้วยแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักร



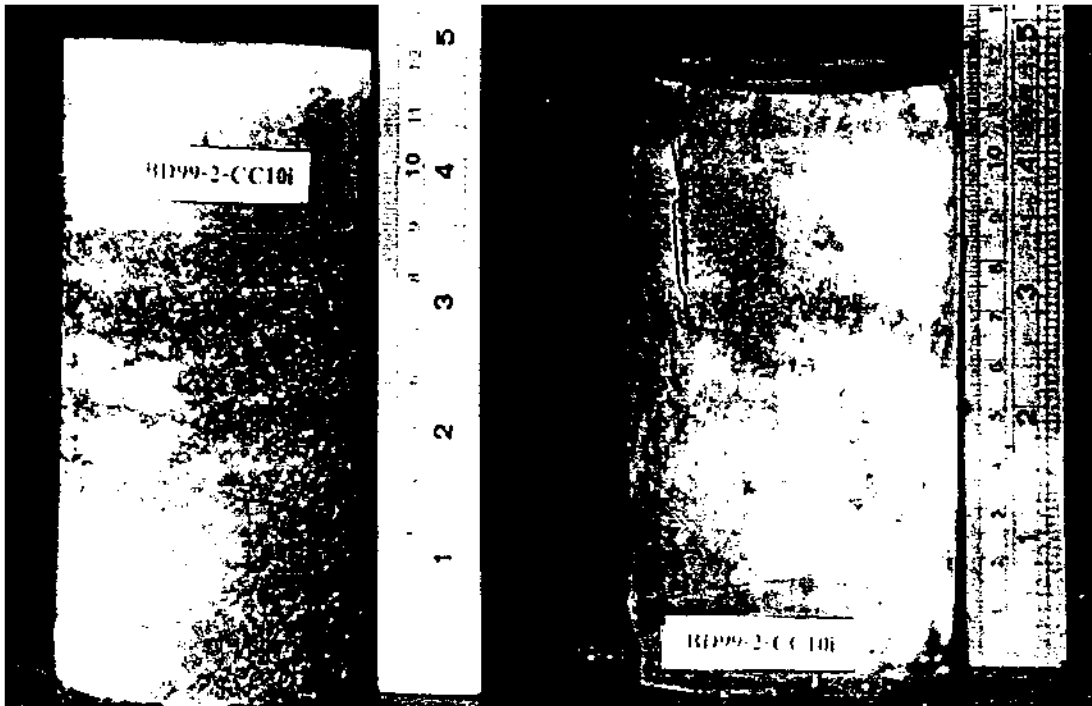
รูปที่ 3.19 ตัวอย่างเกลือหินเลขที่ BD99-2-CC011 ก่อนและหลังการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักร รอยแตกขนาดเล็กจะรวมตัวกันเป็นรอยแตกทำมุมกับแนวแกนประมาณ 30 องศา



รูปที่ 3.20 ตัวอย่างเกลื่อหินเลขที่ BD99-1-CC02i ก่อนและหลังการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักร รอยแตกขนาดเล็กจะรวมตัวกันเป็นรนาบรอยแตกทำมุมกับแนวแกนประมาณ 10 องศา



รูปที่ 3.21 ตัวอย่างเกลือหินเลขที่ BD99-1-CC031; ก่อนและหลังการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักร รอยแตกขนาดเล็กรวมตัวกันเป็นรณะบรอยแตกทำมุมกับแนวแกนประมาณ 25 องศา



รูปที่ 3.22 ตัวอย่างเกลือหินเลขที่ BD99-2-CC10i ก่อนและหลังการทดสอบแรงกดในแกนเดียว แบบวิภูจักร รอยแตกขนาดเล็กจะรวมตัวกันเป็นระนาบรอยแตกจะเกิดขึ้นในแนวเดียวกับแนวแรงที่กระทำ

3.3 การทดสอบการประสานตัวของรอยแตก

การทดสอบการประสานตัวของรอยแตก (Healing test) มีจุดประสงค์เพื่อศึกษาการลดลงของระยะเปิด (Fracture aperture) และค่าความซึมผ่าน (Permeability) ของรอยแตกของเกลื้อหิน การศึกษาเน้นไปที่ปัจจัยทางค้ำเวลาและความเค้น ซึ่งเป็นตัวแปรที่สำคัญอันหนึ่งที่มีผลกระทบต่อกระบวนการการประสานตัวของรอยแตก การศึกษาจะไม่พิจารณาผลกระทบจากปัจจัยอื่นเช่น อุณหภูมิ และความชื้นในเกลื้อหิน ความสามารถในการประสานตัวของรอยแตกของเกลื้อหินจะประเมินจากค่าดัชนีจุดกด (I_u) จากการทดสอบแบบจุดกด (Point load strength index test) บนรอยแตกที่เกิดการประสานตัวแล้ว และ ค่าความซึมผ่านของรอยแตก (Permeability) ของเกลื้อหิน

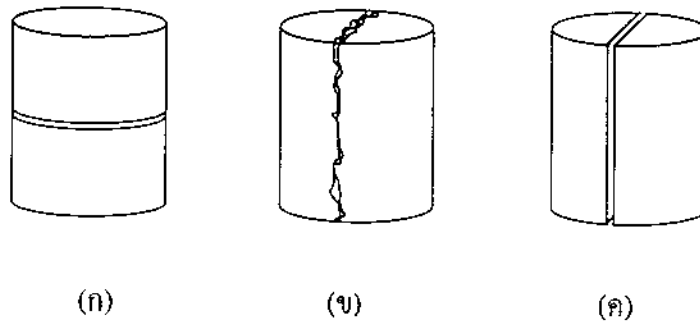
รอยแตกในเกลื้อหินที่สร้างขึ้นจะแบ่งออกเป็น 3 ชนิดคือ 1) รอยแตกเรียบจากการตัดด้วยเลื่อย (Saw cut fracture) ที่แบ่งครึ่งตัวอย่างรูปทรงกระบอกในทิศทางตั้งฉากแนวแกน 2) รอยแตกที่เกิดจากการกดทดสอบแรงดึงแบบบราซิเลียน (Tension-induced fracture) และ 3) รอยแตกเรียบแบ่งครึ่งตัวอย่างรูปทรงกระบอกในแนวแกน (Smooth and parallel fracture) รูปที่ 3.23 แสดงลักษณะของรอยแตกบนตัวอย่างเกลื้อหินที่ใช้ในการทดสอบ

การทดสอบจะแบ่งออกเป็น 2 ลักษณะคือ การทดสอบแบบให้ความเค้นในแนวแกนของตัวอย่างเพียงอย่างเดียว (Uniaxial Loading) โดยใช้ดัชนีจุดกด (Point Load Strength Index- I_u) เป็นตัวเปรียบเทียบ และการทดสอบแบบให้ความเค้นล้อมรอบตัวอย่างในทิศทางตั้งฉากกับแนวแกน (Confining Pressure) โดยใช้ค่าความซึมผ่านรอยแตก (Permeability- K_f) เป็นดัชนีเปรียบเทียบ ในการทดสอบลักษณะแรกจะใช้ตัวอย่างที่มีลักษณะของรอยแตกเพียงชนิดเดียว คือ Tension-induced fracture ส่วนการทดสอบในลักษณะที่สองจะใช้ตัวอย่างที่มีลักษณะของรอยแตก 2 ชนิดคือ Saw cut fracture และ Smooth and parallel fracture

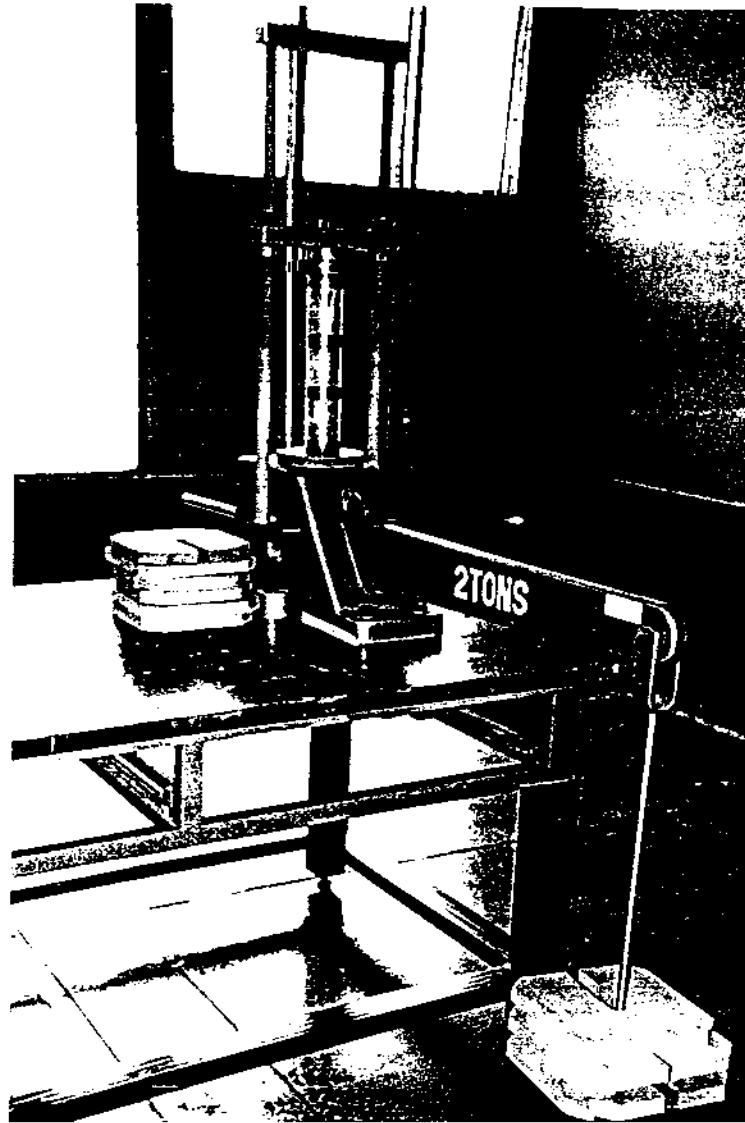
3.3.1 การทดสอบแบบให้ความเค้นในแนวแกน

ในการทดสอบนี้ใช้ตัวอย่างเกลื้อหินที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 60 มิลลิเมตร โดยที่แต่ละตัวอย่างประกอบด้วยแท่งเกลื้อหินรูปทรงกระบอก 2 แท่งที่ถูกแบ่งครึ่งในทิศทางตั้งฉากกับแนวแกน ซึ่งแต่ละแท่งยาวประมาณ 35 ถึง 50 มิลลิเมตร จำนวนตัวอย่างที่ใช้ทั้งหมดมีจำนวน 9 คู่ น้ำหนักที่ใช้ในการกดทับรอยแตกให้แนบชิดกันได้จากแท่งน้ำหนักขนาด 3.6 กิโลกรัมและเครื่องมือมีลักษณะเป็นคานหมุน โดยใช้ตุ้มน้ำหนักถ่วงเพื่อใช้กดทับรอยแตก (รูปที่ 3.24)

วิธีการทดสอบนี้ หน้าตัดของตัวอย่างแต่ละคู่จะถูกนำมาประกบกันและกดด้วยแรงกดในแนวแกนโดยจัดให้หน้าตัดแนบสนิทกัน แรงที่ใช้กดเทียบเท่ากับความเค้นประมาณ 4.2 MPa และตัวอย่างเกลื้อหินจะถูกกดอย่างต่อเนื่องด้วยระยะเวลาไม่เกิน 30 วัน หลังจากนั้นจะทำการตรวจสอบการประสานตัวของรอยแตก โดยนำตัวอย่างมาทดสอบแบบจุดกดและนำค่าหน่วยแรงกดที่ได้ไป



รูปที่ 3.23 ลักษณะของรอยแตกที่สร้างขึ้นในตัวอย่างเกลือหินเพื่อใช้ในการทดสอบการประสานตัว (ก) Saw cut fracture, (ข) Tension-induced fracture และ (ค) Smooth and Parallel Fracture



รูปที่ 3.24 เครื่องมือสำหรับให้แรงกดคงที่ต่อตัวอย่างเกลือหินในการทดสอบ
การประสานตัวของรอยแตก

คำนวณเป็นค่าดัชนีจุดกดของรอยแตก (I_r) ผลการคำนวณดัชนีจุดกดของรอยแตกจะนำไปเปรียบเทียบกับผลดัชนีจุดกดจากการทดสอบจากหินตัวอย่างที่ไม่มีรอยแตก (ในหัวข้อ 3.1.1) เพื่อประเมินความสามารถในการประสานตัวของรอยแตกของเกลือหิน

ตัวอย่างทั้งหมดจำนวน 9 ตัวอย่างถูกแบ่งเป็น 3 ชุด ตามลักษณะการทดสอบคือ

ชุดที่ 1 ใช้ตัวอย่างจำนวน 3 คู่ ซึ่งจะถูกดด้วยความเค้นในแนวแกนเท่ากับ 3.2 kPa (รูปที่ 3.25ก) โดยปล่อยให้เกิดการประสานตัวในสภาวะอิมตัวด้วยน้ำเกลือและจะทำการประเมินการประสานตัวของรอยแตกที่ระยะเวลา 7, 15 และ 30 วัน

ชุดที่ 2 ใช้ตัวอย่างจำนวน 3 คู่ ซึ่งจะถูกดด้วยความเค้นในแนวแกนเท่ากับ 3.2 kPa (รูปที่ 3.25ข) โดยปล่อยให้เกิดการประสานตัวในสภาวะแห้งและจะทำการประเมินการประสานตัวของรอยแตกที่ระยะเวลา 7, 15 และ 30 วัน

ชุดที่ 3 ใช้ตัวอย่างจำนวน 3 คู่ ซึ่งจะถูกดด้วยความเค้นในแนวแกนเท่ากับ 4.2 MPa ที่สภาวะแห้ง (รูปที่ 3.26) ซึ่งปล่อยให้รอยแตกเกิดการประสานตัวและทำการประเมินการประสานตัวของตัวของรอยแตกที่ระยะเวลา 7, 15 และ 30 วัน

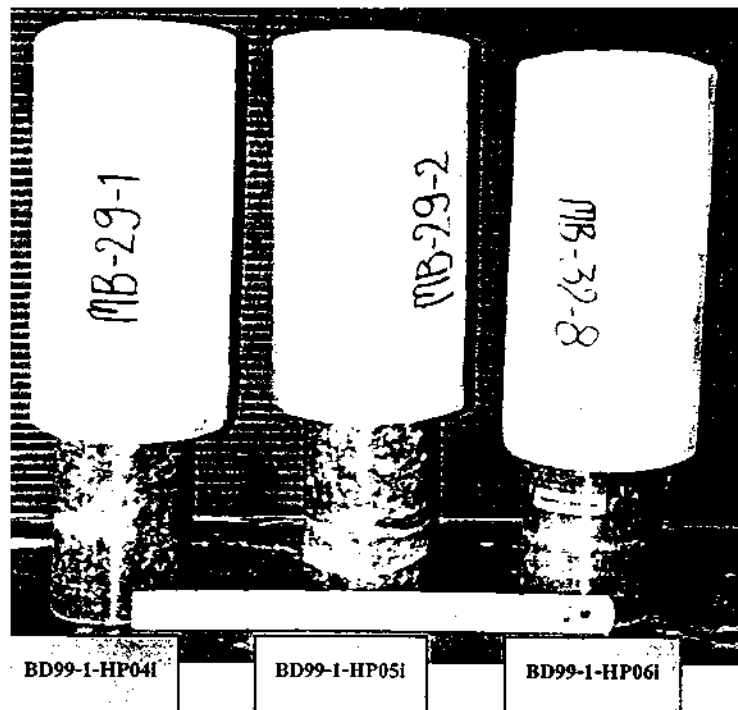
ผลการทดสอบพบว่าตัวอย่างที่ถูกดด้วยความเค้นขนาด 4.2 MPa ไม่เกิดการประสานตัวที่ระยะเวลา 7 และ 15 วัน แต่ที่ระยะเวลา 30 วัน ตัวอย่างมีการประสานตัว และเมื่อนำเอาตัวอย่างดังกล่าวไปทดสอบแรงกดแบบจุดกด (รูปที่ 3.27) ได้ค่าดัชนีจุดกดเท่ากับ 0.02 คิดเป็น 5 เปอร์เซ็นต์ของดัชนีจุดกดของเกลือหิน (Intact rock salt) จากการทดสอบในหัวข้อ 3.1.1 ตัวอย่างที่กดทับด้วยความเค้นเท่ากับ 3.2 kPa ไม่เกิดการประสานตัวทั้งสภาวะแห้งและในสภาวะอิมตัวด้วยน้ำเกลือ ตัวอย่างที่ทดสอบการประสานตัวที่สภาวะอิมตัวด้วยน้ำเกลือได้เกิดการตกลึกของน้ำเกลือเข้มข้นรอบตัวอย่างและยึดตัวอย่างให้ติดกัน แต่ไม่ทำให้เกิดการประสานตัวบริเวณผิวสัมผัสของหน้าตัดที่จำลองว่าเป็นรอยแตกเลข ตารางที่ 3.5 สรุปผลการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกโดยการทดสอบแบบให้ความเค้นในแนวแกนซึ่งตั้งฉากกับรอยแตก

3.3.2 การทดสอบแบบให้ความเค้นล้อมรอบตัวอย่างในทิศทางตั้งฉากกับแนวแกน

จากการทดสอบในหัวข้อ 3.3.1 พบว่าที่ระดับความเค้นกดทับรอยแตกในแนวแกนต่ำมากจะไม่เกิดการประสานตัวของรอยแตกทั้งสภาวะแห้งในอากาศและอิมตัวด้วยน้ำเกลือ และเป็น การยากที่จะประเมินการประสานตัวของรอยแตกด้วยคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของหิน จึงได้ออกแบบวิธีการทดสอบเพื่อประเมินความสามารถในการประสานตัวของรอยแตกในหัวข้อนี้ขึ้นมา โดยการประเมินจากค่าความซึมผ่านรอยแตกของตัวอย่างเกลือหิน

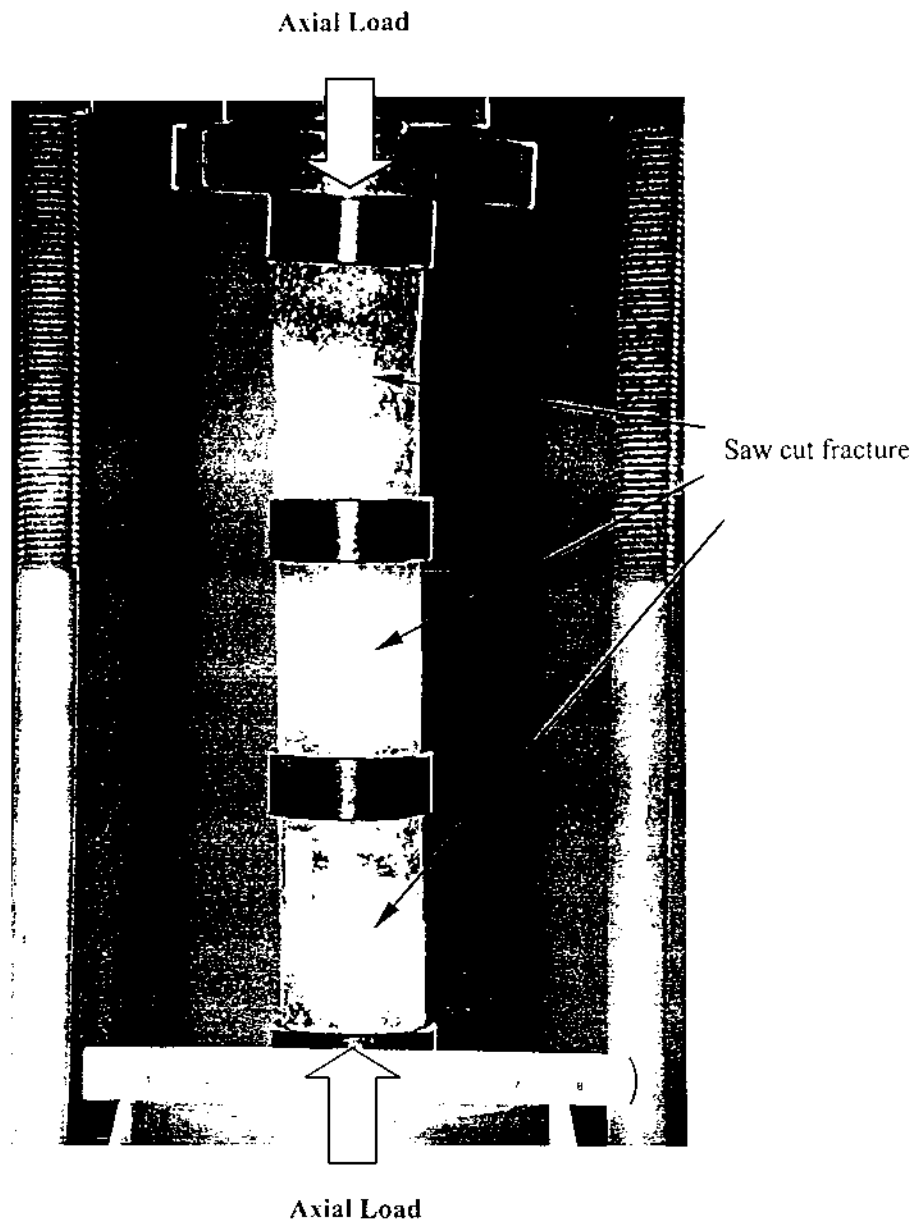


(ก)

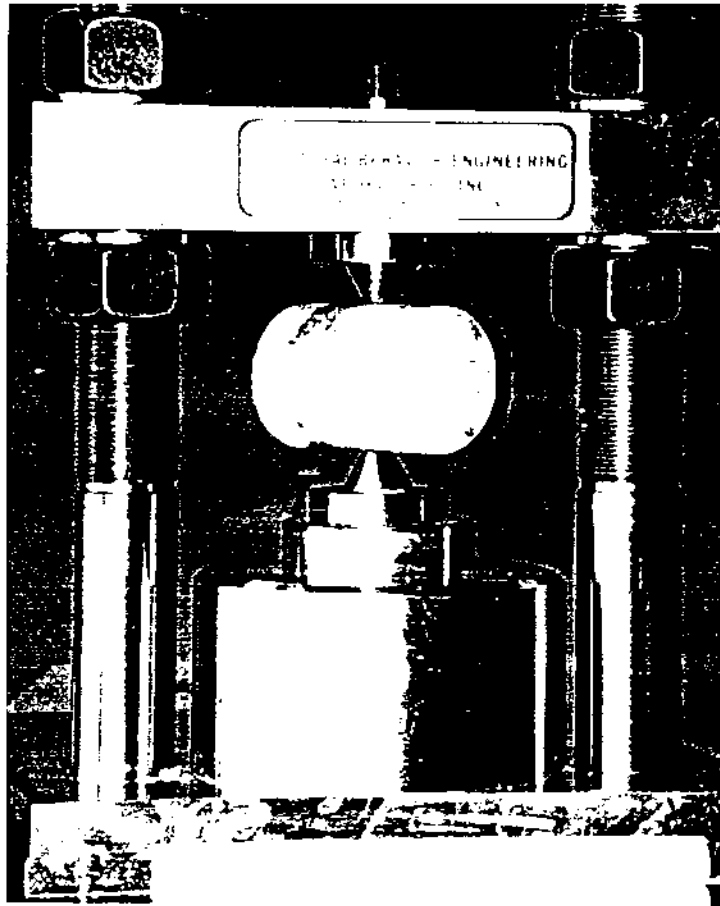


(ข)

รูปที่ 3.25 การทดสอบการประสานตัวของรอยแตกเรียบจากการตัดด้วยเลื่อย (Saw cut fracture) ใช้ความเค้นกดในแนวแกนมีค่าเท่ากับ 3.2 kPa โดยให้ประสานตัวที่สภาวะอิมตัวด้วย น้ำเกลือและแห้ง (ก) อิมตัวด้วยน้ำเกลือ ตัวอย่างหมายเลข BD99-1-HP041 ถึง BD99-1-HP061 (ข) สภาวะแห้ง ตัวอย่างหมายเลข BD99-1-HP071 ถึง BD99-1-HP091



รูปที่ 3.26 ตัวอย่างเกลือหินหมายเลข BD 99-1-HP07i ถึง BD99-1-HP09i ภายใต้การทดสอบการประสานตัวของรอยแตก โดยให้แรงกดเท่ากับ 4.2 MPa เป็นระยะเวลา 20 วัน



รูปที่ 3.27 การทดสอบแบบจุดกดบนรอยประสานตัวของตัวอย่างเกลือหินหมายเลข BD99-1-HP09; เพื่อศึกษาความสามารถในการประสานตัวของรอยแตก

ตารางที่ 3.5 สรุปผลการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกเรียบจากการตัดด้วยเลื่อย
(Saw cut fracture) โดยประเมินการประสานตัวด้วยดัชนีจุดกค (I_s)

Sample No.	Average Diameter D (mm)	Average Length L (mm)	Depth (m)	Axial Load (MPa)	Condition*	Duration (Day)	$I_s = P/D^2$ (MPa)	Remarks
BD99-1-HP01i	60.75	91.30	264.63	3.20	S	7	0	Not Healed
BD99-1-HP02i	61.15	92.15	410.45	3.20	S	15	0	Not Healed
BD99-1-HP03i	60.90	100.80	263.45	3.20	S	30	0	Not Healed
BD99-1-HP04i	61.15	91.30	326.35	3.20	D	7	0	Not Healed
BD99-1-HP05i	61.15	100.10	403.66	3.20	D	15	0	Not Healed
BD99-1-HP06i	61.20	111.20	410.25	3.20	D	30	0	Not Healed
BD99-1-HP07i	60.70	87.35	405.14	4.26	D	20	0	Not Healed
BD99-1-HP08i	61.00	79.85	328.37	4.26	D	20	0	Not Healed
BD99-1-HP09i	61.69	94.15	324.75	4.26	D	20	0.02	Partially Healed

*Condition: S = Saturated with Brine

D = Dry

การทดสอบกับรอยแตกแบบ Tension-Induced Fracture

การศึกษาการประสานตัวของรอยแตกด้วยวิธีนี้ ใช้ตัวอย่างหินที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 38 มิลลิเมตร และมีความยาวเท่ากับ 60 มิลลิเมตร ตัวอย่างจะถูกกดทดสอบแรงดึงแบบบราซิเลียนเพื่อสร้างรอยแตกขึ้นก่อนที่จะนำไปทดสอบหาค่าความซึมผ่านรอยแตก ค่าของกำลังรับแรงดึงแบบบราซิเลียนจะถูกบันทึกไว้เพื่อใช้เป็นดัชนีเปรียบเทียบต่อไป เครื่องมือที่ใช้ในการวัดหาค่าความซึมผ่านมีชื่อว่า “Overburden Poro-Perm Cell” ซึ่งเป็นเครื่องมือที่สามารถให้ความดันล้อมรอบ (Confining Pressure) เพื่อการกรดยแตกสูงสุดเท่ากับ 10,000 psi เครื่องมือดังกล่าวใช้ก๊าซไนโตรเจนเป็นของเหลวที่ไหลผ่านรอยแตก

สำหรับการทดสอบนั้น รอยแตกจะถูกกดไว้ภายใต้ความดันน้ำล้อมรอบ 4 ระดับคือ 500, 1,000, 1,500, และ 2,000 psi (รูปที่ 3.28) โดยแต่ละค่าของความดันล้อมรอบนั้น จะให้เวลาเพื่อรอยแตกเกิดการประสานตัวประมาณ 100 ชั่วโมง ในระหว่างนี้จะทำการวัดค่าอัตราการไหลของก๊าซไนโตรเจนผ่านรอยแตก (Flow Rate-Q) เพื่อนำไปคำนวณเป็นความซึมผ่านที่เปลี่ยนไปตามเวลาทุก 24 ชั่วโมง ผลการทดสอบจะแสดงด้วยกราฟความสัมพันธ์ระหว่างระยะเปิดของรอยแตกและค่าความซึมผ่านกับเวลา และเพื่อเป็นการยืนยันการประสานตัวของรอยแตกในรอบแรก จะมีการทดสอบซ้ำกับตัวอย่างเดิมในรอบที่สอง คือหลังจากที่ทดสอบที่ระดับความดันล้อมรอบลำดับสุดท้ายแล้ว จะลดขนาดของความดันลงมาให้ 500 psi ซึ่งเป็นค่าของความดันที่ทำการทดสอบในรอบแรก รูปที่ 3.29 แสดงลักษณะของความเค้นบนตัวอย่างทดสอบ

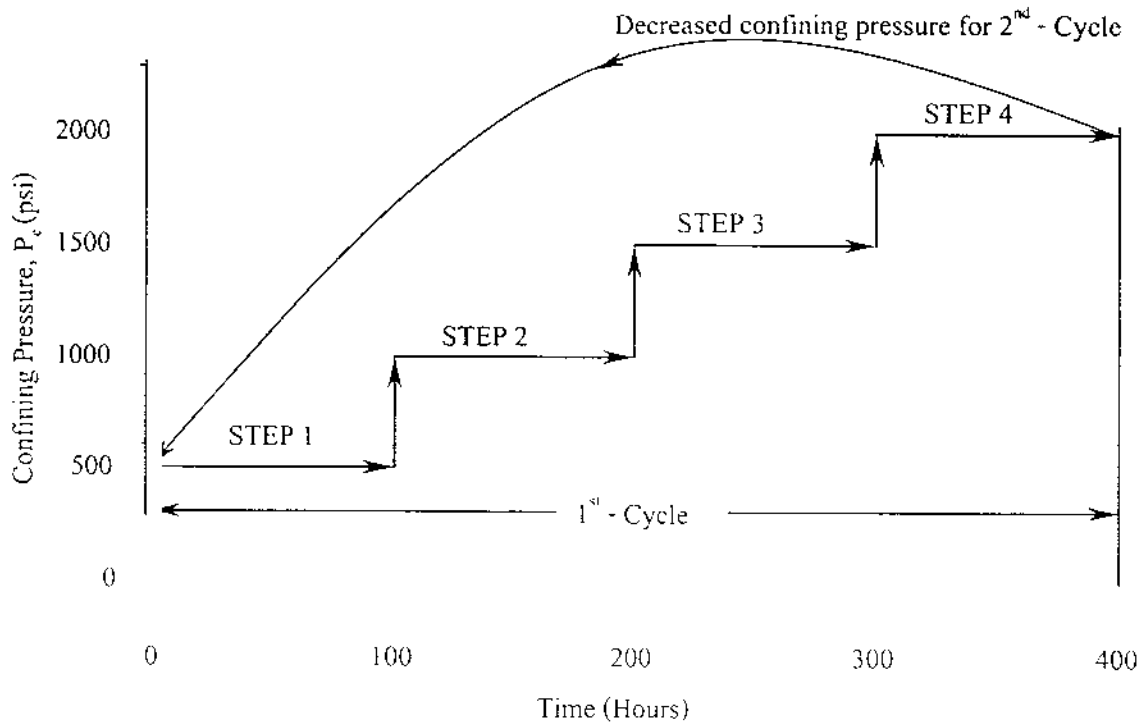
การคำนวณเพื่อหาค่าความซึมผ่านรอยแตก ในเบื้องต้นได้ตั้งสมมติฐานการทดสอบว่ารอยแตกที่สร้างขึ้นจากการกดทดสอบแรงดึงแบบบราซิเลียนนั้นเป็นรอยแตกที่มีผิวหินขนานกัน (Parallel fracture) และการไหลของก๊าซไนโตรเจนผ่านรอยแตกเป็นแบบราบเรียบ (Laminar flow) ซึ่งสมมติฐานดังกล่าวสามารถนำสมการที่อธิบายโดย Zeifler (1976) มาหาค่าความซึมผ่าน (K_f) ของรอยแตกของเกลือหินได้คือ

$$K_f = (\gamma/12\mu) e^2 \quad (3.8)$$

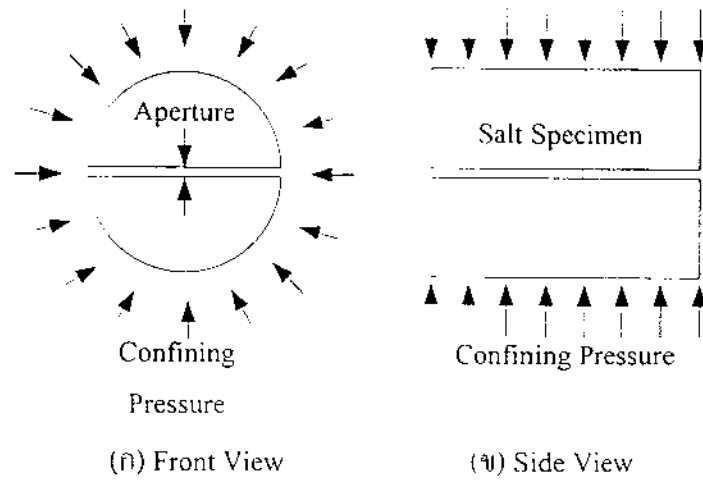
โดยที่ e คือระยะเปิดหรือขนาดของรอยแตกขนาน (Parallel plate aperture) ส่วนค่า γ และ μ คือค่า Unit weight และ ค่า Viscosity ของของเหลวหรือก๊าซที่ไหลผ่านรอยแตก

ค่า e สามารถอธิบายในเชิงความสัมพันธ์ของอัตราการไหล (Flow rate - Q) และการเปลี่ยนแปลงศักย์ (Hydraulic head - Δh) ได้คือ

$$Q/\Delta h = C e^3 \quad (3.9)$$



รูปที่ 3.28 ลักษณะการเปลี่ยนแปลงค่าความดันล้อมรอบ (Confining Pressure) ในการทดสอบการประสานตัวของรอยแตก



รูปที่ 3.29 ทิศทางของแรงกดบนรอยแตกของตัวอย่างเกลือหินใช้ในการประเมินการประสานตัว โดยวัดค่าความซึมผ่านของรอยแตก

โดยที่ C เป็นค่าคงที่ ที่ขึ้นกับลักษณะของรอยแตกและคุณสมบัติของของเหลวที่ไหลผ่านรอยแตก ซึ่งในกรณีที่รอยแตกขนานนั้น ค่า C สามารถหาได้จากสมการ

$$C = (W/L) (\gamma/12\mu) \quad (3.10)$$

โดย W และ L คือความกว้าง และความยาวของรอยแตกที่ของเหลวไหลผ่าน ในการทดสอบนี้ค่า W คือขนาดของเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างและ L คือความยาวของตัวอย่างเกลียว

จากสมการ (3.9) และ (3.10) สามารถแสดงค่าระยะเปิดของรอยแตกในความสัมพันธ์ของตัวแปรและค่าคงที่ W, L, γ, μ, Q และ Δh ได้ดังนี้

$$e = [(Q/\Delta h) (L/W) (12\mu/\gamma)]^{1/3} \quad (3.11)$$

ค่า e ในสมการ (3.11) จะนำไปคำนวณเป็นค่าความซึมผ่านของรอยแตกของเกลียว โดยแทนในสมการ (3.8) ที่แสดงในข้างต้นแล้ว

ผลที่ได้จากการคำนวณได้แสดงไว้ในตารางที่ 3.6 ซึ่งจะเห็นว่าระยะเปิดและค่าความซึมผ่านของรอยแตกของเกลียวมีการลดลงตามระยะเวลาในสภาวะที่มีความดันล้อมรอบ (รูปที่ 3.30 และ 3.31) การลดลงของระยะเปิดและค่าความซึมผ่านในช่วงเวลาประมาณ 12 ชั่วโมงแรกของการทดสอบในแต่ละค่าความดัน ค่าความซึมผ่านจะลดลงอย่างรวดเร็ว หลังจากนั้นค่อย ๆ ลดลงด้วยอัตราที่คงที่ และแนวโน้มการลดลงของค่าความซึมผ่านในรอบที่ 2 จะเหมือนกันกับในรอบแรก

จากผลการคำนวณข้างต้นเมื่อนำข้อมูลดังกล่าวมาวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ทางคณิตศาสตร์ของตัวแปรที่ศึกษาพบว่า e และ K_p มีความสัมพันธ์กับเวลาและระดับความดันล้อมรอบ ซึ่งแนวโน้มจากผลการทดสอบแสดงในรูปสมการยกกำลังได้ในรูปที่ 3.32 ถึง 3.39 ซึ่งแสดงค่า e ในสมการทั่วไปดังนี้คือ

$$e = c_0 t^{c_1} \quad (3.12)$$

เมื่อ e_0 และ e_1 เป็นตัวแปรที่แปรผันตามตัวแปรต้น P_c ดังแสดงในรูปที่ 3.40 และ 3.41 ซึ่งมีความสัมพันธ์กันทางคณิตศาสตร์ดังนี้

$$e_0 = a \ln(P_c) + b$$

$$e_1 = c \ln(P_c) + d$$

โดยที่ a, b, c และ d เป็นค่าคงที่

ตารางที่ 3.6 สรุปผลการทดสอบเพื่อหาค่าความซึมผ่านตัวอย่างที่ทดสอบการประสานตัวของ
รอยแตก ตัวอย่างเกลือหินหมายเลข BD99-1-HP10i

(1) Test Duration (Hours)	(2) Confining Pressure, P_c	(3) In Flow Pressure, P_1 (psi)	(4) Flow Time (sec)	(5) Flow Volumes, V (cm ³)	(6) Temperature (°C)	(7) Flow Rate, Q (ft ³ /sec)	(8) Change in hydraulic head ΔH (ft)	(9) Aperture, e		(10) Permeability, K	
								(x10 ⁻⁶ ft)	(x10 ⁻⁶ m)	(x10 ⁻⁹ ft/s)	(x10 ⁻⁹ m/s)
0	500	0.18	49.97	10	27.5	7.06	350.74	128.12	39.05	262.58	80.04
7	500	0.68	19.11	10	28	18.47	1325.03	113.34	34.55	205.47	62.63
25	500	0.86	15.24	10	30.5	23.15	1675.78	113.01	34.45	204.30	62.27
54.5	500	0.87	16.24	10	31.5	21.73	1695.26	110.22	33.59	194.32	59.23
71	500	0.88	15.98	10	28.5	22.08	1714.75	110.39	33.65	194.93	59.42
94	500	0.72	19.65	10	28.5	17.96	1402.98	110.17	33.58	194.15	59.18
94	1000	1.42	12.87	10	28.5	27.42	2766.98	101.16	30.83	163.69	49.89
97	1000	1.05	18.55	10	29	19.02	2046.01	99.03	30.19	156.88	47.82
102	1000	1.06	20.05	10	29	17.60	2065.49	96.20	29.32	148.02	45.12
118	1000	1.06	22.29	10	28.5	15.83	2065.49	92.86	28.30	137.93	42.04
142.5	1000	1.07	24.79	10	28.5	14.24	2084.98	89.35	27.23	127.70	38.92
167	1000	1.08	28.02	10	27.5	12.60	2104.47	85.51	26.06	116.96	35.65
191	1000	1.07	28.72	10	29	12.29	2084.98	85.07	25.93	115.76	35.28
216.5	1000	1.06	30.83	10	28.5	11.45	2065.49	83.34	25.40	111.11	33.87
216.5	1500	2.05	19.26	10	28	18.32	3994.59	78.25	23.85	97.95	29.85
224	1500	2.05	32.74	10	30	10.78	3994.59	65.57	19.99	68.77	20.96
237	1500	2.05	34.36	10	28	10.27	3994.59	64.52	19.67	66.59	20.30
263.5	1500	2.06	41.57	10	27	8.49	4014.07	60.45	18.43	58.46	17.82
286	1500	3.66	23.14	10	26.5	15.25	7131.80	60.67	18.49	58.88	17.95
310	1500	3.56	26.63	10	26.5	13.25	6936.94	58.44	17.81	54.63	16.65

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)		(10)	
Test Duration (Hours)	Confining Pressure, P_c	In Flow Pressure, P_i (psi)	Flow Time (sec)	Flow Volumes, V (cm^3)	Temperature ($^{\circ}\text{C}$)	Flow Rate, Q (ft^3/sec)	Change in hydraulic head ΔH (ft)	Aperture, e		Permeability, K	
								($\times 10^{-6}$ ft)	($\times 10^{-6}$ m)	($\times 10^{-5}$ ft/s)	($\times 10^{-6}$ m/s)
335.5	1500	3.56	37.79	10	26.5	9.34	6936.94	52.00	15.85	43.26	13.18
360.5	1500	8.54	15.15	10	29	23.29	16640.87	52.68	16.06	44.40	13.53
360.5	2000	9.14	15.28	10	29	23.09	17810.01	51.35	15.65	42.18	12.86
366.5	2000	10.44	21.65	10	31	16.30	20343.17	43.74	13.33	30.61	9.33
382	2000	11.33	20.45	10	29	17.25	22077.40	43.38	13.22	30.10	9.18
408.5	2000	13.65	19.34	10	27.5	18.25	26598.11	41.54	12.66	27.60	8.41
432	2000	13.65	23.57	10	27	14.97	26598.11	38.89	11.85	24.19	7.37
454	2000	13.64	25.63	10	27	13.77	26578.62	37.83	11.53	22.89	6.98
480	2000	16.96	21.06	10	27	16.76	33047.90	37.55	11.45	22.56	6.88
504	2000	23	19.86	10	27.5	17.77	44817.32	34.60	10.55	19.15	5.84
504	500	20	14.30	10	27.5	24.68	38971.58	40.44	12.33	26.16	7.97
528	500	20	18.40	10	27.5	19.18	38971.58	37.18	11.33	22.12	6.74
551	500	20	18.70	10	26.5	18.87	38971.58	36.98	11.27	21.88	6.67
575	500	20	19.27	10	27	18.31	38971.58	36.61	11.16	21.44	6.54
600	500	20	20.10	10	27	17.56	38971.58	36.10	11.00	20.85	6.36
605	500	20	21.18	10	29	16.66	38971.58	35.48	10.81	20.14	6.14
605	1000	20	17.40	10	29	20.28	38971.58	37.88	11.55	22.95	7.00
623	1000	19.99	26.14	10	27	13.50	38952.10	33.08	10.08	17.51	5.34
647.5	1000	20	27.67	10	26.5	12.75	38971.58	32.45	9.89	16.85	5.14
670	1000	20	29.74	10	26.5	11.87	38971.58	31.68	9.66	16.06	4.89

(1) Test Duration (Hours)	(2) Confining Pressure, P_c	(3) In Flow Pressure, P_1 (psi)	(4) Flow Time (sec)	(5) Flow Volumes, V (cm ³)	(6) Temperature (°C)	(7) Flow Rate, Q (ft ³ /sec)	(8) Change in hydraulic head ΔH (ft)	(9) Aperture, e		(10) Permeability, K	
								($\times 10^{-6}$ ft)	($\times 10^{-6}$ m)	($\times 10^{-6}$ ft/s)	($\times 10^{-6}$ m/s)
696.5	1500	10	35.33	10	29.5	9.99	19485.79	37.69	11.49	22.72	6.93
719	1500	20	45.31	10	29	7.79	38971.58	27.54	8.39	12.13	3.70
744.5	1500	20	55.01	10	27	6.41	38971.58	25.81	7.87	10.66	3.25
768.5	1500	20	85.00	10	27	4.15	38971.58	22.33	6.80	7.97	2.43
790.5	1500	19	161.90	10	27.0	2.18	37023.00	18.32	5.58	5.37	1.64
790.5	2000	40	485.10	10	27.8	0.73	77943.17	9.92	3.02	1.57	0.48
820	2000	58.47	157.00	2	28	0.45	113933.42	7.44	2.27	0.89	0.27
839	2000	50.02	48.70	0.2	26.0	0.14	97467.93	5.38	1.64	0.46	0.14
864	2000	50.01	18.50	0.05	28	0.10	97448.44	4.68	1.43	0.35	0.11
888	2000	50	18.50	0.05	28	0.10	97428.96	4.68	1.43	0.35	0.11
912	2000	58.61	560.00	0.1	28.5	0.01	114206.22	1.79	0.55	0.05	0.02

EXAMPLE 4

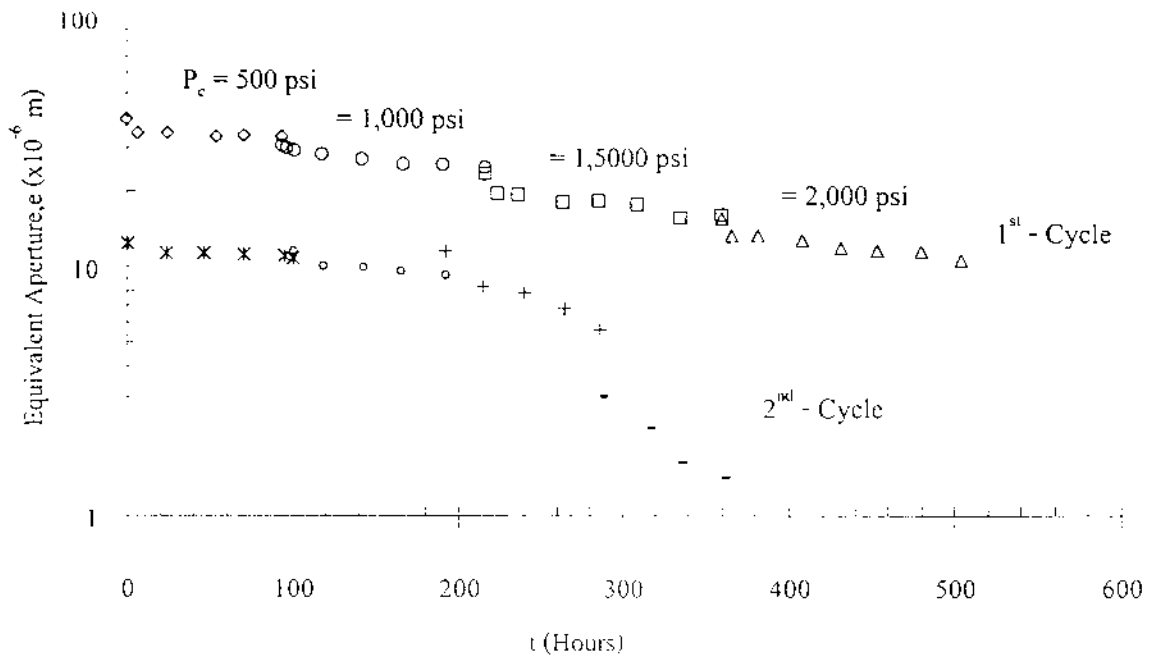
Diameter (W) = 38.3 mm, Length (L) = 64 mm, $\gamma = 0.0739$ lb/ft³, $\mu = 3.85 \times 10^{-7}$ lb-sec/ft²

$$(7) = \{(5) \times 0.3048^3\} \div (4)$$

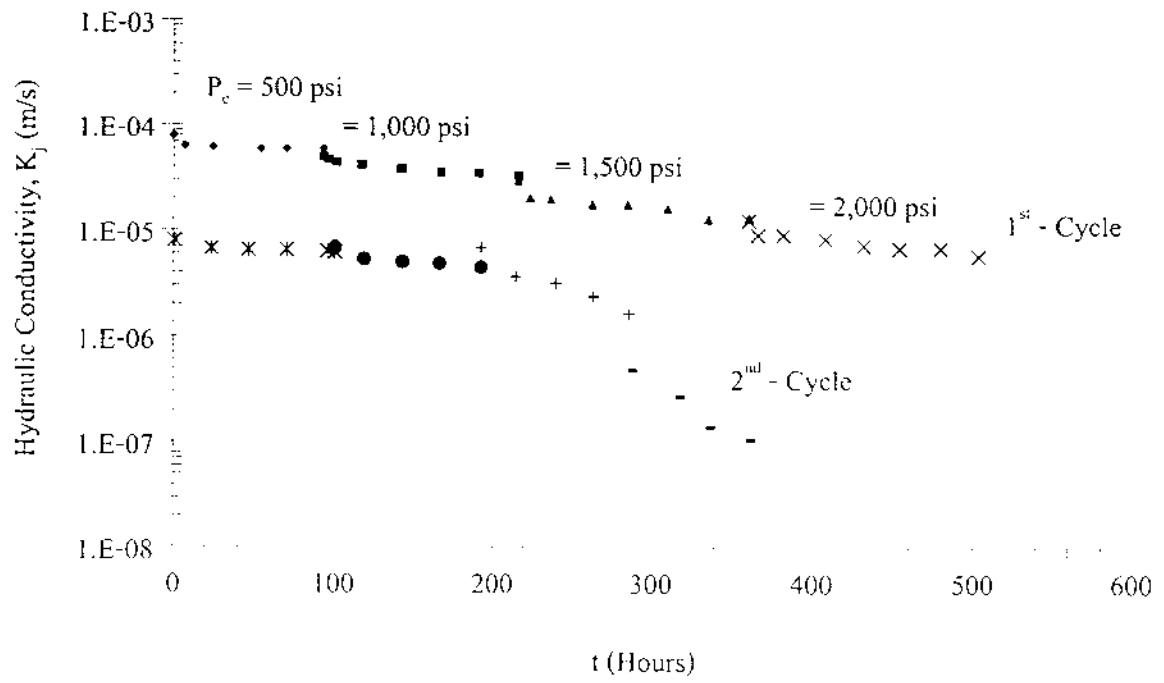
$$(8) = \{(3) \times 144\} \div \gamma$$

$$(9) = [(7) \div \{(8) \cdot C\}]^{1/3}, C = (W/L) \cdot (\gamma / 12\mu)$$

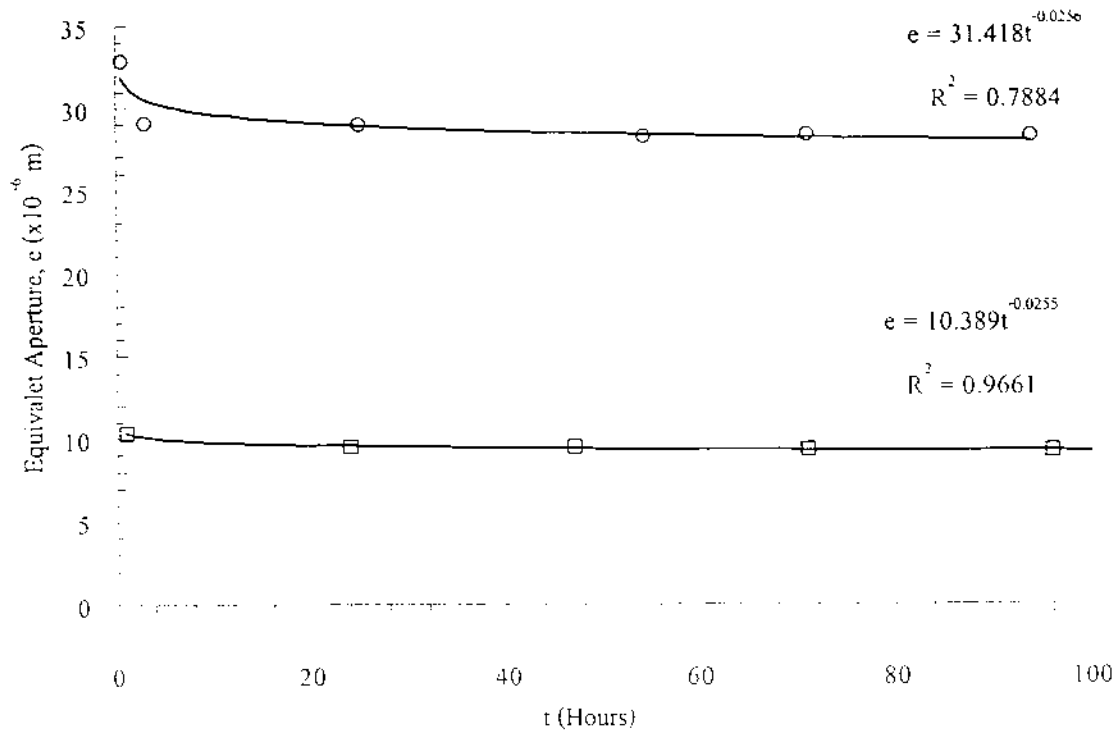
$$(10) = (\gamma / 12\mu) \times (9)^2$$



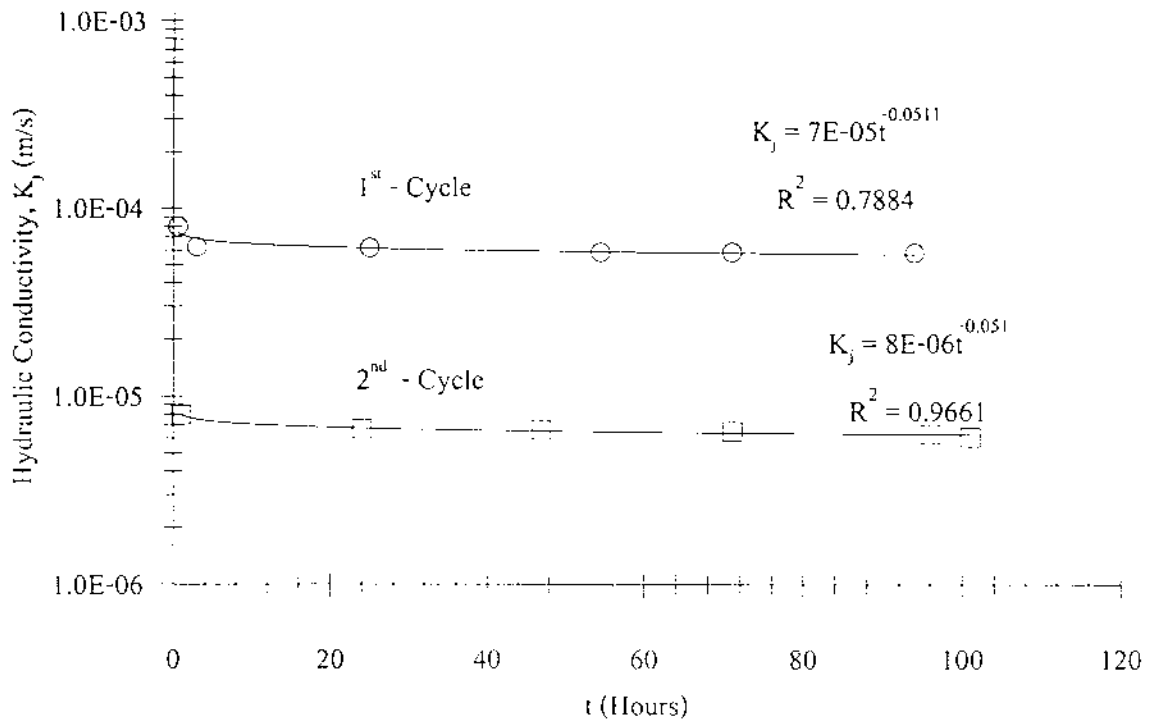
รูปที่ 3.30 ค่าระยะเปิดของรอยแตกของค้ำอย่างเกลี้อหินหมายเลข BD99-1-HP10i จากการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกที่ระดับความดันล้อมรอบเท่ากับ 500, 1,000, 1,500 และ 2,000 psi



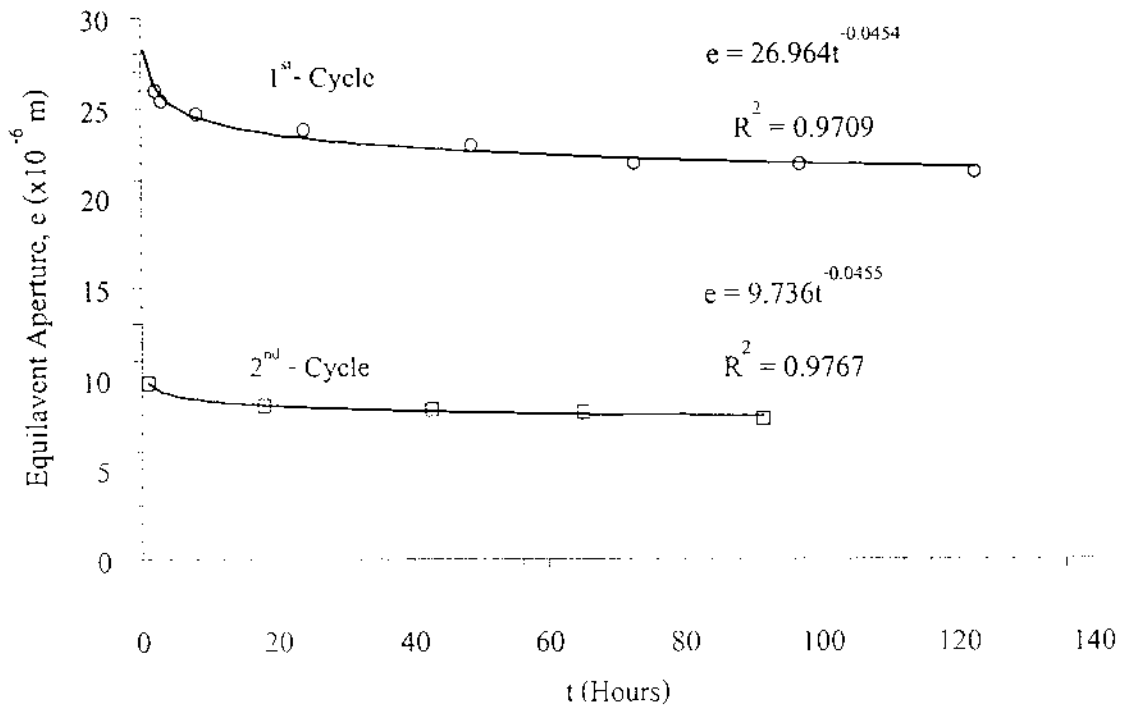
รูปที่ 3.31 ค่าความซึมผ่านรอยแตกของตัวอย่างเกลือหินหมายเลข BD99-1-HP10i จากการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกที่ระดับความดันล้อมรอบเท่ากับ 500, 1,000, 1,500 และ 2,000 psi



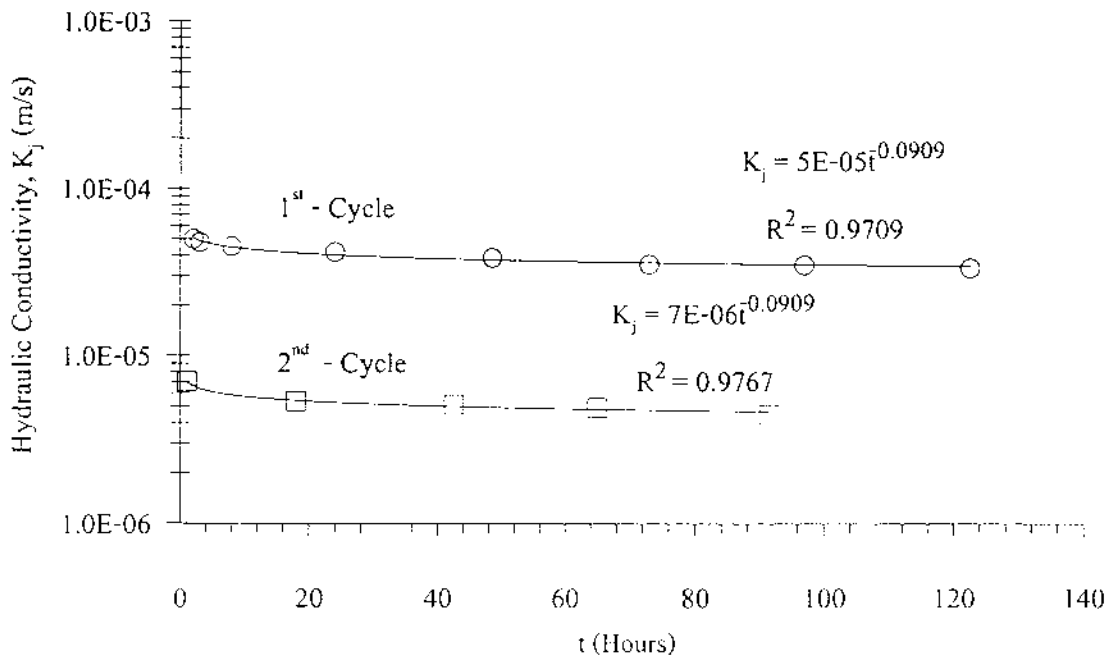
รูปที่ 3.32 เปรียบเทียบการลดลงของความกว้างของรอยแตก (Fracture Aperture) ในรอบที่ 1 และ 2 จากการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกโดยให้ความดันล้อมรอบคงที่เท่ากับ 500 psi (Sample No. BD99-1-HP10i)



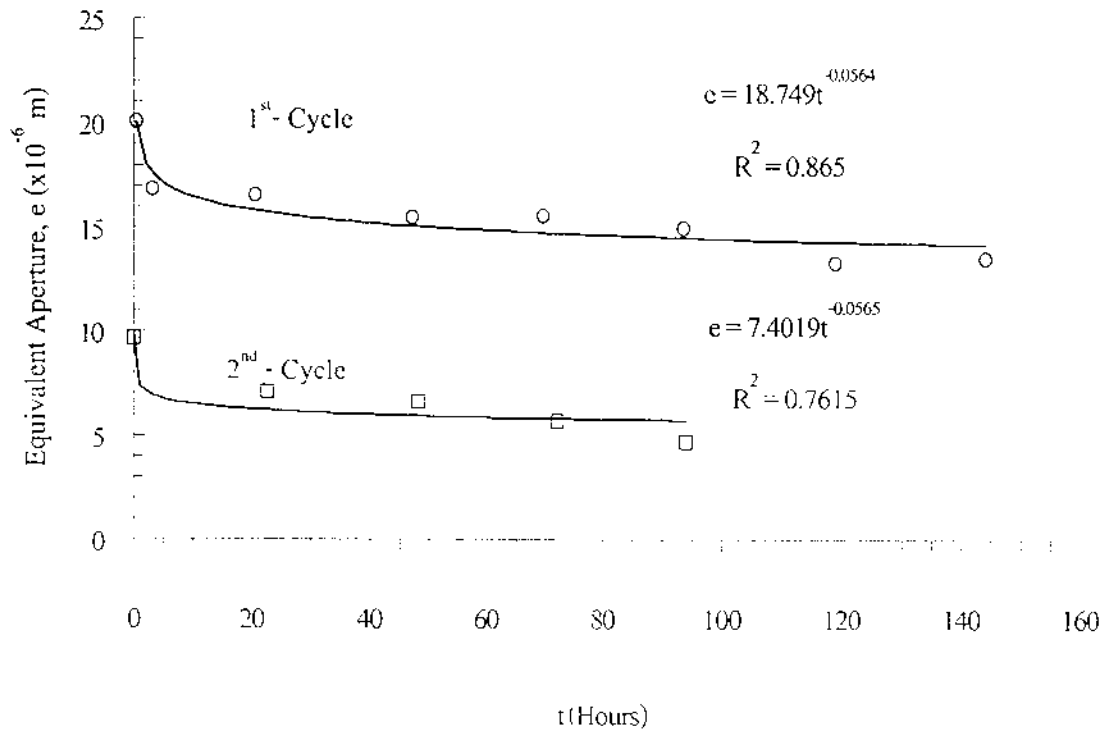
รูปที่ 3.33 เปรียบเทียบการลดลงของค่าความซึมผ่านของรอยแตก (Fracture Aperture) ในรอบที่ 1 และ 2 จากการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกของตัวอย่าง หมายเลข BD99-1-HP10i ความดันล้อมรอบคงที่เท่ากับ 500 psi



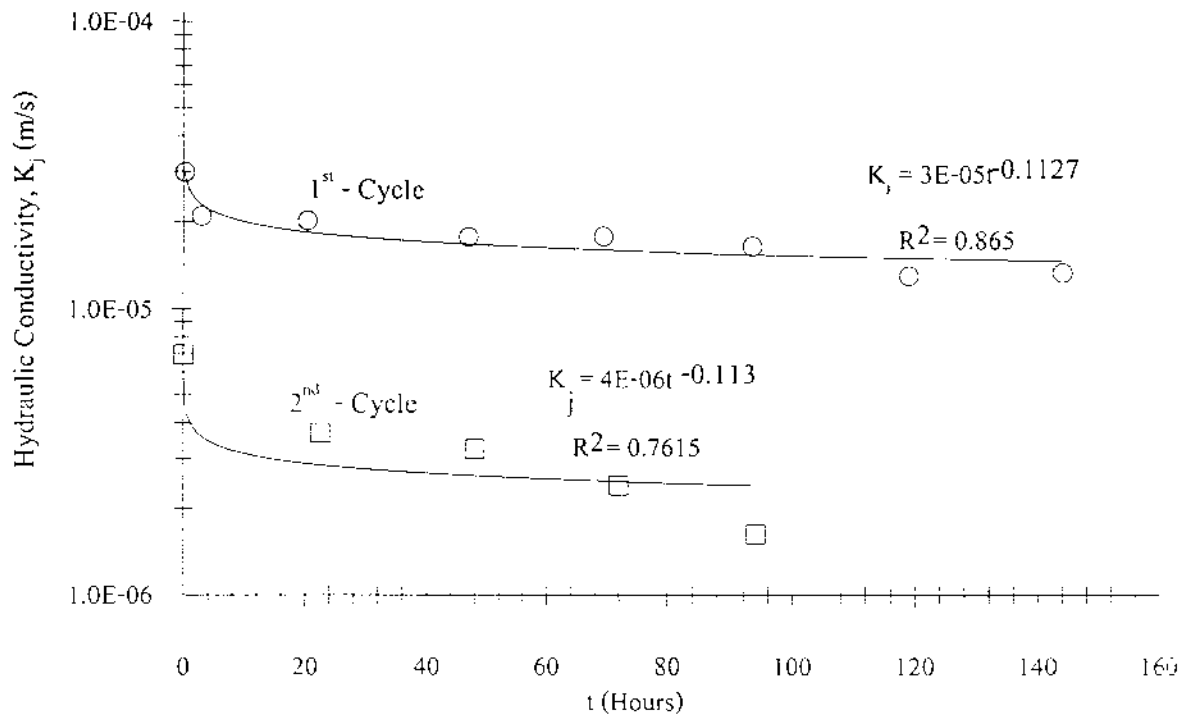
รูปที่ 3.34 เปรียบเทียบการลดลงของความกว้างของรอยแตก (Fracture Aperture) ในรอบที่ 1 และ 2 จากการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกโดยให้ความดันล้อมรอบคงที่เท่ากับ 1,000 psi (Sample No. BD99-1-HP10i)



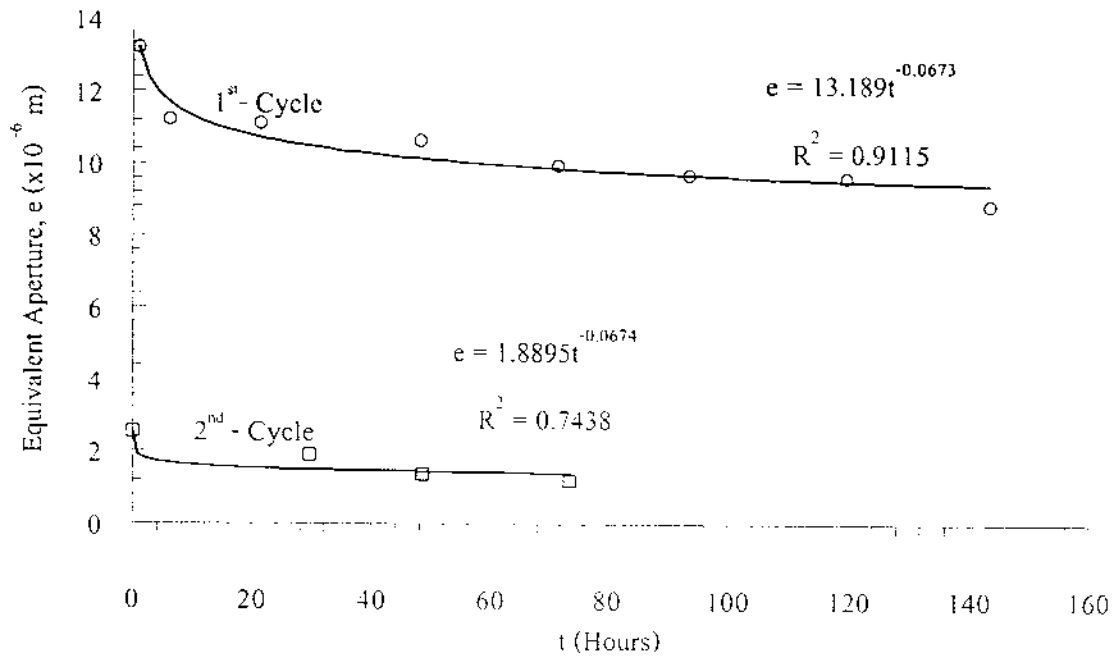
รูปที่ 3.35 เปรียบเทียบการลดลงของค่าความซึมผ่านของรอยแตก (Fracture Aperture) ในรอบที่ 1 และ 2 จากการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกของตัวอย่าง หมายเลข BD99-1-HP10i ความดันล้อมรอบคงที่เท่ากับ 1,000 psi



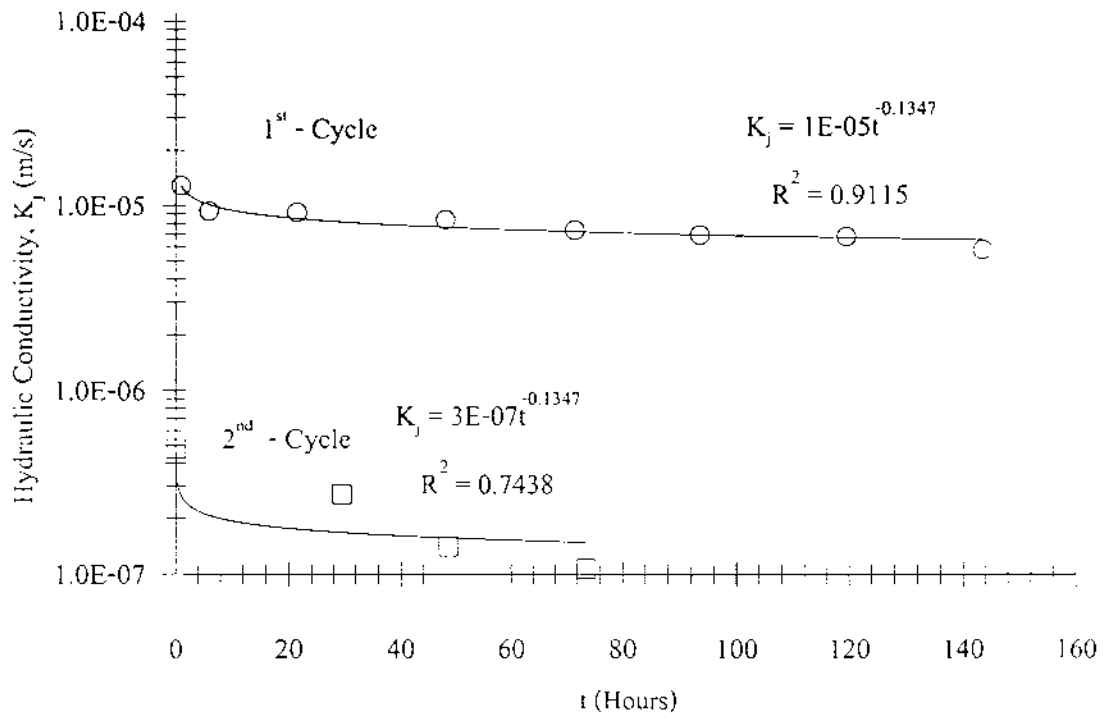
รูปที่ 3.36 เปรียบเทียบการลดลงของความกว้างของรอยแตก (Fracture Aperture) ในรอบที่ 1 และ 2 จากการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกโดยให้ความดันล้อมรอบคงที่เท่ากับ 1,500 psi (Sample No. BD99-1-HP10i)



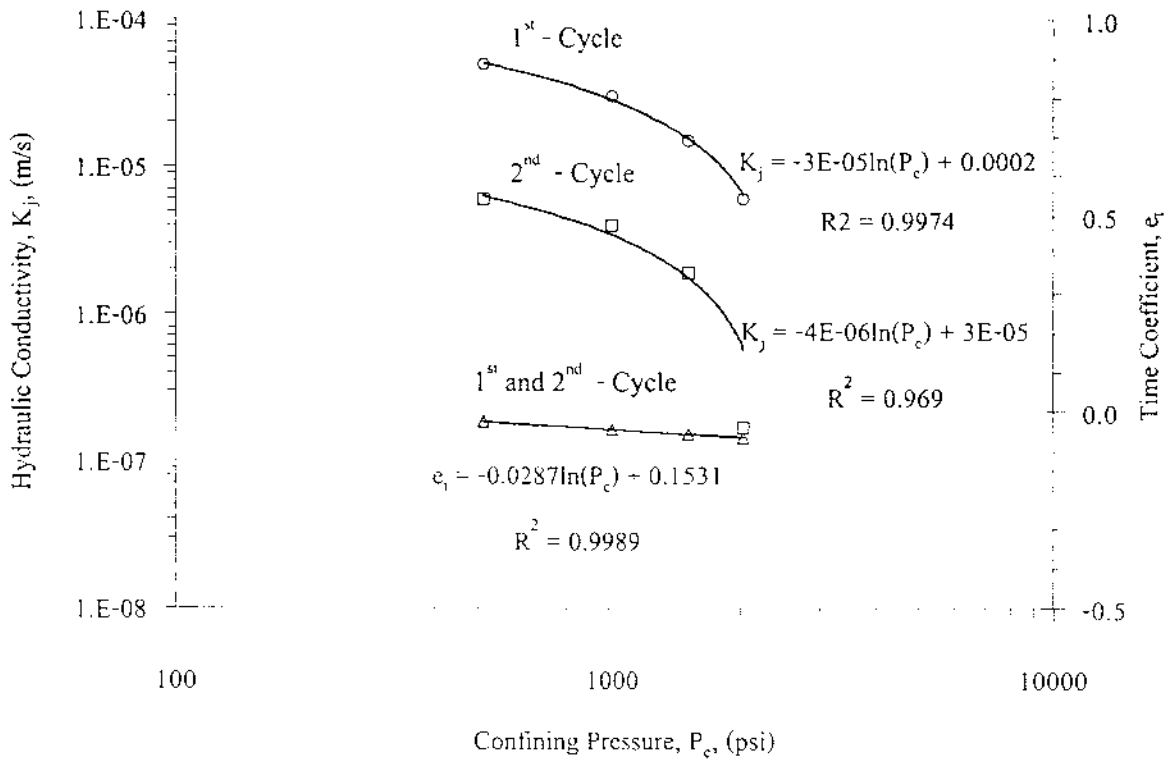
รูปที่ 3.37 เปรียบเทียบการลดลงของค่าความซึมผ่านของรอยแตก (Fracture Aperture) ในรอบที่ 1 และ 2 จากการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกของตัวอย่าง หมายเลข BD99-1-HP10i ความดันดื้อมรอบคงที่เท่ากับ 1,500 psi



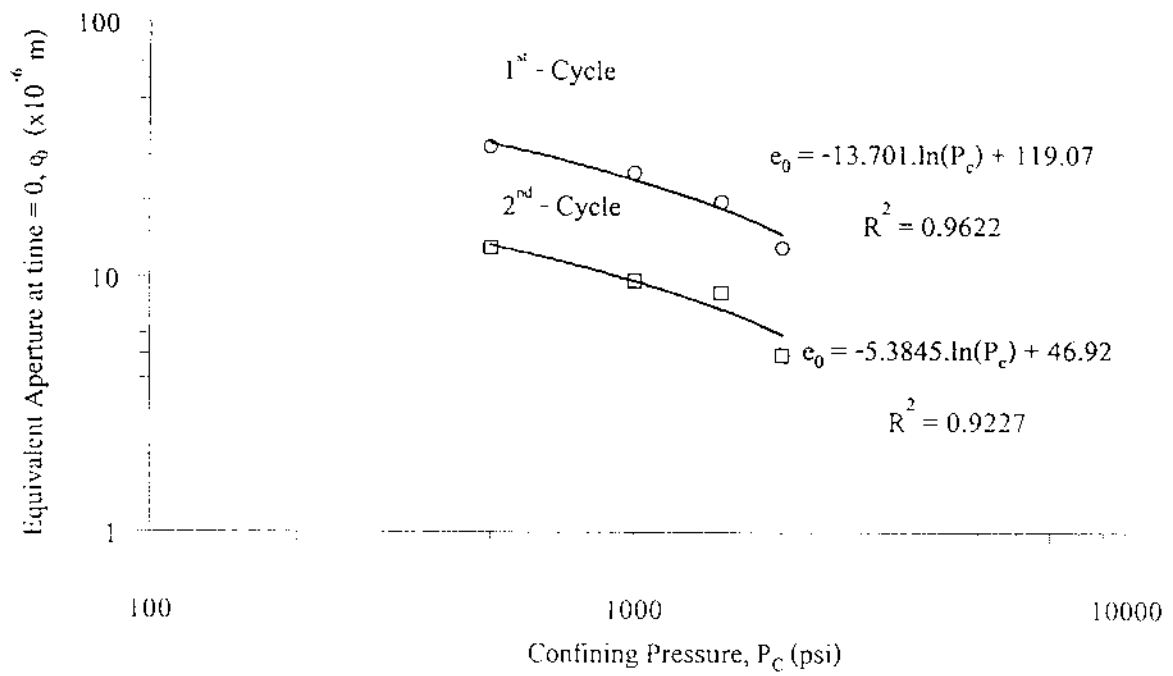
รูปที่ 3.38 เปรียบเทียบการลดลงของความกว้างของรอยแตก (Fracture Aperture) ในรอบที่ 1 และ 2 จากการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกโดยให้ความดันล้อมรอบคงที่เท่ากับ 2,000 psi (Sample No. BD99-1-HP10i)



รูปที่ 3.39 เปรียบเทียบการลดลงของค่าความซึมผ่านของรอยแตก (Fracture Aperture) ในรอบที่ 1 และ 2 จากการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกของตัวอย่าง หมายเลข BD99-1-HP10i ความดันล้อมรอบคงที่เท่ากับ 2,000 psi



รูปที่ 3.40 ค่าความซึมผ่านของรอยแตกในช่องที่การเปลี่ยนแปลงมีแนวโน้มคงที่ (K_j) และค่าสัมประสิทธิ์ของเวลา (e) ที่ระดับความดันล้อมรอบเท่ากับ 500, 1,000, 1,500, และ 2,000 psi



รูปที่ 3.41 ระยะเปิดของรอยแตก (Fracture Aperture) ที่ยังไม่เกิดการประสานตัวที่ระดับความดันน้ำล้อมรอบเท่ากับ 500, 1,000, 1,500 และ 2,000 psi (Sample No. BD99-1-HP10i)

ตารางที่ 3.7 ค่าคงที่ในสมการที่ใช้อธิบายค่าความซึมผ่านรอยแตกของเกลือหินจากการทดสอบ
การประสานตัวของรอยแตก

Test Cycles	$K_j = f\{P_c, t\}$ (Equation 3.14)	$K_j = f\{P_c\}$ (Equation 3.15)
1 st – Cycle	$a = -13.7$	$\alpha = -30 \times 10^{-6} \text{ m.s}^{-1}/\text{psi}$
2 nd – Cycle	$a = -5.38$	$\alpha = -4 \times 10^{-6} \text{ m.s}^{-1}/\text{psi}$
1 st – Cycle	$b = 119$	$\beta = 20 \times 10^{-5} \text{ m/s}$
2 nd – Cycle	$b = 46.9$	$\beta = 3 \times 10^{-5} \text{ m/s}$
1 st and 2 nd – Cycle	$c = -0.03$	-
1 st and 2 nd – Cycle	$d = 0.16$	-

ตารางที่ 3.8 สรุปผลการทดสอบเพื่อหาค่าความซึมผ่านตัวอย่างที่ทดสอบการประสานตัวของ
รอยแตก ตัวอย่างเกลือหินหมายเลข BD99-1-HP1 ii

(1) Test Duration (Hours)	(2) Confining Pressure, P_c	(3) In Flow Pressure, P_i (psi)	(4) Flow Time (sec)	(5) Flow Volumes, V (cm ³)	(6) Temperature (°C)	(7) Flow Rate, Q ($\times 10^{-6}$ ft ³ /sec)	(8) Change in hydraulic head ΔH (ft)	(9) Aperture, e		(10) Permeability, K	
								($\times 10^{-6}$ ft)	($\times 10^{-6}$ m)	($\times 10^{-6}$ ft/s)	($\times 10^{-6}$ m/s)
0	500	5	17.30	10	28	20.40	9742.90	59.10	18.01	55.87	17.03
23.5	500	5	20.51	10	27	17.21	9742.90	55.84	17.02	49.88	15.20
32	500	5	22.31	10	28	15.82	9742.90	54.30	16.55	47.16	14.37
48.5	500	5	24.27	10	28	14.54	9742.90	52.79	16.09	44.58	13.59
75.5	500	5	24.96	10	29	14.14	9742.90	52.30	15.94	43.76	13.34
100.5	500	5	29.00	10	32	12.17	9742.90	49.75	15.16	39.59	12.07
100.5	1000	10	54.44	10	32	6.48	19485.79	32.01	9.76	16.39	5.00
144	1000	50	3600	1	28	0.01	97428.96	2.15	0.65	0.07	0.02
0	500	16	32.48	1	30	1.09	31177.27	15.09	4.60	3.64	1.11
20	500	58.02	816.46	0.2	28	0.01	113056.56	1.96	0.60	0.06	0.02

หมายเหตุ

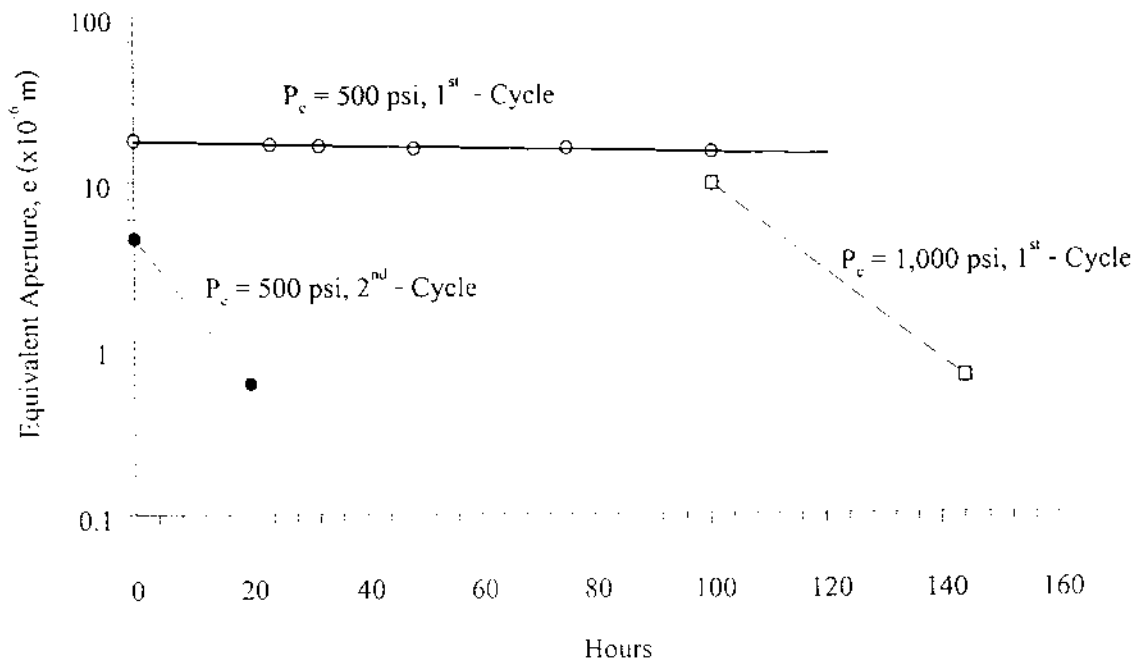
Diameter (W) = 38.04 mm, Length (L) = 60 mm, $\gamma = 0.0739$ lb/ft³, $\mu = 3.85 \times 10^{-7}$ lb-sec/ft²

$$(7) = \{(5) \times 0.3048^3\} \div (4)$$

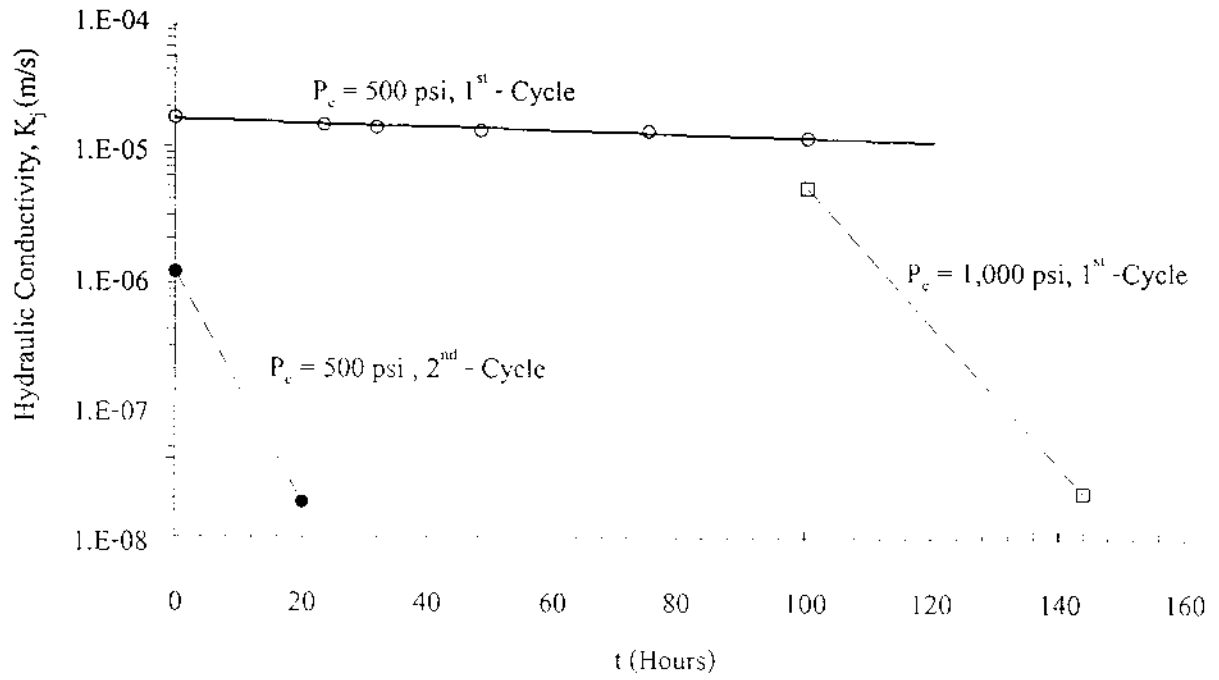
$$(8) = \{(3) \times 144\} \div \gamma$$

$$(9) = [(7) \div \{(8) * C\}]^{1/3}, C = (W/L) \cdot (\gamma/12\mu)$$

$$(10) = (\gamma/12\mu) \times (9)^2$$



รูปที่ 3.42 ระยะเปิดของรอยแตกเรียบจากการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกที่ระดับความดันล้อย้อมรอบเท่ากับ 500 และ 1,000 psi (Sample No. BD99-1-HP11i)



รูปที่ 3.43 ค่าความซึมผ่านของรอยแตกเรียบจากการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกที่ระดับความดันล้อมรอบเท่ากับ 500 และ 1,000 psi (Sample No. BD99-1-HP11i)

ความดันล้อมรอบค่านี้ ระยะเปิดของรอยแตกจะลดลงอย่างรวดเร็ว โดยระยะเปิดของรอยแตกลดลงจาก 10 ไมโครเมตร (สัมพันธ์กับค่า K_I เท่ากับ 5.0×10^{-8} m/s) เป็น 0.7 ไมโครเมตร (สัมพันธ์กับค่า K_I เท่ากับ 2.3×10^{-8} m/s) หลังจากทิ้งไว้ให้ประสานตัวเป็นเวลาเวลา 40 ชั่วโมง

ผลการประเมินการประสานตัวของรอยแตกจากค่ากำลังรับแรงดึง (σ_B) ที่ระยะเวลา 40 ชั่วโมงที่ระดับความดันล้อมรอบ 1,000 psi พบว่ากำลังรับแรงดึงของรอยแตกหลังจากการทดสอบการประสานตัวมีค่าประมาณ 0.06 MPa หรือคิดเป็นร้อยละ 4% ของกำลังรับแรงดึงเคลื่อนที่ที่ไม่มีรอยแตก (ตารางที่ 3.9)

3.3.3 สรุปและวิจารณ์ผลการทดลอง

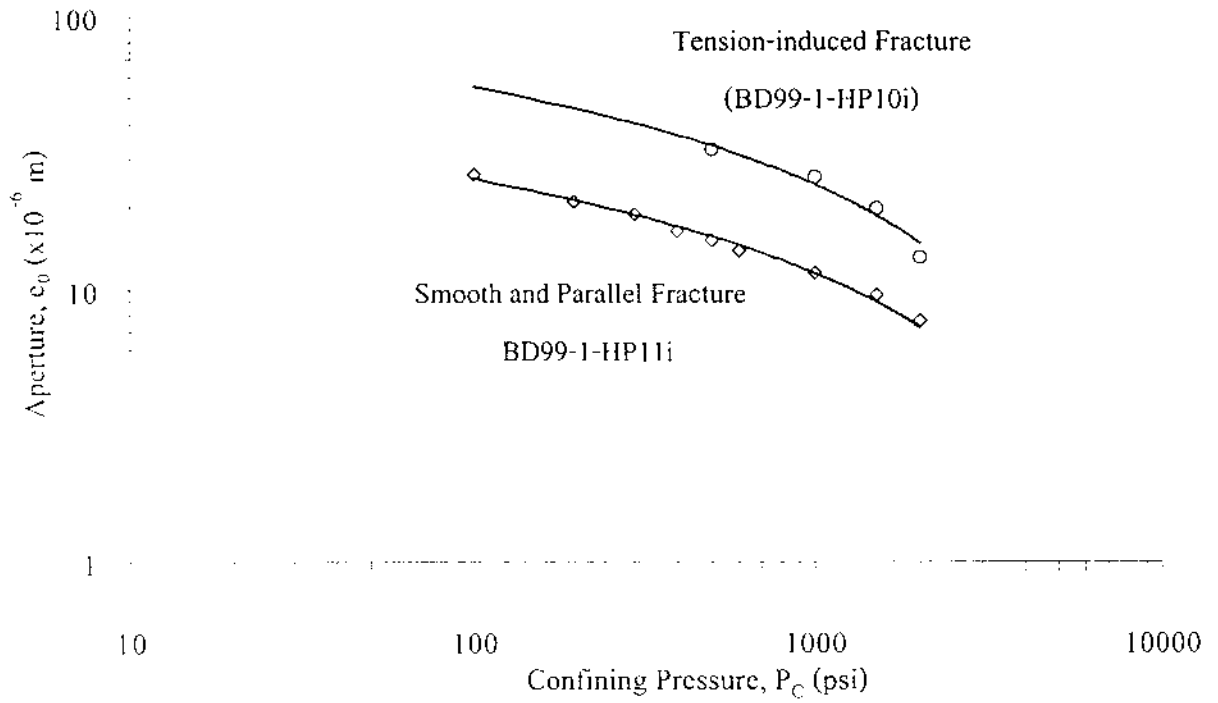
จากผลการศึกษาการประสานตัวของรอยแตกทั้ง 3 ลักษณะพบว่า การประสานตัวของรอยแตกไม่เกิดขึ้นเลยที่ความเค้นในการกดทับต่ำมาก เนื่องมาจากการสัมผัสของพื้นที่ผิวรอยแตกไม่ใกล้เคียงกันมากพอที่จะทำให้เกลือหินเกิดการสร้างพันธะโควาเลนต์ขึ้น และที่ระดับความเค้นกดสูงจากการทดสอบด้วยผิวรอยแตกเรียบจากการตัดและขัดด้วยมีอนั้น การประสานตัวเกิดขึ้นเพียงเล็กน้อยและต้องอาศัยระยะเวลาพอสมควรคือประมาณ 30 วัน ทั้งที่ระดับความเค้นดังกล่าวทำให้รอยแตกเรียบจากการเตรียมด้วยเครื่องกลึงนั้นเกิดการประสานตัวขึ้นได้

เมื่อเปรียบเทียบการลดลงของระยะเปิดและค่าความซึมผ่านของรอยแตก (รอยแตกที่ได้จากการกดทดสอบแบบบราซิเลียนและรอยแตกที่ได้จากการกลึงเรียบและขนาน) พบว่าแนวโน้มของการลดลงของระยะเปิดของรอยแตกที่ยังไม่มีการประสานตัวเมื่อเพิ่มระดับความดันล้อมรอบ (Confining Pressure) จะเหมือนกัน รอยแตกเรียบและขนานจะมีค่าของระยะเปิดแคบกว่ารอยแตกที่ได้จากการกดทดสอบแบบบราซิเลียน (รูปที่ 3.44) จากรูปที่แสดงเปรียบเทียบจะเห็นว่าเส้นแนวโน้มของการลดลงของค่าความซึมผ่านของรอยแตกทั้ง 2 ชนิดนั้นจะขนานกันไป ค่าเปรียบเทียบดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าโอกาสของการสร้างพันธะทางเคมีเพื่อเชื่อมประสานรอยแตกเรียบจะมากกว่ารอยแตกแบบบราซิเลียน และเมื่อปล่อยให้มีการประสานตัวเกิดขึ้นจะเห็นว่ารอยแตกเรียบจากการกลึงจะมีการลดลงของระยะเปิดของรอยแตกดีกว่ารอยแตกแบบบราซิเลียน (รูปที่ 3.45) ในที่นี้จะไม่เปรียบเทียบถึงค่าคุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์หิน (I_c และ σ_B) เพราะว่าได้ทำการทดสอบคุณสมบัติดังกล่าวที่ระยะเวลาการประสานตัวแตกต่างกัน สำหรับรอยแตกเรียบจากการกลึงนั้นจากผลจะเห็นว่าจะมีการลดลงของระยะเปิดและค่าความซึมผ่านตามระยะเวลาที่เพิ่มขึ้น แต่เมื่อระยะเปิดมีค่าลดลงถึงประมาณ 0.008 mm (รูปที่ 3.30 และ 3.42) หรือสัมพันธ์กับค่าความซึมผ่านของรอยแตกประมาณ 3.5×10^{-6} m/s (รูปที่ 3.31 และ 3.43) อัตราการลดลงของระยะเปิดและค่าความซึมผ่านจะเพิ่มขึ้น ซึ่งหมายถึงว่าเมื่อระยะเปิดของรอยแตกเกิดการปิดถึงระยะที่น้อยกว่า 0.008 mm การสร้างพันธะทางเคมีจะเกิดขึ้นรวดเร็วซึ่งทำให้การประสานตัวของรอยแตกเกิดขึ้นได้รวดเร็วด้วย

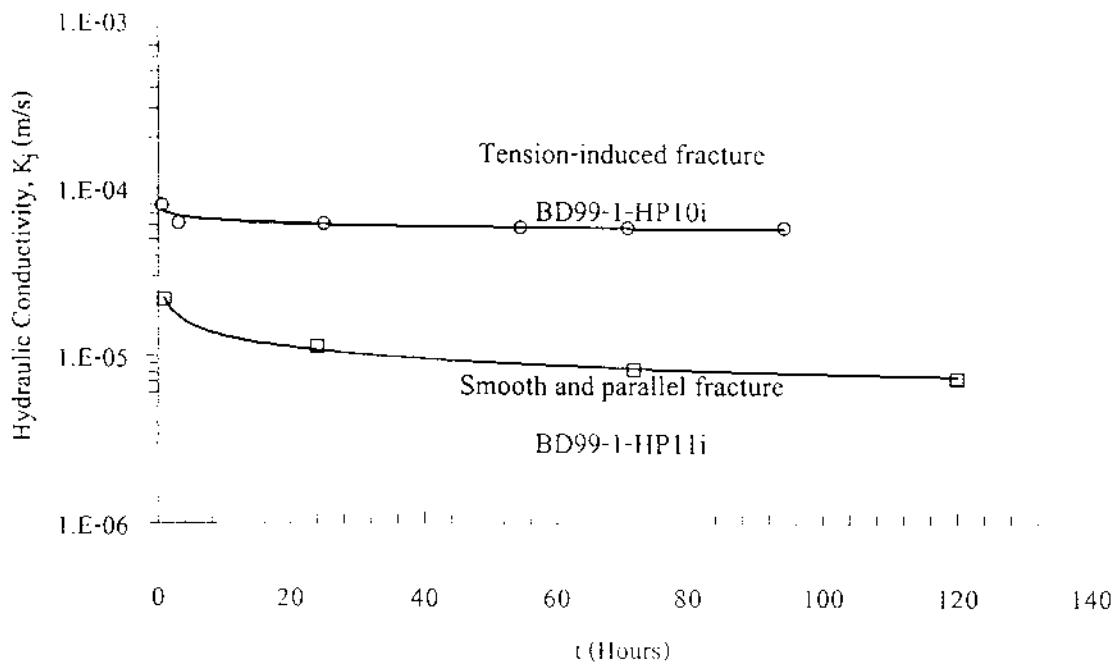
ตารางที่ 3.9 เปรียบเทียบค่าแรงดึงแบบบราซิลของเกลือหินที่ไม่มีรอยแตก (Intact rock salt) และ รอยแตกในเกลือหินที่เกิดการประสานตัวแล้ว (Healed Fracture)

Sample No.	Average Diameter, D (mm)	Average Length, L (mm)	Healing Conditions σ_c /Duration	Type of Fracture	Brazilian Tensile Strength, σ_B (MPa)	
					Intact rock salt	Healed Fracture
BD99-1-HP10i	38.3	64.00	500 psi/ 4 days, 1,000 psi/ 4 days, 1,500 psi/ 4 days, and 2,000 psi/ 4 days	Tension-induced Fracture	1.32	1.24 (94%)
BD99-1-HP11i	38.04	60.00	500 psi/ 4 days 1,000 psi/ 2 days	Smooth and Parallel Fracture	1.37*	0.06 (4.4%)
BD99-1-HP12i	38.10	60.50	500 psi/ 4 days	Tension-induced Fracture	1.43	1.29 (90%)
BD99-1-HP13i	38.25	64.00	500 psi/ 4 days	Tension-induced Fracture	1.35	1.22 (90%)

* Average Brazilian tensile strength of intact rock



รูปที่ 3.44 เปรียบเทียบแนวโน้มการลดลงของระยะเปิดของรอยแตกที่ยังไม่มีการประสานตัวที่ระดับความดันล้อมรอบจาก 100 ถึง 2,000 psi (Sample No. BD99-1-HP10i และ BD99-1-HP11i)



รูปที่ 3.45 เปรียบเทียบการลดลงของระยะเปิดจากการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกของเกลือหิน ที่ระดับความดันล้อมรอบเท่ากับ 500 psi ของตัวอย่างหมายเลข BD99-1-HP10i และ BD99-1-HP11i

การประเมินการประสานตัวด้วยคุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์หินจากค่า σ_b นั้นสรุปไว้ในตารางที่ 3.9 ซึ่งค่า σ_b หลังจากการประสานตัวของรอยแตกที่เกิดจากการกดทดสอบแรงดึงแบบบราซิเลียนมีการเพิ่มขึ้นประมาณ 90% ของตัวอย่างเกลือหินที่ไม่มีรอยแตก ในขณะที่รอยแตกแบบเรียบและขนานมีค่า σ_b เพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อย ($\approx 4.4\%$) ซึ่งจะเป็นสาเหตุความต่อเนื่องของรอยแตก โดยที่รอยแตกแบบเรียบและแบบขนานจะมีความต่อเนื่องดีกว่าที่เกิดจากการกดทดสอบแรงดึงแบบบราซิเลียนเมื่อถูกกด ทำให้การแยกออกของรอยแตกเรียบและขนานนั้นจะง่ายกว่า และใช้แรงน้อยกว่าเมื่อเทียบกับรอยแตกจากการกดทดสอบแรงดึงแบบบราซิเลียน และที่ระยะเวลาใกล้เคียงกัน รอยแตกเรียบจากการตัดและขัดด้วยมือไม่เกิดการประสานตัวเลยในขณะที่รอยแตกเรียบจากการกลึงมีการประสานตัวเกิดขึ้นซึ่งพอจะสรุปสาเหตุได้ 3 ประการคือ

ผิวสัมผัสของทั้งสองหน้าตัด ตัวอย่างที่ได้จากการกดทดสอบแรงดึงแบบบราซิเลียนและการตัดและขัดด้วยมือมีความเรียบน้อยกว่าที่ได้จากการกลึงด้วยเครื่องมือ ดังนั้นการสัมผัสกันของพื้นผิวที่ได้จากการกลึงด้วยเครื่องกลึงมีบริเวณมากกว่าและมีระยะเปิดของรอยแตกที่น้อยกว่า ซึ่งทำให้รอยแตกเกิดการการสร้างพันธะทางเคมีเชื่อมประสานตัวกัน ได้ดีกว่า

ลักษณะของแรงและทิศทางของแรง ตัวอย่างผิวเรียบที่เกิดด้วยความเค้นในแกนมีทิศทางเดียว ทำให้เกลือหินเกิดการขยายตัวด้านข้างได้ การขยายตัวดังกล่าวของแท่งเกลือหินทั้ง 2 แท่งอาจมีไม่เท่ากัน ผิวสัมผัสดังกล่าวจึงมีการเลื่อนผ่านกันซึ่งทำให้การสัมผัสไม่ดีพอและเป็นสาเหตุให้มีการประสานตัวเกิดขึ้นได้น้อย ในขณะที่รอยแตกที่อยู่ในสภาวะแรงดันน้ำล้อมรอบ จะไม่เกิดการขยายตัวด้านข้าง ซึ่งทำให้ผิวสัมผัสแนบสนิทไม่เลื่อนผ่านกัน จึงทำให้การประสานตัวเกิดขึ้นดีกว่า

สิ่งเจือปนในตัวอย่าง เป็นอีกปัจจัยที่ทำให้การประสานตัวเกิดขึ้นได้ไม่ดีพอ ตัวอย่างเกลือหินที่มีความบริสุทธิ์สูงจะมีการประสานตัวเกิดขึ้นได้ดีกว่าตัวอย่างเกลือหินมีสิ่งเจือปน จากการสังเกตลักษณะทางกายภาพของตัวอย่างจากการทดสอบจะเห็นว่าในหัวข้อ 3.3.3 ตัวอย่างมีความบริสุทธิ์สูงกว่าตัวอย่างที่ทดสอบในหัวข้อ 3.3.1 ซึ่งการประสานตัวของรอยแตกก็เกิดขึ้นได้ดีกว่า

บทที่ 4

การวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์

4.1 วัตถุประสงค์

การวิเคราะห์แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์สำหรับการวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมและเสถียรภาพเชิงกลศาสตร์ของโครงในชั้นเกลือหินที่มีรูปทรงเรขาคณิตต่าง ๆ กัน สำหรับใช้ในการกักเก็บพลังงานไฟฟ้าในรูปอากาศภายใต้แรงดัน โดยจะเน้นที่การวิเคราะห์ของการยุบตัวของโครงและขอบเขตความเป็นพลาสติก (Plastic zone boundary) รอบโครงในชั้นเกลือหิน ซึ่งเป็นขอบเขตที่เกลือหินมีการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติจากแบบยืดหยุ่น (Elastic) เป็นแบบพลาสติก (Plastic) ซึ่งเป็นผลมาจากความแตกต่างระหว่างความดันของอากาศภายในโครงกับความเค้นที่เกิดขึ้นในชั้นเกลือ กล่าวคือความดันของอากาศที่อัดอยู่ในโครงจะต่ำกว่าความเค้นในเกลือหินที่อยู่รอบโครง ผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์จะนำไปใช้ประกอบการวิเคราะห์ลักษณะการวางตัวของระนาบรอยแตกเพื่อเชื่อมโยงความสัมพันธ์ระหว่างทิศทางของความเค้นที่กระทำต่อรอยแตกที่เกิดขึ้น ซึ่งจะบ่งถึงแนวโน้มที่อาจจะมีกรร่วไหลในการกักเก็บอากาศอัด ในบทนี้จะนำเสนอการศึกษาการแพร่กระจายของ Plastic zone รอบโครงที่ระดับความลึกแตกต่างกัน 4 ระดับ (โดยให้มีการเปลี่ยนแปลงความเค้นในชั้นเกลือ) และมีการเปลี่ยนแปลงความดันของอากาศอัดภายในโครงตั้งแต่ 20-90 % ของความเค้นในชั้นเกลือหิน

การคำนวณหาขอบเขตของพลาสติกโซนรอบโครงจะจำลองที่ 20 ปีหลังจากการกักเก็บ โดยจะทำการเปรียบเทียบการแพร่กระจายของพลาสติกโซนรอบโครงที่มีรูปทรงต่างกัน 5 ลักษณะคือ โครงรูปทรงกลม 1 โครง และโครงรูปทรงรี 4 โครง โดยแต่ละโครงที่มีรูปทรงรีจะมีอัตราส่วนระหว่างแกนรองต่อแกนหลักเท่ากับ 1:1.5, 1:2, 1:2.5, และ 1:3 การคำนวณจะใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ GEO ซึ่งใช้ระเบียบวิธีคำนวณเชิงตัวเลขแบบไฟไนต์อีลิเมนต์ (Serata and Fuenkajorn, 1991, 1992a, 1992b; Stormont and Fuenkajorn, 1994; Fuenkajorn and Serata, 1994) ผลที่ได้จะทำให้ทราบถึงรูปทรงเรขาคณิตที่เหมาะสมสำหรับโครงในชั้นเกลือหิน และทราบถึงความดันสูงสุดและความดันต่ำสุดของอากาศอัดภายในโครงที่จะทำให้โครงนั้นมีเสถียรภาพเชิงกลศาสตร์สูงสุด

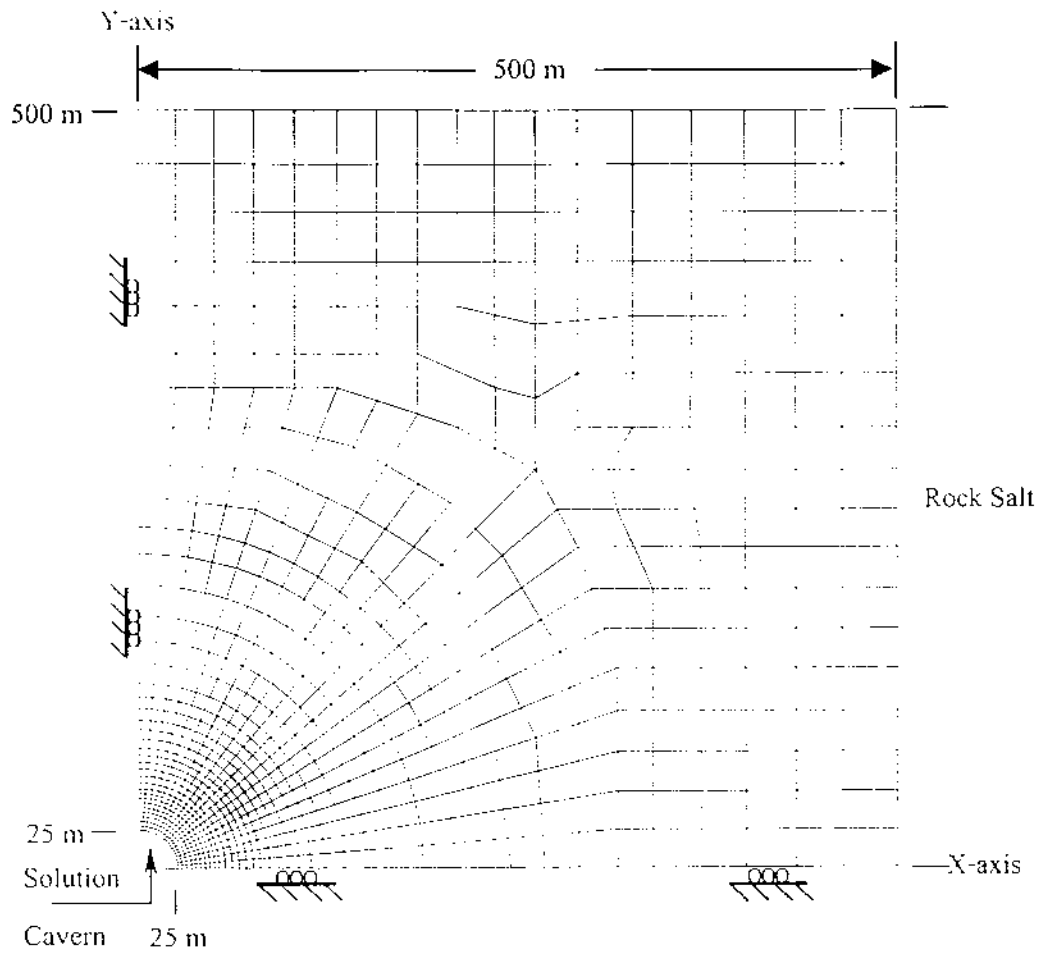
4.2 การสร้างแบบจำลอง

แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ของโครงละลายในชั้นเกลือหินที่ใช้ในการศึกษาจะสร้างโครงข่าย (Finite element mesh) ที่อยู่ใน 2 มิติ คือ กำหนดให้อยู่ในระนาบ X และ Y ส่วนมิติที่สามที่ตั้งฉากอยู่กับระนาบนั้นถูกลดมิติไปเนื่องจากการวิเคราะห์เป็นแบบระนาบความเครียด (Plane

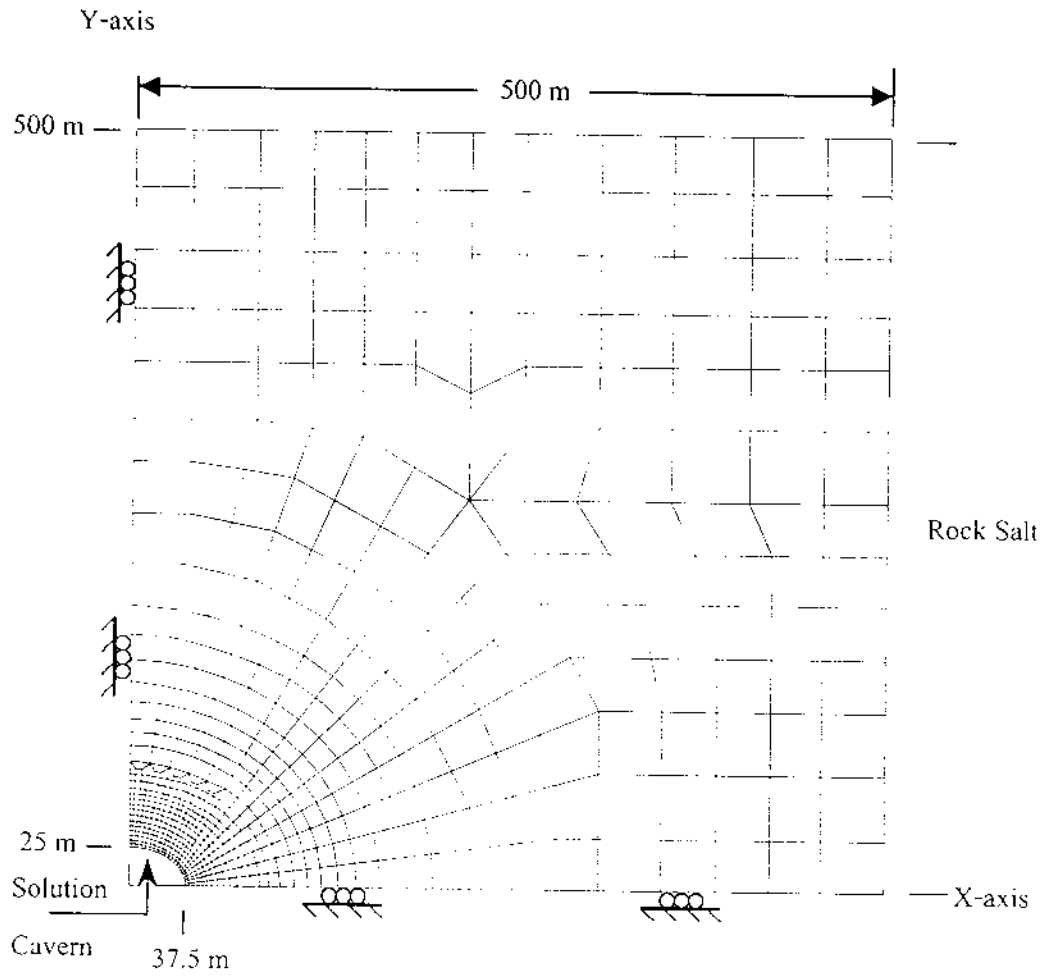
strain) คือสมมติให้ความเครียดในแนวที่สามนี้เท่ากับศูนย์ โครงข่ายแบบจำลองได้สร้างเพียง 1 ใน 4 ส่วนตามแกนสมมาตร เพื่อให้การคำนวณมีประสิทธิภาพสูงสุด แบบจำลองจะใช้เป็นตัวแทนของภาพตัดขวางของโพรง โดยกำหนดให้ความเค้นภายนอก (P_o) มีลักษณะเป็น Hydrostatic และผันแปรตามความลึก 4 ระดับคือมีค่าเท่ากับ 1,500, 2,000, 2,500 และ 3,000 psi คือที่ความลึกประมาณ 1,500, 2,000, 2,500 และ 3,000 ฟุต ตามลำดับ ในแต่ละระดับของความเค้นจะใช้โครงข่ายที่เหมือนกัน แต่จะมีการเปลี่ยนแปลงความเค้นภายนอกและภายในที่ต่างกัน ที่บริเวณใกล้ผนังโพรงจะสร้างให้ช่องโครงข่ายมีขนาดเล็ก เนื่องจากบริเวณนี้จะมีการเปลี่ยนแปลงค่าความเค้นและความเครียดสูง (High stress and strain gradients) ส่วนบริเวณที่ไกลออกไปจากผนังโพรงจะใช้ช่องที่มีขนาดใหญ่ขึ้น เนื่องจากมีการเปลี่ยนแปลงความเค้นและความเครียดต่ำ โพรงที่ได้ออกแบบมี 5 รูปแบบเพื่อศึกษาถึงผลกระทบจากรูปร่าง คือ รูปทรงกลม (Model SP10) และโพรงทรงรี 4 โพรง (Models EL15, EL20, EL25, และ EL30)

รูปที่ 4.1 แสดงแบบจำลอง SP10 ที่สร้างจากภาพตัดขวาง 1 ใน 4 ส่วนของโพรงรูปทรงกลม มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 50 เมตร ขอบเขตทางด้านขวาและด้านบนมีระยะห่างจากจุดศูนย์กลางโพรงเท่ากับ 500 เมตร (20 เท่าของรัศมีโพรง) แรงกระทำทั้งด้านบนและด้านขวามีค่าเท่ากัน ส่วนความเค้นที่กระทำต่อผนังโพรง (P_i) จะแปรผันตั้งแต่ 20-90% ของความเค้นที่อยู่ด้านนอก (P_o) ซึ่งขอบเขตทางด้านบนและด้านขวาปล่อยให้มีการยุบตัวทั้งในแกน X และ Y อย่างอิสระ ขอบเขตด้านซ้ายเป็นแกนสมมาตรที่แบ่งโพรงออกเป็น 2 ส่วน แกน Y ถูกกำหนดให้เป็นขอบเขตที่ไม่มีการเคลื่อนที่ในทิศทาง X แต่ให้มีการเคลื่อนที่ในทิศทาง Y ได้ และขอบเขตด้านล่างเป็นแกนสมมาตรที่แบ่งโพรงออกเป็น 2 ส่วน แกน X ถูกกำหนดเป็นขอบเขตที่ไม่มีการเคลื่อนที่ในทิศทาง Y ช่องในโพรงไม่ได้แสดงให้เห็นในรูป เนื่องจากต้องการที่จะแสดงขอบเขตของโพรงในโครงข่าย โดยโครงข่ายนี้มีช่อง (Elements) จำนวน 818 ช่อง ซึ่งประกอบด้วยจุด (Nodes) จำนวน 875 จุด ช่องบริเวณผนังโพรงมีขนาดเล็กสุดเท่ากับ $3 \times 2 \text{ m}^2$

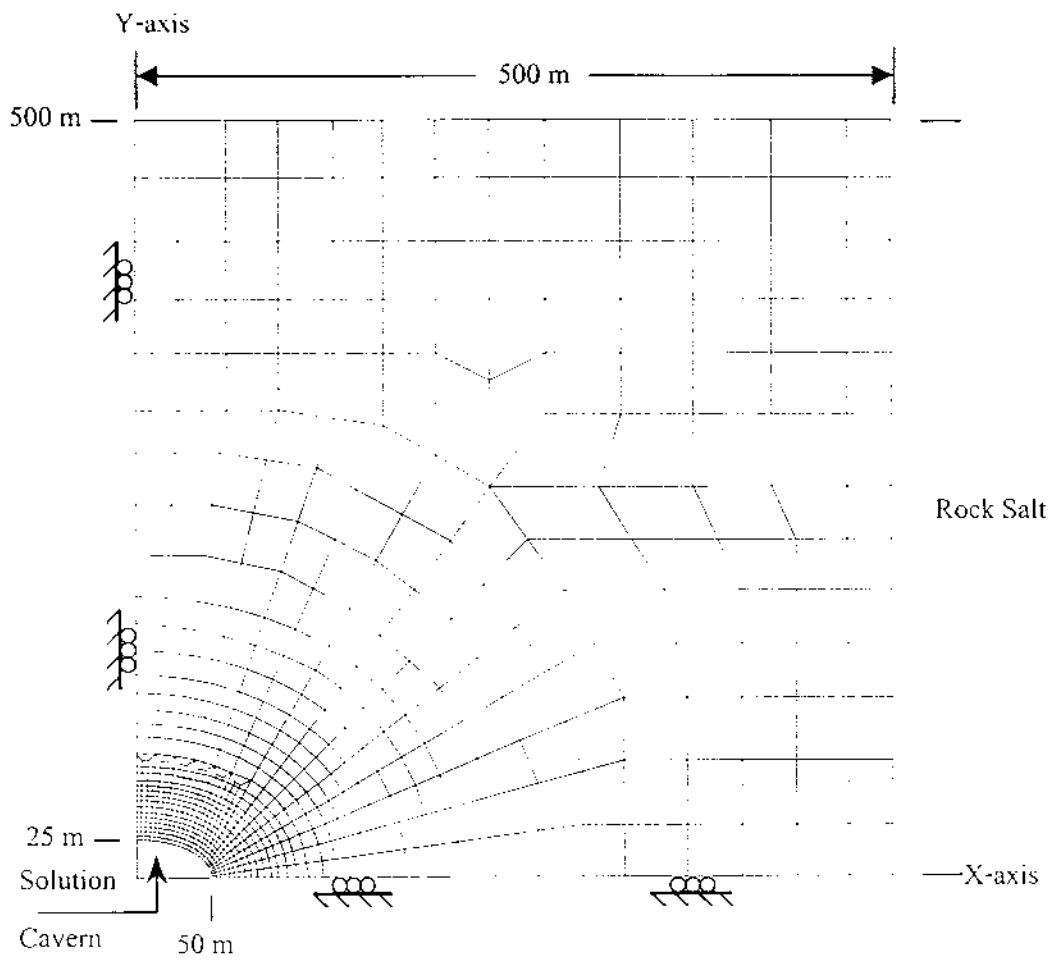
รูปที่ 4.2 ถึง 4.5 แสดงแบบจำลอง EL15, EL20, EL25 และ EL30 ตามลำดับ แบบจำลองทั้ง 4 รูปนี้สร้างจากภาพตัดขวาง 1 ใน 4 ส่วน แบ่งสมมาตรโดยแกนหลัก (X-axis) และแกนรอง (Y-axis) ของระนาบที่ศึกษาของโพรงทรงรี โดยในแต่ละรูปจะมีความยาวของแกนรองเท่ากันคือ เท่ากับ 25 เมตร แต่จะผันแปรความยาวของแกนหลักให้มีค่าต่างกันซึ่งได้สรุปไว้ในตารางที่ 4.1 ในแต่ละโครงข่ายประกอบด้วยจำนวนช่องและจุด โดยให้มีช่องที่เล็กที่สุดอยู่บริเวณใกล้ผนังโพรง ช่องที่เล็กที่สุดในแบบจำลอง EL15, EL20, EL25 และ EL30 มีขนาดเท่ากับ $1.5 \times 2.5 \text{ m}^2$, $2.7 \times 1.4 \text{ m}^2$, $1.4 \times 2.9 \text{ m}^2$ และ $1.3 \times 3.0 \text{ m}^2$ ตามลำดับ คุณลักษณะของแบบจำลอง (โครงข่าย วิธีการวิเคราะห์ ข้อจำกัดของขอบเขต) จะเหมือนกับแบบจำลอง SP10 ที่กล่าวแล้วข้างต้น



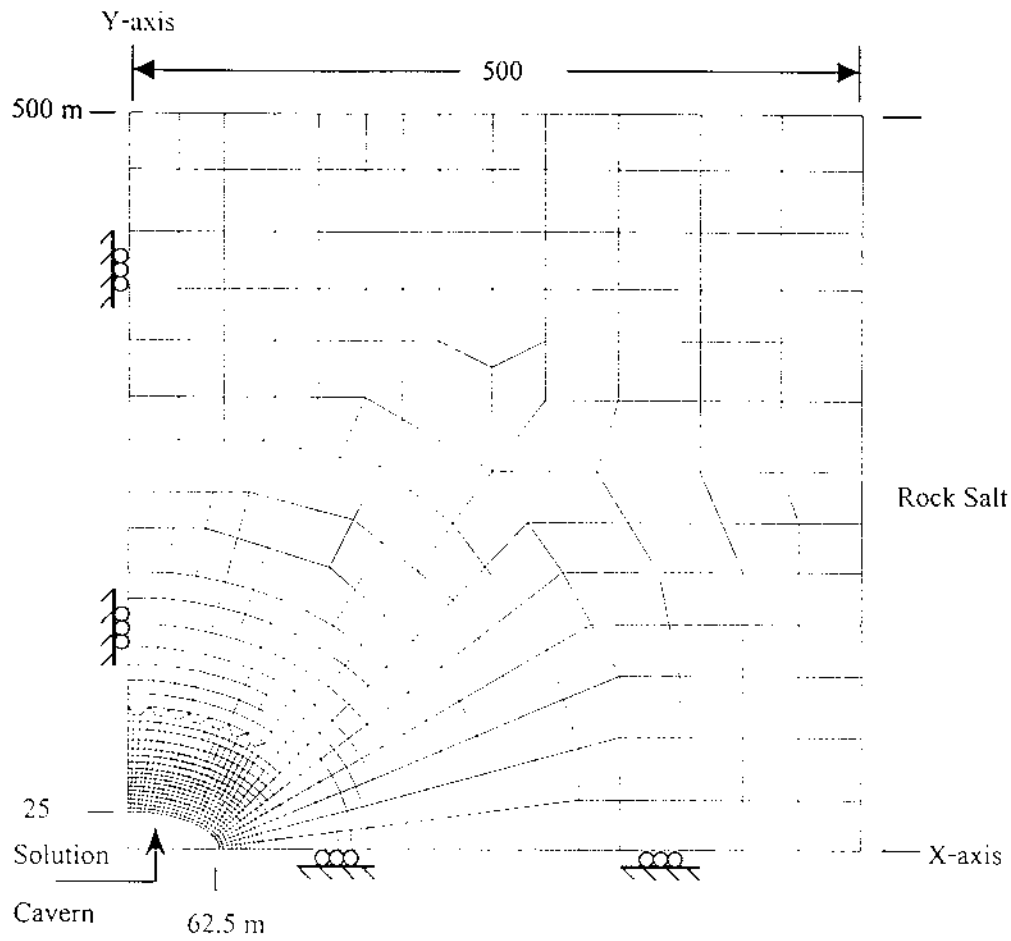
รูปที่ 4.1 โครงข่ายของแบบจำลอง SP10 เป็นโพรงทรงกลม



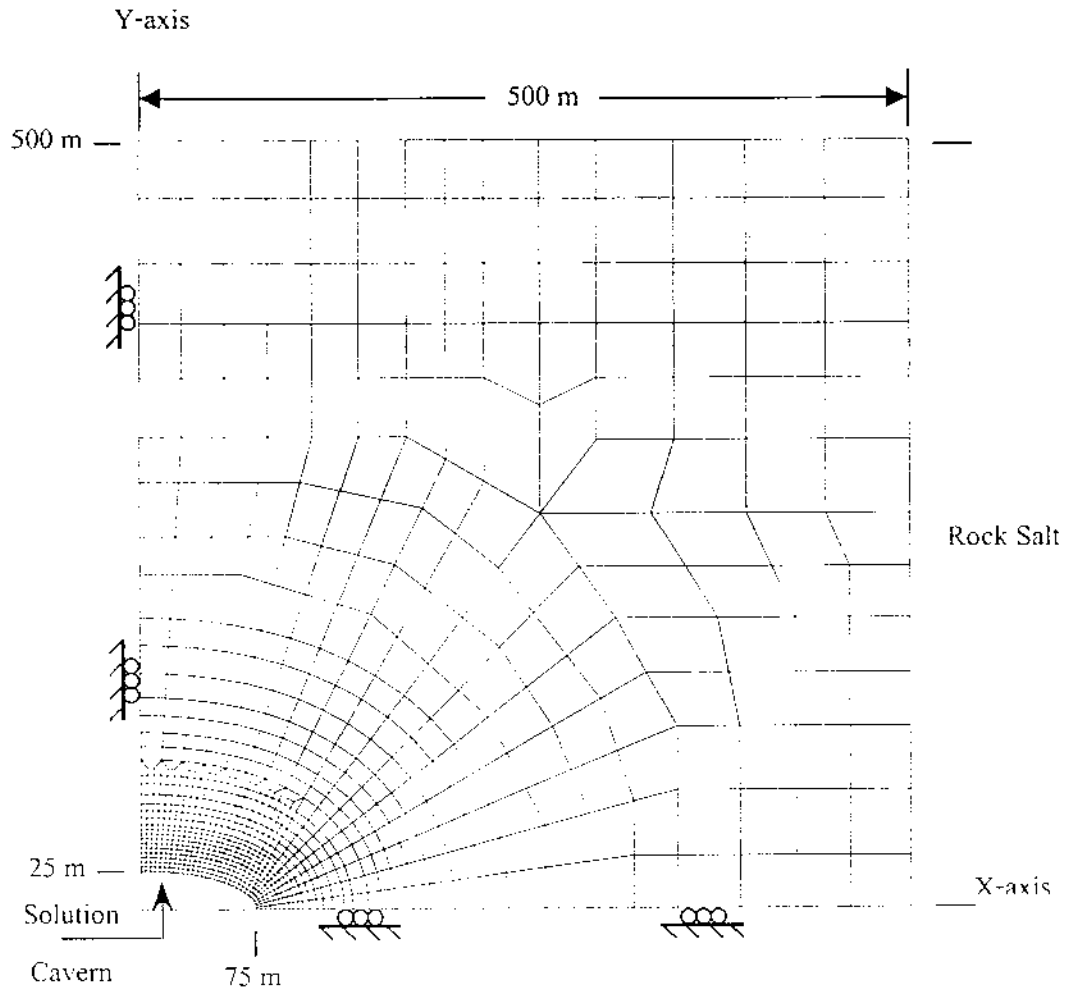
รูปที่ 4.2 โครงข่ายของแบบจำลอง EL15 เป็น โพรงทรงรีมีอัตราส่วนแกนหลักต่อแกนรองเท่ากับ 1.5:1



รูปที่ 4.3 โครงข่ายของแบบจำลอง EL20 เป็น โครงทรงรีมีอัตราส่วนแกนหลักต่อแกนรองเท่ากับ 2:1



รูปที่ 4.4 โครงข่ายของแบบจำลอง EL25 เป็นโพรงทรงรีมีอัตราส่วนแกนหลักต่อแกนรองเท่ากับ 2.5:1



รูปที่ 4.5 โครงข่ายของแบบจำลอง EL30 เป็นโพรงทรงรีมีอัตราส่วนแกนหลักต่อแกนรองเท่ากับ 3:1

ตารางที่ 4.1 สรุปรูปร่างของแบบจำลองโพรงในชั้นเกลือ

Model	Shape	X- Axis X_c (m)	Y-axis Y_c (m)	$Y_c : X_c$	Number of Elements	Number of Nodes
SP10	sphere	25	25	1:1	818	875
EL15	ellipse	37.5	25	1:1.5	648	703
EL20	ellipse	50	25	1:2	717	774
EL25	ellipse	62.5	25	1:2.5	816	875
EL30	ellipse	75	25	1:3	890	951

ข้อสมมติฐานอันหนึ่งที่ใช้ในการศึกษาคือ โพรงที่ใช้ในการเก็บกักพลังงานในรูปอากาศภายใต้แรงดันนี้จะเป็นโพรงเดี่ยวและอยู่ห่างจากโครงสร้างทางวิศวกรรมใต้ดินไม่น้อยกว่า 20 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง ทั้งนี้เพื่อป้องกันผลกระทบเชิงกลศาสตร์ที่อาจจะเกิดขึ้นจากสิ่งก่อสร้างที่อยู่ใกล้เคียง ผลจากการวิเคราะห์ด้วยคอมพิวเตอร์จะพิสูจน์ได้ว่าระยะห่างที่กำหนดในเบื้องต้นนี้เพียงพอหรือไม่

4.3 คุณสมบัติของเกลือหินที่ใช้ในแบบจำลอง

ในเบื้องต้นก่อนจะทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีทางคอมพิวเตอร์ได้มีการกำหนดคุณสมบัติเชิงกายภาพและเชิงกลศาสตร์ของเกลือหินที่จะนำไปใช้เป็นค่าคงที่ในการคำนวณ การวิจัยนี้ใช้โปรแกรม GEO ซึ่งจำลองพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของหินด้วยส่วนประกอบของ Spring, Dashpot และ Friction รวมเรียกว่า GEO rheological components ดังแสดงในรูปที่ 4.6 ค่าคงที่หลักที่สำคัญในแบบจำลองดังกล่าวคือ Shear Modulus (G_1) Retarded Shear Modulus (G_2) Elastoviscosity (V_2) Plastoviscosity (V_4) Ultimate Bulk Modulus (K_1) Retard Bulk Modulus (K_2) และ Critical Strain of Failure (γ_c)

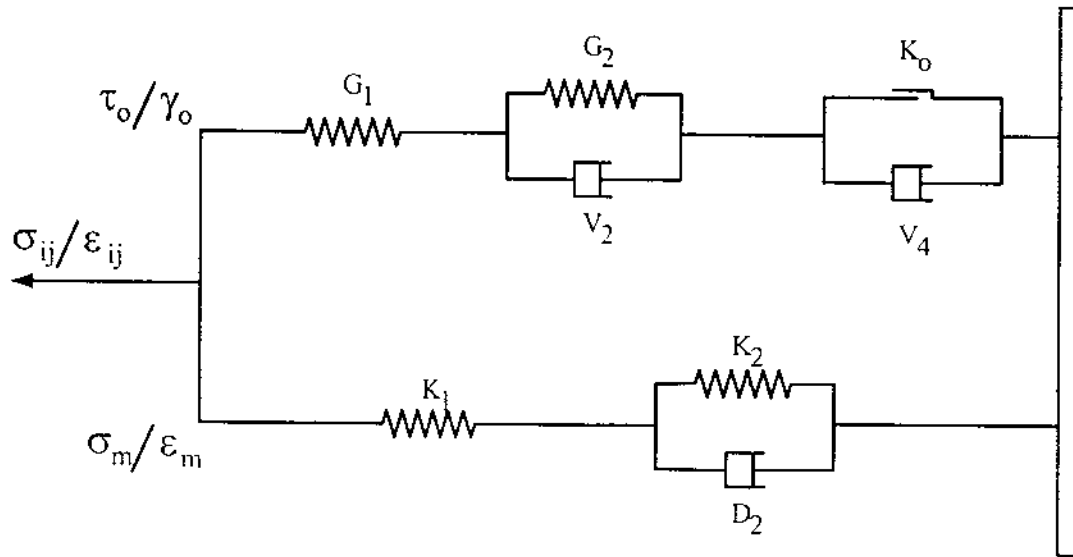
ค่าสัมประสิทธิ์คุณสมบัติเกลือหินได้จากการสอบเทียบผลการทดสอบเกลือหินโดย Wetchasat (2002) โดยมีการทดสอบหลายชนิดคือ การทดสอบการเคลื่อนไหลระยะสั้น การทดสอบการเคลื่อนไหลระยะยาว การทดสอบแรงกดในแกนเดียว และการทดสอบแรงกดแบบวัฏจักร ในงานวิจัยนี้ไม่มีการทดสอบเพื่อนำไปสอบเทียบหาค่าคงที่คุณสมบัติเกลือหิน แต่จะใช้คุณสมบัติเกลือหินที่ได้ทำการสอบเทียบไว้แล้วโดย Wetchasat (2002) เนื่องจากค่าคงที่ดังกล่าวได้มาจากการสอบเทียบผลการทดสอบเกลือหินในแหล่งเดียวกันกับงานวิจัยนี้ ซึ่งค่าคุณสมบัติของเกลือหินที่นำมาใช้ได้สรุปไว้ในตารางที่ 4.2

4.4 ผลการคำนวณจากแบบจำลอง

ผลที่ได้จากการคำนวณด้วยระเบียบวิธีเชิงตัวเลขได้ถูกแสดงไว้ในภาคผนวก ก ซึ่งแสดงเปรียบเทียบลักษณะการหดตัวของโพรง (Cavern closure) และขอบเขตการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมของเกลือหินรอบโพรงเป็นยึดหยุ่นแบบพลาสติก (Plastic zone boundary) ซึ่งมีผลกระทบจากความดันภายในโพรง ความลึกของโพรงและรูปร่างของโพรง

4.4.1 ผลกระทบจากความดันภายในโพรง

การเปรียบเทียบการหดตัวของโพรงอันเนื่องมาจากผลกระทบจากความดันภายในโพรงพบว่า ที่ขนาดความดันภายในโพรงสูงจะมีการหดตัวของโพรงน้อยกว่าที่ความดันภายใน



รูปที่ 4.6 GEO rheological components (ดัดแปลงมาจาก Serata and Fuenkajorn, 1993)

ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติของเกลือหินที่ใช้ในการคำนวณในแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์
(จาก Wetchasat, 2002)

Properties	Symbols	Units	Ranges	Used
Shear Modulus	G_1	GPa	8.7 – 9.0	8.8
Retarded Shear Modulus ($\tau_0 < K_0$)	G_2	GPa	0.2 – 2.1	1.1
Elastoviscosity ($\tau_0 < K_0$)	V_2	GPa·day	0.1 – 17.0	9.1
Plastoviscosity	V_1	GPa·day	6.9 – 27.6	17.2
Ultimate Bulk Modulus	K_1	GPa	40.6 – 42.0	41.1
Retarded Bulk Modulus	K_2	GPa	0.9 – 9.8	4.9
Critical Strain of Failure	γ_c	10^{-3}	2	2
Density	ρ	kPa/m	20.8	20.8

โพรงต่ำ การหดตัวของโพรงที่ 20% จะมากกว่าที่ (>) 30% > 40% > 50% > 60% > 70% > 80% > 90% รูปที่ ก-1 ถึง ก-36 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรง (Model SP10, EL15, EL20, EL25 และ EL30) ในทิศทาง X และ Y ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ซึ่งจะแสดงให้เห็นถึงการหดตัวที่เกิดขึ้นไม่เกิน 5% ของรัศมีของโพรงในแต่ละทิศทาง

ขอบเขต Plastic zone จะเพิ่มขึ้นตามการลดลงของความดันภายในโพรง ที่ความดันภายในโพรงต่ำจะมี Plastic zone บริเวณกว้างกว่าที่ความดันภายในโพรงสูง รูปที่ ก-53 ถึง ก-72 แสดงขอบเขตของ Plastic zone ในปี 20 หลังจากสร้างโพรงของแบบจำลอง SP10, EL15, EL20, EL25 และ EL30 ตามลำดับ

4.4.2 ผลกระทบด้านความลึก

จากการเปรียบเทียบการหดตัวของโพรงทั้งในทิศทาง X และทิศทาง Y ในช่วงเวลา 20 ปีหลังจากสร้างโพรง พบว่าโพรงจะมีปริมาณการหดตัวมากขึ้นตามระดับความลึกที่เพิ่มขึ้น รูปที่ ก-37 ถึง ก-44 เปรียบเทียบการหดตัวของผนังโพรงในแบบจำลอง SP10 ทิศทาง X และ Y ที่ระดับความลึกแตกต่างกัน 4 ระดับ แบบจำลอง EL15 มีแนวโน้มการหดตัวในทิศทาง X และ Y เหมือนกัน คือมีการหดตัวมากที่สุดที่ระดับลึกและหดตัวน้อยที่ระดับตื้น รูปที่ ก-45 ถึง ก-52 เปรียบเทียบการหดตัวในทิศทาง X ในแบบจำลอง EL15 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความลึกแตกต่างกัน 4 ระดับ ส่วนผนังโพรงของแบบจำลอง EL20, EL25 และ EL30 มีการหดตัวด้วยแนวโน้มเป็นไปในทิศทางเดียวกันกับแบบจำลอง SP10 และ EL15

การเปรียบเทียบขอบเขตของ Plastic zone สำหรับโพรงที่มีระดับความลึกต่างกันพบว่า ที่ระดับตื้นจะมีการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมเป็นแบบพลาสติกน้อยกว่าที่ระดับลึก ขอบเขตดังกล่าวจะขยายกว้างเพิ่มขึ้นเมื่อโพรงอยู่ที่ระดับลึกมากขึ้น รูปที่ ก-73 เปรียบเทียบขอบเขตของ Plastic zone รอบโพรงเกลือแบบจำลอง SP10 ที่ความลึกทั้ง 4 ระดับ

4.4.3 ผลกระทบด้านรูปร่าง

จากรูปที่ ก-1 ถึง ก-36 เมื่อนำมาเปรียบเทียบการหดตัวของโพรงที่มีรูปร่างต่างกัน ภายใต้สภาวะความเค้นในชั้นเกลือหินและความดันในโพรงที่เท่ากัน พบว่าการหดตัวของโพรงในแบบจำลอง SP10 (รูปทรงกลม) จะเกิดขึ้นน้อยที่สุดและในแบบจำลอง EL30 เกิดการหดตัวมากที่สุด โดยเรียงลำดับจากการหดตัวน้อยไปหามาก คือ SP10 < EL15 < EL20 < EL25 < EL30 เมื่อเปรียบเทียบทั้งทิศทาง X และ Y จะเห็นว่าแบบจำลอง SP10 มีการหดตัวเท่ากันทุกทิศทาง ส่วนโพรงรูปทรงรีจะมีการหดตัวใน 2 ทิศทางไม่เท่ากัน กล่าวคือการหดตัวในทิศทาง X (แกนหลัก) จะเกิดขึ้นมากกว่าในทิศทาง Y (แกนรอง)

ผลจากการศึกษาพบว่าแบบจำลอง SP10 จะเกิด Plastic zone น้อยที่สุดและแบบจำลอง EL30 เกิด Plastic zone กว้างมากที่สุด โดยเรียงลำดับจากน้อยไปหามากดังนี้ SP10 < EL15 < EL20 < EL25 < EL30 ขอบเขตของ Plastic zone ของแบบจำลอง SP10 จะขนานกับผนังของโพรงในทุก ระดับความลึกของโพรง แต่โพรงรูปวงรีทั้งหมดนั้นขอบเขตของผนังโพรงที่เปลี่ยนแปลงคุณสมบัติ แบบยืดหยุ่นเป็นแบบพลาสติกจะไม่ขนานและไม่สมมาตรเหมือนกับแบบจำลอง SP10 ดังกล่าว คือที่ ระดับความเค้นภายนอกและความดันภายในโพรงแตกต่างกันไม่มาก (ประมาณที่ P/P_0 อยู่ระหว่าง 70-90%) ขอบเขตของ Plastic zone จะอยู่บริเวณขอบของผนังโพรงในแนวแกนหลัก (X-axis) และ เมื่อความดันภายในโพรงต่ำลง (P/P_0 ที่ 20-30%) ขอบเขตดังกล่าวนี้จะขยายไปในแนวแกนรอง (Y-axis) และจะครอบคลุมทั้งแกนหลักและแกนรองที่ระดับความดันภายในโพรงต่ำ รูปที่ ก-74 ถึง ก-81 เปรียบเทียบขอบเขตของ Plastic zone ของแบบจำลอง SP10, EL15, EL20, EL25 และ EL30 ที่ความดันภายในชั้นเกลือเท่ากับ 1,500 psi

4.5 การวิเคราะห์ผล

เกณฑ์ที่จะใช้ในที่นี้เพื่อประเมินว่าโพรงรูปทรงใดและมีความดันเท่าใดที่จะเหมาะสมหรือมีเสถียรภาพเชิงกลศาสตร์สูงสุดจะเน้นไปที่ปริมาณการหดตัวของโพรง และขอบเขตการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมของเกลือหิรรอบโพรงที่เป็นแบบพลาสติก ซึ่งเป็นบริเวณที่มีค่า γ_c มากกว่า 0.002 ค่าดังกล่าวถูกกำหนดโดย Wetchasat (2002) จากการศึกษาพบว่าเกลือหิรที่ผนังโพรงจะเกิดความเครียดเฉือนสูงและจะมีค่าลดลงที่จุดที่อยู่ห่างออกไปจากผนังโพรง เมื่อเปรียบเทียบระหว่างขนาดความเค้นหลัก (Maximum principal stress - σ_1) และความเค้นรอง (Minimum principal stress - σ_2) พบว่า ที่ระยะใกล้ผนังโพรง ค่าความเค้นหลักและความเค้นรองมีค่าต่างกันมาก ส่วนบริเวณที่อยู่ไกลออกไปจะมีความแตกต่างระหว่างความเค้นหลักและความเค้นรองไม่มากนัก ความเค้นเบี่ยงเบนหลักและความเค้นรองนี้เองที่ส่งผลต่อการเกิดความเครียดเฉือนเพิ่มขึ้น และส่งผลให้เกิดการเป็นพลาสติกมากขึ้น และมีการหดตัวของโพรงมากขึ้น

ระดับความดันภายในโพรงและระดับความลึกมีผลต่อพฤติกรรมของเกลือหิรรอบโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงต่ำทำให้ค่าความเค้นเบี่ยงเบนบริเวณผนังโพรงมีค่ามากเมื่อเทียบกับที่ระดับความดันภายในโพรงสูง ซึ่งมีผลให้เกิดการหดตัวมากและเกิดการกระจายตัวของ Plastic zone ได้กว้าง โพรงที่ระดับความลึกแตกต่างกันจะมีค่าความเค้นภายในชั้นเกลือหิรไม่เท่ากัน ความเค้นภายในชั้นเกลือหิรจะสูงขึ้นตามระดับความลึก ดังนั้นที่ระดับความลึกมากหิรรอบโพรงเกิดความเค้นเบี่ยงเบนในทิศทางหลักและรองสูง ทำให้เกลือหิรเกิดการเปลี่ยนรูปมาก ซึ่งส่งผลให้เกิดการยุบตัวของโพรงสูงและทำให้ขอบเขตของเกลือหิรที่มีคุณสมบัติเป็นแบบพลาสติกมีบริเวณกว้าง จากผลที่ได้จะเห็นว่าโพรงมีการหดตัวน้อยและมี Plastic zone แคบควรจะอยู่ที่ระดับความลึกไม่มาก

นัก และอยู่ภายใต้ความดันภายในสูง การศึกษาผลกระทบจากรูปร่างบ่งบอกว่า รูปร่างของโพรงที่มีความเหมาะสมคือ รูปทรงกลม (Model SP10) เนื่องจากการขุดตัวของโพรงน้อยที่สุดและเกิดการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมของเกลือหินรอบโพรงจากแบบซีคหุ้มเป็นแบบพลาสติกน้อย

บทที่ 5

การจำลองพฤติกรรมของโพรงในชั้นเกลือหินที่กักเก็บอากาศอัด

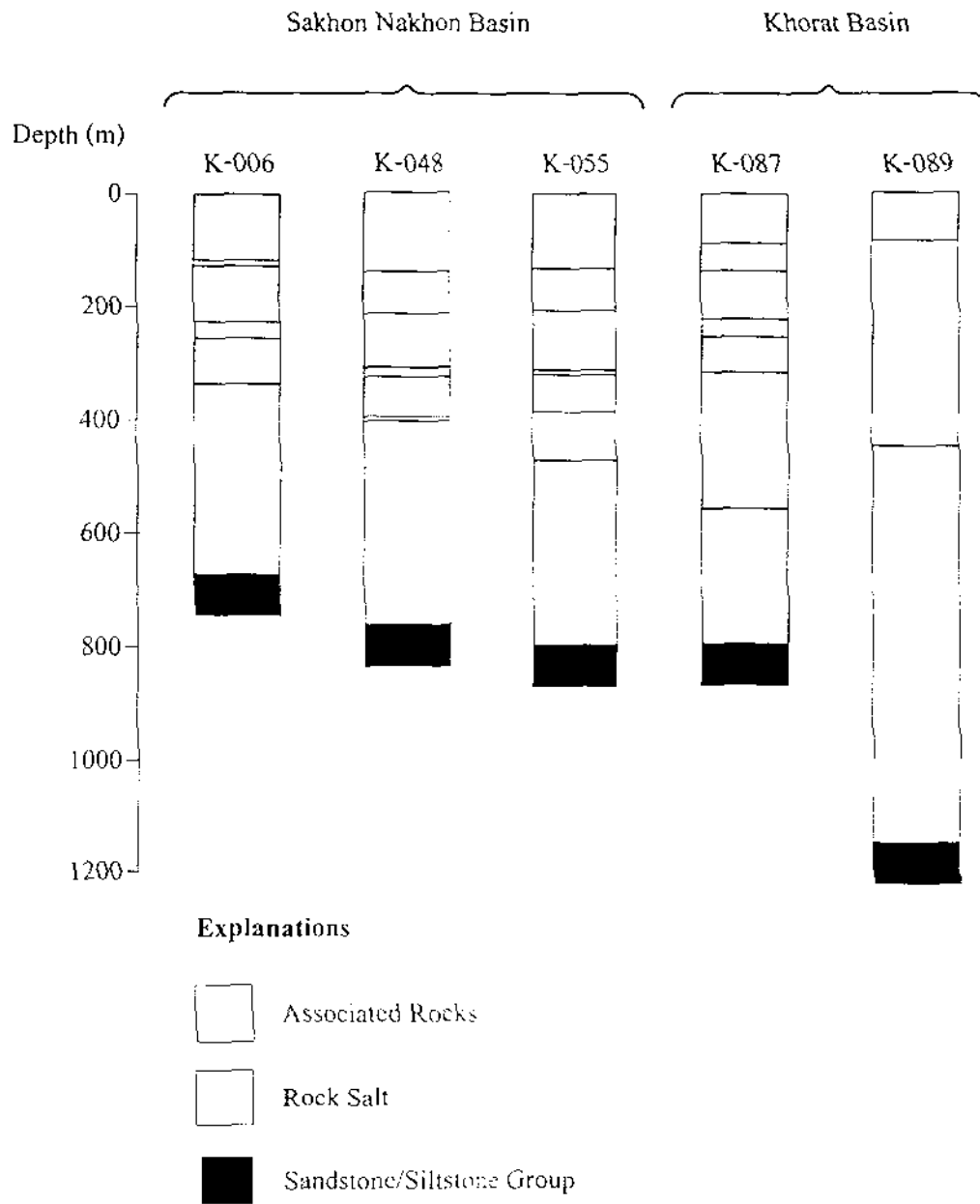
5.1 วัตถุประสงค์

วัตถุประสงค์ของการสร้างแบบจำลองในบทนี้คือ เพื่อศึกษาพฤติกรรมและเสถียรภาพเชิงกลศาสตร์ของชั้นเกลือหินที่อยู่รอบโพรงที่ใช้ในการกักเก็บพลังงานไฟฟ้าในรูปอากาศภายใต้ความดัน โดยการคำนวณการหดตัวของโพรงทั้งในแนวตั้งและแนวราบ การทรุดตัวของชั้นหินเหนือโพรงที่เปลี่ยนแปลงตามกาลเวลา ค่าความเค้นเฉือนและความเครียดเฉือนในชั้นเกลือหิน และค่าความเค้นและความเครียดสูงสุดที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมและเสถียรภาพของโพรงในช่วง 20 ปีหลังจากการก่อสร้างและการดำเนินการ ผลที่ได้จากการคำนวณจะนำมาศึกษาเปรียบเทียบค่าความดันต่ำสุดและความดันสูงสุดที่เหมาะสมสำหรับอากาศที่จะกักเก็บ ในการคำนวณใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ GEO ซึ่งใช้วิธีคำนวณแบบไฟไนท์อีลิเมนต์ (Serata and Fuenkajorn, 1991, 1992a, 1992b; Stormont and Fuenkajorn, 1994; Fuenkajorn and Serata, 1994)

ในการศึกษาจะแบ่งเป็น 3 ขั้นตอนคือ 1) ศึกษาเพื่อหาความดันต่ำสุด (Minimum Pressure) ภายในโพรงที่เหมาะสม 2) ศึกษาเพื่อหาความดันสูงสุด (Maximum Pressure) ภายในโพรงที่เหมาะสม และจากผลใน 2 ขั้นตอนแรกจะนำไปใช้ในการกำหนดความดันสูงสุดและต่ำสุดในขั้นตอนที่ 3) เพื่อศึกษาผลกระทบการเปลี่ยนความดันของอากาศภายในโพรงแบบวัฏจักร

5.2 พื้นที่ที่นำมาศึกษา

พื้นที่ของชั้นเกลือหินที่นำมาพิจารณาเพื่อสร้างแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ได้มาจากโครงการเจาะสำรวจโพแทช โดยกรมทรัพยากรธรณีซึ่งได้ดำเนินการในช่วงปี พ.ศ. 2516 ถึง 2526 จำนวน 118 หลุม (Japakasetr, 1985; Japakasetr and Workman, 1981; Sattayarak, 1983, 1985) Wetchasat (2002) ได้จำแนกลักษณะของพื้นที่เชิงกลศาสตร์จากข้อมูลหลุมเจาะที่มีลำดับของชั้นหินที่เหมาะสมสำหรับการกักเก็บ ทั้งในเชิงความหนาและความลึกของชั้นเกลือหินออกเป็น 5 พื้นที่ ดังแสดงในรูปที่ 5.1 ส่วนรายละเอียดของตำแหน่ง (ตำบล อำเภอ และจังหวัด) ของพื้นที่เหล่านี้แสดงไว้ในตารางที่ 5.1 เนื่องจากเกลือหินในประเทศไทยมีลักษณะบางและอยู่ระดับตื้นเมื่อเปรียบเทียบกับแหล่งเกลือหินในประเทศสหรัฐอเมริกาและเยอรมนี ดังนั้นข้อกำหนดในการเลือกพื้นที่เพื่อศึกษาในงานวิจัยนี้ต้องใช้หลักการพื้นฐานทางวิศวกรรมธรณีที่มุ่งเน้นในเชิงความหนาและความลึกของชั้นเกลือหินและหินข้างเคียง จากการพิจารณาพื้นที่ทั้ง 5 แหล่งดังกล่าวแล้ว ในงานวิจัยนี้ได้เลือกพื้นที่ที่บ้านหนองปู อำเภอบรบือ จังหวัดมหาสารคาม หมายเลขหลุมเจาะ K-089 มาสร้างแบบจำลองโพรง



รูปที่ 5.1 ลำดับชั้นเกลือหินและหินข้างเคียงในแอ่งสกลนครและแอ่งโคราช
จากการจำแนกเชิงกลศาสตร์ของข้อมูลหลุมเจาะของ Wetchasat (2002)

ตารางที่ 5.1 พื้นที่ที่นำมาศึกษาของแอ่งสกลนคร และ แอ่งโคราช (จาก Wetchasat, 2002)

แอ่ง	พื้นที่	เลขที่หลุมเจาะ	แบบจำลอง
1. สกลนคร	1) บ้านเก่า อำเภอเมือง จังหวัดอุตรธานี	K-006	KM-S
	2) บ้านศรีเมือง อำเภอมหาชนะชัย จังหวัดสกลนคร	K-048	SW-S
	3) บ้านกุคจิก อำเภอมหาชนะชัย จังหวัดสกลนคร	K-055	KW-S, KW-E2, KW-E3, KW-E4, KW-C
2. โคราช	1) บ้านโพธิ์พาน อำเภอนาเชือก จังหวัดมหาสารคาม	K-087	PN-S
	2) บ้านหนองปู่ อำเภอบรบือ จังหวัดมหาสารคาม	K-089	NB-S

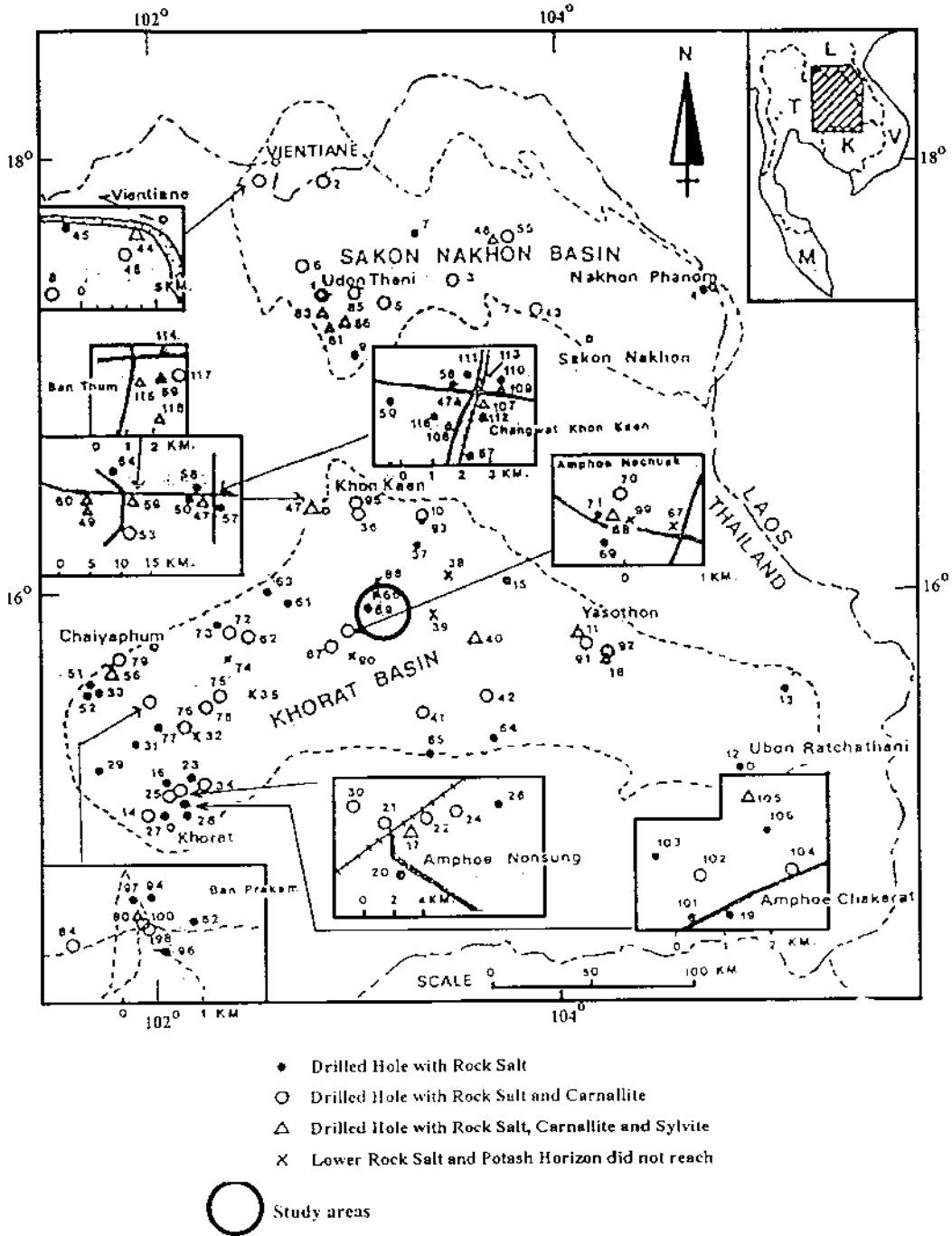
เพื่อใช้ในการกักเก็บพลังงานไฟฟ้าในรูปอากาศภายใต้แรงดัน เพื่อเป็นพื้นที่ตัวอย่างในกรณีศึกษาเบื้องต้นนี้ เนื่องจากเห็นว่าพื้นที่ดังกล่าวมีชั้นเกลือหินที่หนาที่สุดและลึกที่สุด รูปที่ 5.2 แสดงตำแหน่งของพื้นที่ที่นำมาสร้างแบบจำลอง

5.3 คุณสมบัติของเกลือหินที่ใช้ในแบบจำลอง

ก่อนจะทำการสร้างแบบจำลองได้มีการจำแนกและกำหนดคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของเกลือหินและหินข้างเคียง จากพื้นที่ที่นำมาศึกษา (หลุมเจาะ K-089) สามารถจำแนกกลุ่มหินข้างเคียงและเกลือหินออกเป็น 3 ชนิดคือ กลุ่มชั้นหินข้างเคียง (Associated rocks) เกลือหิน (Rock salt) และกลุ่มชั้นหินทรายและหินทรายแป้ง (Sandstone and siltstone) โดยใช้คุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ที่ใกล้เคียงกันเป็นเกณฑ์ ซึ่งกลุ่มชั้นหินข้างเคียงจะเป็นชั้นหินที่อยู่ทั้งด้านบนของชั้นเกลือหินประกอบด้วย แอนไฮไดรต์ หินโคลน ดินเหนียว หินดินเหนียว หินทรายแป้ง หินกรวด ดินตะกอนและดินตะกอนแม่น้ำ เกลือหินในพื้นที่นี้จะเป็นเกลือหินจากเกลือชั้นล่าง (Lower Salt) ส่วนกลุ่มชั้นหินทรายและหินทรายแป้งจะเป็นชั้นหินที่รองรับเกลือหินชั้นล่าง การกำหนดคุณสมบัติของเกลือหินและหินข้างเคียงได้สรุปไว้ในตารางที่ 5.2 คุณสมบัติของเกลือหินจะเป็นชุดเดียวกับที่ใช้ในบทที่ 4 ส่วนคุณสมบัติของหินข้างเคียงได้กำหนดจากฐานข้อมูลที่มีอยู่แล้วในโปรแกรม GEO เนื่องจากคุณสมบัติของหินข้างเคียงไม่มีการแปรผันตามกาลเวลาและค่อนข้างคงที่ รวมทั้งไม่มีผลกระทบโดยตรงต่อเสถียรภาพของโพรงในชั้นเกลือหิน การกำหนดคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์จากฐานข้อมูลจะเป็นไปในเชิงอนุรักษ์มากที่สุด

5.4 การสร้างแบบจำลองโพรง

แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ของโพรงละลายในชั้นเกลือหินอาศัยลักษณะของชั้นหินจากพื้นที่ที่ได้ทำการคัดเลือกแล้ว โดยสร้างโครงข่ายแบบจำลอง (Finite element mesh) อยู่ในลักษณะ 2 มิติ เพื่อแสดงภาพตัดขวางในแนวตั้งตั้งแต่ผิวดินลงไปถึงชั้นหินทรายหรือหินทรายแป้งที่อยู่ใต้ชั้นเกลือหินชั้นล่าง ขนาดรูปร่างของโพรงสำหรับการกักเก็บพลังงานไฟฟ้าในรูปอากาศภายใต้แรงดัน ได้ออกแบบโดยให้มีปริมาตร 260,000 ลูกบาศก์เมตร (ซึ่งเป็นขนาดทั่วไปที่ใช้ในต่างประเทศ) สำหรับการกักเก็บพลังงานไฟฟ้าในรูปอากาศภายใต้แรงดัน และการผันกลับเป็นกระแสไฟฟ้าในช่วงอายุ 20 ปี โพรงถูกออกแบบให้มีรูปร่างเป็นทรงกระบอก ซึ่งส่วนบนและล่างของโพรงเป็นรูปครึ่งทรงกลม โพรงมีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 50 เมตร มีความสูงตั้งแต่หลังคาโพรงถึงท้องโพรงเท่ากับ 150 เมตร ระดับความลึกตั้งแต่ผิวดินถึงหลังคาโพรงเท่ากับ 600 เมตร ดังนั้นโพรงจะวางตัวอยู่ประมาณกึ่งกลางของความหนาของชั้นเกลือหิน



รูปที่ 5.2 ตำแหน่งหลุมเจาะหมายเลข K-089 ซึ่งเป็นพื้นที่ที่นำมาสร้างแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ (จาก Japakasetr, 1985)

ตารางที่ 5.2 คุณสมบัติของเกลือหินและชั้นหินข้างเคียงที่ใช้ในการคำนวณ
(จาก Wetchasat, 2002)

Properties	Symbols	Units	Associated Rocks	Rock Salt	Sandstone/ Siltstone
Shear Modulus	G_1	GPa	0.3	8.8	13.8
Retarded Shear Modulus ($\tau_0 < K_0$)	G_2	GPa	0.3	1.1	13.8
Elastoviscosity ($\tau_0 < K_0$)	V	GPa·day	0.3	9.1	3.4
Plastoviscosity	V	GPa·day	2.8	17.2	13.8
Ultimate Bulk Modulus	K	GPa	1.7	41.1	82.8
Retarded Bulk Modulus	K	GPa	1.4	4.9	82.8
Critical Strain of Failure	γ	10	10	2	2
Density	ρ	kPa·m	25	20.8	25

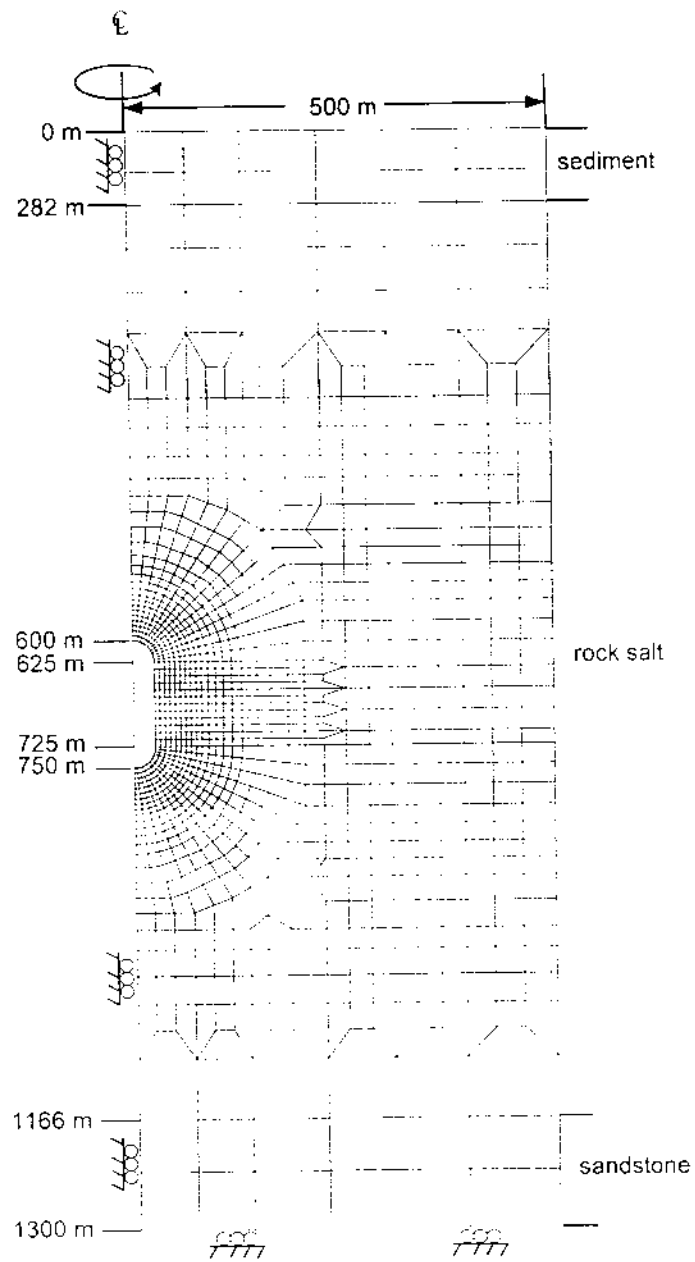
โครงข่ายดังกล่าวมีแกนสมมาตรที่แกนกลางของ โครง (Axis symmetric) และลคมิติ การศึกษาเหลือเพียง 2 มิติภายใต้สมมติฐานที่ว่าระนาบที่ตัดผ่านแกนกลางของ โครงในแนวตั้งมีความ เหมือนกันของความเค้น โครงข่ายประกอบด้วยจุด (Nodes) และช่อง (Elements) ที่บริเวณใกล้ผนัง โครงจะสร้างให้ช่องโครงข่ายมีขนาดเล็ก เนื่องจากบริเวณนี้จะมีการเปลี่ยนแปลงค่าความเค้นและ ความเครียดสูง (High stress and strain gradients) ส่วนบริเวณที่ไกลออกไปจากผนัง โครงจะใช้ช่องที่ มีขนาดใหญ่ขึ้นเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงความเค้นและความเครียดต่ำ

รูปที่ 5.3 แสดงโครงข่ายแบบจำลองที่สร้างขึ้นเพื่อใช้ในการศึกษาในบพนี้ ขอบเขต ทางด้านขวาและด้านบนมีระยะห่างจากจุดศูนย์กลางโครงเท่ากับ 500 เมตร (20 เท่าของรัศมีโครง) แรงกระทำด้านขวาจะเป็นแรงกดแบบสถิตย์ ด้านบนจะไม่มีแรงกระทำ ส่วนความคั่นที่กระทำต่อ ผนังโครง (P) จะแปรผันตามจุดประสงค์ของการศึกษา ขอบเขตทางด้านบนและด้านขวาปล่อยให้มีการยุบตัวทั้งในแกน X และ Y อย่างอิสระ ขอบเขตด้านซ้ายเป็นแกนสมมาตรถูกกำหนดให้เป็น ขอบเขตที่ไม่มีการเคลื่อนที่ในทิศทาง X แต่ให้มีการเคลื่อนที่ในทิศทาง Y ได้ และขอบเขตด้านล่าง ถูกกำหนดเป็นขอบเขตที่ไม่มีการเคลื่อนที่ในทิศทาง Y ช่องในโครงไม่ได้แสดงให้เห็นในรูป เนื่องจากต้องการที่จะแสดงขอบเขตของโครงในโครงข่าย โดยโครงข่ายนี้มีช่องจำนวน 1,234 ช่อง ประกอบด้วยจุดจำนวน 1,295 จุด ช่องบริเวณผนังโครงมีขนาดเล็กที่สุดเท่ากับ $3 \times 5 \text{ m}^2$

ข้อสมมติฐานอันหนึ่งที่ใช้ในการกำหนดตำแหน่งของโครงในแบบจำลองคือ โครง ที่ใช้กักเก็บกากนิวเคลียร์จะต้องเป็น โครงเดี่ยวและอยู่ห่างจาก โครงสร้างทางวิศวกรรมใต้ดินไม่น้อย กว่า 20 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางโครง ทั้งนี้เพื่อป้องกันการรั่วไหลของสิ่งที่กักเก็บและป้องกันผลกระทบ เชิงกลศาสตร์ที่อาจจะเกิดขึ้นจากสิ่งก่อสร้างที่อยู่ใกล้เคียง ผลจากการวิเคราะห์ด้วยคอมพิวเตอร์จะ พิสูจน์ได้ว่าระยะห่างที่กำหนดในเบื้องต้นนี้จะเพียงพอหรือไม่

5.5 ความเค้นในชั้นหิน

ความเค้นในชั้นเกลือหินและชั้นหินข้างเคียงจะกำหนดให้เป็นสภาวะขอบเขตใน แบบจำลองโดยคำนวณจากสมมติฐานที่ว่าชั้นหินทั้งหมดอยู่ภายใต้ความคั่นแบบสถิตย์ ดังนั้นการ คำนวณความเค้นในหินทั้งในแนวตั้งและแนวนอนที่ความลึกใด ๆ ก็สามารถทำได้เมื่อรู้ค่าความถ่วง จำเพาะของหินแต่ละชั้น ข้อสมมติฐานนี้ค่อนข้างจะใกล้เคียงกับความเป็นจริงเนื่องจากภาคตะวันออก เฉียงเหนือเป็นลักษณะแอ่งที่อยู่ในที่ราบสูง ถึงแม้จะไม่มีการวัดค่าความเค้นในชั้นหินนี้ (In-situ stress) แต่ว่าการคำนวณความคั่นแบบสถิตย์จะได้ผลลัพธ์ที่ค่อนข้างปลอดภัย โดยเฉพาะในเชิงออกแบบ และวิเคราะห์



รูปที่ 5.3 โครงข่ายแบบจำลองโพรงสำหรับกักเก็บพลังงานไฟฟ้าในรูปอากาศ
ภายใต้แรงดัน

สำหรับเกลือหินค่าความถ่วงจำเพาะในเชิงความลึกจะสามารถคำนวณได้ คือ 21 kPa/m (0.93 psi/ft) ส่วนจุดหินที่อยู่ด้านบนและด้านล่างชั้นเกลือหินจะคำนวณได้คือ 25 kPa/m (1.20 psi/ft) ค่าเหล่านี้จะถูกแปรมาเป็นความเค้นในชั้นหินรอบ ๆ ตัวโพรง เพื่อป้อนเป็นข้อมูลในการคำนวณทางคอมพิวเตอร์โดยนำมาคูณด้วยค่าความลึกที่จุดใด ๆ ในโครงข่าย ความดันภายในโพรงจะแปรผันตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นหินที่หลังคาโพรง ค่าเหล่านี้จะนำมาหาค่าความดันในโพรงโดยใช้ความลึกของหลังคาโพรงเข้ามากำหนดในค่าความลึกหลักของการคำนวณ

5.6 ผลการคำนวณจากคอมพิวเตอร์

5.6.1 ผลจากการศึกษาเพื่อหาค่าความดันต่ำสุดภายในโพรง

ผลจากการศึกษาเพื่อหาค่าความดันต่ำสุดภายในโพรงแสดงไว้ในภาคผนวก ข จากการเปรียบเทียบการหดตัวในแนวตั้งที่แกนกลางของโพรงในช่วงเวลา 20 ปีหลังจากสร้างโพรงพบว่า ที่ความดันคงที่ภายในโพรงเท่ากับ 10%, 20% และ 30% ของความเค้นในชั้นเกลือหินที่ระดับหลังคาโพรงจะทำให้เกิดการหดตัวของโพรงในแนวตั้งเท่ากับ 2.5%, 2.1% และ 1.5% ตามลำดับ อัตราการหดตัวของโพรงในแนวตั้งในช่วง 10 ปีแรกจะมีค่ามาก หลังจากนั้นอัตราการหดตัวจะลดลงในช่วง 10 ปีที่สอง (รูปที่ ข-1)

การเปรียบเทียบการหดตัวในแนวระดับส่วนบน ส่วนกลาง และส่วนล่างของโพรง ในช่วง 20 ปี พบว่าที่ความดันภายในโพรงเท่ากับ 10%, 20% และ 30% นั้น โพรงมีการหดในแนวระนาบที่ส่วนบนของโพรงเท่ากับ 6.8%, 4.7% และ 4.1% ที่ระดับกลางโพรงมีการหดตัวมากที่สุดเท่ากับ 8.7%, 5.8% และ 4.3% และที่ส่วนล่างของโพรงมีการหดตัวในแนวระนาบเท่ากับ 11.2%, 7.8% และ 5.2% ตามลำดับ (รูปที่ ข-2 ถึง ข-4) จากผลเปรียบเทียบทั้ง 3 ระดับความลึกที่ค่าความดันภายในโพรงต่างกันพบว่า การหดตัวที่ส่วนล่างของโพรงเกิดขึ้นมากที่สุด รองลงมาคือที่ระดับกลาง และที่ส่วนบนมีการหดตัวน้อยที่สุด การหดตัวของทั้ง 3 ตำแหน่งนั้น มีแนวโน้มที่เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วงปีแรกหลังจากสร้างโพรง จากนั้นจะเพิ่มขึ้นเล็กน้อยและคงที่ในที่สุด

การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินที่แกนกลางโพรงในช่วง 20 ปี พบว่าที่ระดับความดันภายในโพรงต่ำการทรุดตัวของผิวดินเกิดขึ้นในปริมาณสูงกว่าที่ระดับความดันภายในโพรงสูง คือที่ความดันภายในโพรงเท่ากับ 30% มีการทรุดตัวเพียง 15 เซนติเมตร ที่ 20 ปีหลังจากการสร้างโพรง ในขณะที่ระดับความดันภายในโพรงเท่ากับ 10% และ 20% มีการทรุดตัวถึง 18 และ 25 เซนติเมตร ตามลำดับ การทรุดตัวของผิวดินทั้ง 3 ระดับความเค้นจะเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 6 เดือนแรกหลังจากสร้างโพรงและคงที่จนถึง 20 ปี (รูปที่ ข-5)

การกระจายตัวของความเค้นเฉือนในแนวระนาบจากผนังโพรงส่วนบน ส่วนกลาง และส่วนล่างเข้าไปในชั้นเกลือหินเป็นระยะทาง 480 เมตร ณ เวลาต่าง ๆ ที่ 1 วัน 10 วัน 100 วัน 1 ปี 5 ปี 10 ปี และ 20 ปี มีแนวโน้มที่คล้ายคลึงกันคือ ความเค้นเฉือนจะมีค่ามากที่สุดที่บริเวณใกล้กับผนังโพรง หลังจากนั้นจะค่อนข้างคงที่ และเมื่อเปรียบเทียบกับที่ระยะเวลาต่าง ๆ พบว่าความเค้นเฉือนบริเวณใกล้กับผนังโพรงจะมีค่ามากที่สุดที่ 1 วันแรกหลังจากสร้างโพรง หลังจากนั้นจะลดลงเมื่อระยะเวลานานขึ้นจนคงที่ในที่สุด (รูปที่ ข-6 ถึง ข-14) เมื่อเปรียบเทียบค่าความเค้นเฉือนที่ 20 ปี จะเห็นว่าที่บริเวณใกล้กับผนังโพรง ความเค้นเฉือนแปรผันตามค่าความดันภายในโพรง คือ มีค่าน้อยที่ระดับความดันภายในโพรงต่ำ แต่ที่ระยะไกลออกไปจากผนังโพรง ค่าความเค้นเฉือนจะแปรผกผันกับระดับความดันภายในโพรง คือ ความเค้นเฉือนมีค่าสูงที่ระดับความดันภายในโพรงต่ำ (รูปที่ ข-15 ถึง ข-17)

การกระจายตัวของความเค้นเฉือนบริเวณรอบโพรงที่ระดับความดันภายในโพรงที่ศึกษา 3 ระดับมีแนวโน้มเหมือนกัน คือจะกระจายตัวอยู่ที่มุมบนและล่างของโพรง แนวโน้มการกระจายตัวของความเค้นเฉือนจะมีค่าลดลงจากบริเวณขอบโพรงเข้าสู่ชั้นเกลือหิน (รูปที่ ข-18 ถึง ข-20)

การกระจายตัวของความเค้นเฉือนบริเวณรอบโพรงที่ระดับความดันภายในโพรงที่ศึกษา 3 ระดับมีแนวโน้มเหมือนกัน คือการกระจายตัวของความเค้นเฉือนจะมีค่าลดลงจากบริเวณขอบโพรงเข้าสู่ชั้นเกลือหิน และความเค้นเฉือนจะสะสมตัวมากที่สุดที่บริเวณมุมบนและล่าง และจะลดน้อยลงที่ระยะไกลออกไป (รูปที่ ข-21 ถึง ข-23)

ขนาดและทิศทางของความเค้นหลักในชั้นเกลือหินบริเวณรอบโพรงจะลดลงตามความดันภายในโพรงที่เพิ่มขึ้น จากการศึกษาที่ความดันภายในโพรงเท่ากับ 10%, 20% และ 30% จะมีค่าความเค้นสูงสุดเท่ากับ 28.33 MPa (4,108 psi), 28.32 MPa (4,107 psi) และ 28.27 MPa (4,100 psi) ตามลำดับ โดยค่าสูงสุดจะอยู่ตรงบริเวณมุมบนและล่างของโพรง (รูปที่ ข-24 ถึง ข-26)

ขนาดและทิศทางของความเค้นหลักในชั้นเกลือหินบริเวณรอบโพรงจะลดลงตามความดันภายในโพรงที่เพิ่มขึ้น จากการศึกษาที่ความดันภายในโพรงเท่ากับ 10%, 20% และ 30% จะมีค่าความเค้นสูงสุดเท่ากับ 93%, 53% และ 18 % ตามลำดับ โดยขนาดและทิศทางของความเค้นหลักมีค่ามากที่สุดกระจายตัวบริเวณมุมบนและล่างของโพรง (รูปที่ ข-27 ถึง ข-29)

5.6.2 ผลจากการศึกษาเพื่อหาค่าความดันสูงสุดภายในโพรง

การศึกษาเพื่อหาค่าความดันสูงสุดภายในโพรงทำได้โดยการจำลองพฤติกรรมของโพรงที่ค่าความดันภายในเท่ากับ 80% และ 90% ของความเค้นที่ระดับหลังคาโพรง พบว่าเมื่อเปรียบเทียบการหดตัวในแนวตั้งที่แกนกลางของโพรงในช่วงเวลา 20 ปีหลังจากสร้างโพรงพบว่าที่ความดันภายในโพรงเท่ากับ 80% และ 90% ของความเค้นที่หลังคาโพรงจะมีการหดตัวในแนวตั้ง

เท่ากับ 0.09% และ 0.04% ตามลำดับ การหดตัวของโพรงในแนวตั้งในช่วง 1 ปีแรกจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วหลังจากนั้นการหดตัวจะคงที่ (รูปที่ ข-30)

การเปรียบเทียบการหดตัวในแนวระดับส่วนบน ส่วนกลาง และส่วนล่างของโพรงในช่วง 20 ปี พบว่าที่ความดันภายในโพรงเท่ากับ 80% และ 90% ของความเค้นที่หลังคาโพรงโพรงมีการหดในแนวระดับส่วนบนของโพรงเท่ากับ 0.54% และ 0.37% ระดับกลางโพรงมีการหดตัวมากที่สุดเท่ากับ 0.8% และ 0.6% ส่วนล่างของโพรงมีการหดตัวในแนวระดับเท่ากับ 0.7% และ 0.5% ตามลำดับ การหดตัวของทั้ง 3 ตำแหน่งนั้น มีแนวโน้มที่เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วงปีแรกหลังจากสร้างโพรง จากนั้นจะเพิ่มขึ้นเล็กน้อยและคงที่ในที่สุด ที่ระดับความดันภายในสูงการหดตัวจะต่ำ (รูปที่ ข-31 ถึง ข-33)

การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินที่แกนกลางโพรงในช่วง 20 ปี พบว่าการทรุดตัวของผิวดินเกิดที่ความดันภายในโพรงทั้งที่ 80% และ 90% มีค่าเท่ากับ 15 เซนติเมตร การทรุดตัวของผิวดินทั้ง 3 ระดับความเค้นจะเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 6 เดือนแรกหลังจากสร้างโพรงและคงที่จนถึง 20 ปี (รูปที่ ข-34)

การกระจายตัวของความเค้นเฉือนในแนวระดับจากผนังโพรงส่วนบน ส่วนกลาง และส่วนล่างเข้าไปในชั้นเกลือหินเป็นระยะทาง 480 เมตร ณ เวลาต่าง ๆ ที่ 1 วัน 10 วัน 100 วัน 1 ปี 5 ปี 10 ปี และ 20 ปี มีแนวโน้มที่คล้ายคลึงกันกับที่ระดับความเค้นต่ำคือ ความเค้นเฉือนจะมีค่ามากที่สุดที่บริเวณใกล้กับผนังโพรง หลังจากนั้นจะค่อนข้างคงที่ และเมื่อเปรียบเทียบกันที่ระยะเวลาต่าง ๆ พบว่าความเค้นเฉือนบริเวณใกล้กับผนังโพรงจะมีค่ามากที่สุดที่ 1 วันแรกหลังจากสร้างโพรง หลังจากนั้นจะลดลงเมื่อระยะเวลานานขึ้นจนคงที่ในที่สุด (รูปที่ ข-35 ถึง ข-40) เมื่อเปรียบเทียบค่าความเค้นเฉือนที่ 20 ปี จะเห็นว่าที่บริเวณใกล้กับผนังโพรง ความเค้นเฉือนแปรผันตามค่าความดันภายในโพรง คือ มีค่าน้อยที่ระดับความดันภายในโพรงต่ำ แต่ที่ระยะไกลออกไปจากผนังโพรง ค่าความเค้นเฉือนจะแปรผกผันกับระดับความดันภายในโพรง คือ ความเค้นเฉือนมีค่าสูงที่ระดับความดันภายในโพรงต่ำ (รูปที่ ข-41 ถึง ข-43)

การกระจายตัวของความเค้นเฉือนบริเวณรอบโพรงที่ระดับความดันภายในโพรงที่ 80% และ 90% มีแนวโน้มเหมือนกัน คือจะกระจายตัวอยู่ที่มุมบนและล่างของโพรง แนวโน้มการกระจายตัวของความเค้นเฉือนจะมีค่าลดลงจากบริเวณขอบโพรงเข้าสู่ชั้นเกลือหิน (รูปที่ ข-44 และ ข-45)

การกระจายตัวของความเค้นเฉือนบริเวณรอบโพรงที่ระดับความดันภายในโพรงเท่ากับ 80% และ 90% ระดับมีแนวโน้มเหมือนกัน คือการกระจายตัวของความเค้นเฉือนจะมีค่าลดลงจากบริเวณขอบโพรงเข้าสู่ชั้นเกลือหิน และความเค้นเฉือนจะสะสมตัวมากที่สุดที่บริเวณมุมบนและล่าง และจะลดน้อยลงที่ระยะไกลออกไป (รูปที่ ข-46 และ ข-47)

ขนาดและทิศทางของความเค้นหลักในชั้นเกลือหินบริเวณรอบโพรงจะลดลงตามความดันภายในโพรงที่เพิ่มขึ้น จากการศึกษาที่ความดันภายในโพรงเท่ากับ 80% และ 90% จะมีค่าความเค้นสูงสุดเท่ากับ 27.97 MPa (4,055 psi) และ 27.95 MPa (4,054 psi) ตามลำดับ โดยค่าสูงสุดจะอยู่ตรงบริเวณมุมบนและล่างของโพรง (รูปที่ ข-48 และ ข-49)

ขนาดและทิศทางของความเครียดหลักในชั้นเกลือหินบริเวณรอบโพรงจะลดลงตามความดันภายในโพรงที่เพิ่มขึ้น จากการศึกษาที่ความดันภายในโพรงเท่ากับ 80% และ 90% จะมีค่าความเครียดสูงสุดเท่ากับ 0.8% และ 0.4% ตามลำดับ โดยขนาดและทิศทางของความเครียดหลักมีค่ามากกระจายตัวบริเวณมุมบนและล่างของโพรง (รูปที่ ข-50 ถึง ข-51)

5.6.3 ผลจากการศึกษาการเปลี่ยนความดันภายในโพรงแบบวัฏจักร

จากการวิเคราะห์หาความดันต่ำสุดและความดันสูงสุดภายในโพรงใน 2 หัวข้อแรกสามารถกำหนดแรงดันภายในโพรงที่มีการเปลี่ยนแปลงแบบวัฏจักรที่เหมาะสมได้คือ ความดันต่ำสุดเท่ากับ 30% (574 psi) และความดันสูงสุดเท่ากับ 90% (1,721 psi) ของค่าความเค้นที่หลังคาโพรง ซึ่งผลที่ได้จากสองหัวข้อแรกระบุว่าเป็นช่วงความดันที่ทำให้โพรงมีเสถียรภาพมากที่สุด

ในการศึกษาได้มีการจำลองพฤติกรรมของโพรงในระยะเวลา 2 เดือนหลังจากการก่อสร้างและดำเนินการ โดยความถี่ที่จำลองเพื่อศึกษาการเปลี่ยนแปลงความดันภายในโพรงเท่ากับ 1 รอบ/วัน (หรือ 1 รอบ/24 ชั่วโมง) อัตราการเปลี่ยนแปลงความดัน (Pressure reduction rate) ทั้งที่ปล่อยออกจากโพรงและอัดเข้าไปกักเก็บภายในโพรงนั้นจะมีค่าเท่ากัน คือ มีค่าเท่ากับ 6.6 bar/h (95.6 psi/h) ซึ่งเป็นอัตราการเปลี่ยนแปลงความดันที่น้อยกว่าในโครงการ Huntorf CAES ที่ประเทศเยอรมันซึ่งมีค่าเท่ากับ 15 bar/h (218 psi/h) (Crotogino, 2001) อากาศภายในโพรงที่กักเก็บไว้มีความดันเท่ากับ 90% ของความเค้นในชั้นเกลือหินที่ระดับหลังคาโพรงจะถูกปล่อยออกมาด้วยอัตราคงที่ภายใน 12 ชั่วโมงแรก และในท้ายชั่วโมงที่ 12 นั้นความดันภายในโพรงจะลดลงเหลือ 30% ใน 12 ชั่วโมงหลังจากนี้ อากาศจะถูกอัดและกักเก็บไว้ในโพรงด้วยอัตราการอัดอากาศคงที่จนกระทั่งในท้ายชั่วโมงที่ 24 อากาศภายในโพรงจะมีความดันสูงขึ้นเป็น 90% รูปที่ ข-52 แสดงลักษณะการเปลี่ยนแปลงความดันภายในโพรงในแต่ละวัฏจักร

ผลการคำนวณเพื่อเปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในระยะเวลา 2 เดือนหลังจากก่อสร้างและดำเนินการนั้น โพรงมีการหดตัวเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 20 วันแรก มีค่าประมาณ 1.3% ของเส้นผ่าศูนย์กลางโพรงและหลังจากนั้นอัตราการหดตัวของโพรงจะมีขนาดคงที่ประมาณ 0.004% /day ในที่สุดการหดตัวของโพรงจะสูงขึ้นเกือบ 2% (รูปที่ ข-53)

การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินที่แกนกลางโพรงในช่วง 2 เดือนหลังจากสร้างโพรงและดำเนินการพบว่า หลังจากที่สร้างโพรงเสร็จแล้วผิวดินจะเกิดการทรุดตัวมากที่สุดคือประมาณ 50 เซนติเมตร หลังจากนั้นผิวดินที่ทรุดไปแล้วจะค่อย ๆ ชกตัวขึ้นและมีระดับคงที่ในที่สุด แต่เมื่อเปรียบเทียบกับผิวดินระดับเดิมแล้วพบว่าผิวดินมีการทรุดตัวสุทธิประมาณ 16.6 เซนติเมตร (รูปที่ ข-54)

ขนาดและทิศทางของความเค้นหลักในชั้นเกลือหินบริเวณรอบโพรงจะมีค่าความเค้นสูงสุดเท่ากับ 30.28 MPa (4391 psi) โดยค่าสูงสุดจะอยู่ตรงบริเวณมุมบนและล่างของโพรง (รูปที่ ข-55) ส่วนขนาดและทิศทางของความเครียดหลักในชั้นเกลือหินบริเวณรอบโพรง นอกจากจะมีค่าความเครียดสูงสุดเท่ากับ 90% โดยขนาดและทิศทางของความเครียดหลักมีค่ามากกระจายตัวบริเวณมุมบนและล่างของโพรง (รูปที่ ข-56)

การกระจายตัวของความเค้นเฉือนบริเวณรอบโพรงที่ระดับความดันภายในโพรงจะกระจายตัวอยู่ที่มุมบนและล่างของโพรง แนวโน้มการกระจายตัวของความเค้นเฉือนจะมีค่าลดลงจากบริเวณขอบโพรงเข้าสู่ชั้นเกลือหิน (รูปที่ ข-57) ส่วนการกระจายตัวของความเครียดเฉือนบริเวณรอบโพรงจะมีค่าลดลงจากบริเวณขอบโพรงเข้าสู่ชั้นเกลือหิน และความเครียดเฉือนจะสะสมตัวมากที่สุดที่บริเวณมุมบนและล่าง และจะลดน้อยลงที่ระยะไกลออกไป (รูปที่ ข-58)

การกระจายตัวของความเค้นเฉือนในแนวระนาบจากผนังโพรงส่วนบน ส่วนกลาง และส่วนล่างเข้าไปในชั้นเกลือหินเป็นระยะทาง 480 เมตร ในวัฏจักรที่ 10, 20, 30, และ 40 นั้น ความเค้นเฉือนจะมีค่ามากที่สุดที่บริเวณใกล้กับผนังโพรงมีแนวโน้มลดลงเมื่อระยะทางห่างออกไปจากผนังโพรง และความเค้นเฉือนที่วัฏจักรต่างๆ จะมีความใกล้เคียงกันมาก (รูปที่ ข-59 ถึง ข-61)

บทที่ 6

บทสรุปและข้อเสนอแนะสำหรับการวิจัยในอนาคต

6.1 สรุปผลการศึกษา

วัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้ คือ เพื่อประเมินศักยภาพทางด้านกลศาสตร์ของชั้นเกลือหินในภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทยโดยการทดสอบในห้องปฏิบัติการ และด้วยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ ผลที่ได้จากการวิจัยจะสามารถนำไปประยุกต์ใช้ในการออกแบบและก่อสร้างโครงในชั้นเกลือหินเพื่อกักเก็บพลังงานไฟฟ้าในรูปอากาศภายใต้ความดัน การอนุรักษ์พลังงานในรูปแบบนี้จะสามารถช่วยโรงผลิตกระแสไฟฟ้าขนาดย่อมให้มีสมรรถภาพและความสามารถในการผลิตกระแสไฟฟ้าได้สูงถึงจุดที่มีความต้องการพลังงานไฟฟ้าสูงสุดในช่วงของแต่ละวันหรือแต่ละเดือน

งานวิจัยนี้แบ่งออกเป็น 5 ขั้นตอน คือ 1) การรวบรวมและศึกษาการวิจัยที่เกี่ยวข้อง 2) การเตรียมตัวอย่าง 3) การทดสอบในห้องปฏิบัติการ 4) การคำนวณด้วยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ 5) การวิเคราะห์ผล

คุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของเกลือหินที่ทบทวนและศึกษาจากเอกสารอ้างอิงต่าง ๆ ระบุว่า เกลือหินมีคุณสมบัติที่ซับซ้อนและขึ้นกับเวลาซึ่งเป็นตัวแปรที่สำคัญสำหรับโครงสร้างในชั้นเกลือหิน ดังจะเห็นได้จากสูตรต่าง ๆ ที่ได้พัฒนาขึ้นเพื่ออธิบายพฤติกรรมเชิงกลศาสตร์ของเกลือหินในรูปของสมการทางคณิตศาสตร์ซึ่งค่อนข้างซับซ้อน มีตัวแปรและมีข้อจำกัดมากมาย อย่างไรก็ตามแนวคิดหรือสมการต่าง ๆ ที่ถูกพัฒนาขึ้นสามารถจำแนกออกเป็น 2 กลุ่มใหญ่ คือ สมการที่พัฒนาจากทฤษฎีทางฟิสิกส์ และสมการที่พัฒนาจากกฎของความหนืด (Rheological models) สมการต่าง ๆ เหล่านี้สามารถนำมาใส่ในโปรแกรมคอมพิวเตอร์สำหรับสร้างแบบจำลองเรขาคณิตเพื่อใช้ในการคำนวณค่าความเค้น ความเครียด และการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของชั้นเกลือหินที่อยู่รอบโครงที่ใช้ในการเก็บพลังงานไฟฟ้าในรูปอากาศภายใต้ความดัน

ผลการศึกษาข้อมูลทางด้านธรณีวิทยาเกลือหินของประเทศไทยที่ได้มีผู้จำแนกไว้แล้วพบว่ามีเพียง 2-3 พื้นที่เท่านั้นที่เหมาะสมสำหรับเทคโนโลยีนี้ (โดยใช้เกณฑ์ความหนาและความลึกของชั้นเกลือหิน) ตัวอย่างเกลือหินที่ได้รับความอนุเคราะห์นั้นเป็นตัวอย่างที่ได้จากการเจาะสำรวจในพื้นที่ดังกล่าว ซึ่งมีความแปรปรวนเชิงกายภาพอยู่บ้าง ทั้งนี้เกิดจากการปนปนของสิ่งเจือปนทำให้ค่าที่ได้จากการทดสอบมีความแปรปรวน ซึ่งได้สะท้อนออกมาในรูปของความเบี่ยงเบนมาตรฐานของข้อมูล (Standard deviation)

การทดสอบในห้องปฏิบัติการมีวัตถุประสงค์หลักเพื่อศึกษาพฤติกรรมของเกลือหิน ภายใต้แรงกดแบบวัฏจักร และศึกษาพฤติกรรมการประสานตัวของรอยแตกที่มีอยู่ในเกลือหิน ซึ่งประกอบด้วย การทดสอบ 3 ชุด คือ 1) การทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานทางด้านกลศาสตร์ 2) การทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักร 3) การทดสอบการประสานตัวของรอยแตก

การทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานประกอบด้วย (1) การทดสอบแรงกดในแกนเดียวเพื่อหาค่าความต้านทานแรงกดสูงสุดของเกลือหินชั้นกลาง ซึ่งจะได้อายุเท่ากับ 30.2 MPa ตัวอย่างเกลือหินจะวิบัติที่ค่าความเครียดในแนวแกนระหว่าง 0.016 ถึง 0.035 และความเครียดวิกฤติได้เท่ากับ 0.0022 (2) การทดสอบแรงดึงแบบบราซิเลียน ซึ่งหาค่าความต้านทานแรงดึงสูงสุดของเกลือหินชั้นกลางได้เท่ากับ 1.9 MPa และเกลือหินชั้นล่างเท่ากับ 1.7 MPa และ (3) การทดสอบแบบจุดกดซึ่งคำนวณค่าดัชนีจุดกดเกลือหินชั้นกลางได้เท่ากับ 0.6 MPa และเกลือหินชั้นล่างเท่ากับ 0.4 MPa จาก การทดสอบสามารถสรุปได้ว่า เกลือหินจากแหล่งดังกล่าวมีคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์อยู่ในเกณฑ์สูงพอสมควรเมื่อเทียบกับคุณสมบัติของเกลือหินที่มีการทดสอบจากแหล่งอื่นทั้งในและต่างประเทศ เมื่อพิจารณาความหนาและความลึกของชั้นเกลือหินในภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทย แล้วพบว่าเหมาะสมสำหรับเทคโนโลยีการกักเก็บพลังงานไฟฟ้าในรูปอากาศภายใต้ความดัน

การทดสอบแรงกดแบบวัฏจักรสามารถสรุปผลได้ว่า ในแต่ละวัฏจักรจะเกิดความเครียดสะสมถาวรเพิ่มขึ้นและเกิดการวิบัติในที่สุด ซึ่งจำนวนรอบที่เกลือหินเกิดการวิบัตินั้นจะแปรผันตามขนาดความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุด-ต่ำสุดในแต่ละวัฏจักร ซึ่งความสัมพันธ์ของจำนวนรอบที่วิบัติ (N) กับขนาดของความแตกต่างความเค้น (S) สามารถแสดงได้โดยสมการ

$$S = 33.61 N^{-0.08}$$

ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของเกลือหินจากการทดสอบแรงกดแบบวัฏจักรมีค่าลดลงตามจำนวนรอบที่เพิ่มขึ้น ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่าง 20 ถึง 30 GPa และลักษณะการเคลื่อนไหลที่ได้จากการทดสอบแรงกดแบบวัฏจักรมีลักษณะคล้ายกับผลการทดสอบการเคลื่อนไหลแบบให้แรงกดคงที่

การทดสอบการประสานตัวของรอยแตกจะพิจารณาจากตัวแปรเพียง 2 ตัวเท่านั้น คือ เวลาและความเค้น การทดสอบมี 2 ลักษณะที่ต่างกัน คือ 1) การทดสอบโดยให้ความเค้นในแกนเดียวตั้งฉากกับรอยแตกเรียบ (Saw cut fracture) และประเมินการประสานตัวจากดัชนีจุดกด ซึ่งพบว่า การประสานตัวเกิดขึ้นได้น้อยที่ระดับความเค้นต่ำและยังต้องใช้ระยะเวลาเพื่อการประสานตัวที่ยาวนาน และ 2) การทดสอบแบบให้ความเค้นล้อมรอบตัวอย่างที่มีรอยแตกคู่ครั้งตัวอย่างในแนวแกน (Smooth and parallel fracture) และรอยแตกที่เกิดจากการทดสอบแรงดึงแบบบราซิเลียน (Tension-induced fracture) โดยประเมินการประสานตัวจากค่าความซึมผ่านที่ลดลงและค่าความต้านทานแรงดึงสูงสุดของรอยประสานตัว พบว่าการประสานตัวเกิดขึ้นได้ดีที่ระดับความเค้นสูงและรอย

แตกจะมีการซิดกันเนื่องจากการประสานตัวจากกระบวนการทางด้านกลศาสตร์และด้านเคมี ทำให้ค่าความซึมผ่านลดลงและค่าความต้านทานแรงดึงมีการเพิ่มขึ้นมากถึง 90% สำหรับรอยแตกแบบค้ำ และ 4.4% สำหรับรอยแตกเรียบเมื่อเทียบกับหินที่ไม่มีรอยแตก (Intact rock salt)

กิจกรรมที่ได้ทำควบคู่กันไปกับการทดสอบในห้องปฏิบัติการคือ การวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์เพื่อศึกษาพฤติกรรมและเสถียรภาพทางกลศาสตร์ของโพรงในชั้นเกลือหินที่มีรูปทรงเรขาคณิตต่าง ๆ กัน คือ โพรงรูปทรงกลมและโพรงรูปทรงรี สำหรับใช้ในการกักเก็บพลังงานไฟฟ้าในรูปอากาศภายใต้ความดัน โดยได้ประเมินจากการยุบตัวของโพรงและขอบเขตความเป็นพลาสติกรอบโพรงเกลือหิน เมื่อใช้ปัจจัยทั้งสองนี้เป็นเกณฑ์จะพบว่าโพรงรูปทรงกลมจะมีเสถียรภาพมากที่สุด เนื่องจากการยุบตัวของโพรงนั้นมีค่าน้อยและความเป็นพลาสติกของเกลือหินรอบโพรงมีขอบเขตที่แคบกว่ารูปทรงอื่น ๆ และสำหรับโพรงรูปทรงรีนั้นความมีเสถียรภาพของโพรงจะลดลงเมื่ออัตราส่วนระหว่างแกนหลักต่อแกนรองลดลง โดยที่ขอบเขตความเป็นพลาสติกจะขยายตัวมากขึ้นเป็นหลายเท่าของรัศมีของโพรง

สำหรับการจำลองพฤติกรรมของโพรงในชั้นเกลือหินที่กักเก็บอากาศอัดนั้น มีจุดประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมและเสถียรภาพเชิงกลศาสตร์ของโพรงในชั้นเกลือหินหลังจากก่อสร้างและดำเนินการ โดยเลือกเอาพื้นที่ที่มีความเหมาะสมในเชิงความลึกและความหนาของชั้นเกลือหินมาสร้างแบบจำลอง โดยรูปแบบของการดำเนินการคือ โพรงจะมีการเปลี่ยนแปลงความดันภายในโพรงขึ้น-ลงอย่างเป็นวัฏจักรระหว่าง 90% ถึง 30% ของความเค้นในชั้นเกลือหินที่ระดับหลังคาโพรง ผลที่ได้ระบุว่าโพรงดังกล่าวมีเสถียรภาพพอสมควร เนื่องจากการหดตัวของโพรงมีแนวโน้มที่จะคงที่จนถึงปีที่ 20 ของการดำเนินการ รวมทั้งการทรุดตัวของผิวดินนั้นอยู่ในระดับต่ำคือ มีการทรุดตัวเพียง 20 เซนติเมตรเท่านั้น ซึ่งจากผลที่ได้นี้สามารถสรุปได้ว่า การนำเทคโนโลยีอากาศอัดมาประยุกต์ใช้ในชั้นเกลือหินในบางพื้นที่ของภาคตะวันออกเฉียงเหนือนั้นมีความเป็นไปได้สูง

6.2 ข้อเสนอแนะ

การศึกษาในงานวิจัยในครั้งนี้เป็นเพียงการศึกษาเบื้องต้นสำหรับเทคโนโลยีการกักเก็บพลังงานไฟฟ้าในรูปอากาศภายใต้ความดัน เพื่อให้ทราบถึงแนวทางและกระบวนการในการศึกษาและการออกแบบ ซึ่งจะเห็นว่าการทดสอบในห้องปฏิบัติการต้องมีการทดสอบให้มากขึ้น โดยมุ่งเน้นการศึกษาถึงผลกระทบแรงกดแบบวัฏจักร คือพิจารณาถึงความถี่ของการเปลี่ยนแปลงความเค้นและการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิด้วย ตัวอย่างเกลือหินที่ใช้ควรได้มาจากตำแหน่งที่จะสร้างโพรงโดยตรง ซึ่งจะทำให้ผลที่ได้สามารถใช้เป็นตัวแทนของคุณสมบัติได้ดียิ่งขึ้น ซึ่งข้อเสนอแนะในส่วนของการทดสอบและการจำลองทางคอมพิวเตอร์สามารถสรุปได้ดังนี้คือ

- 1) ควรมีการทดสอบแรงกดแบบวัฏจักรในสามแกน (Triaxial Cyclic Loading Test) เพื่อให้ได้คุณลักษณะของความเค้นที่คล้ายคลึงกับที่เกิดขึ้นในภาคสนาม
- 2) ควรมีการทดสอบการเคลื่อนไหลในระยะยาว (Long-term triaxial creep test) ผลที่ได้จะสามารถนำมาสอบเทียบค่าคงที่ต่าง ๆ ในกฎของการเคลื่อนไหลได้ดียิ่งขึ้น
- 3) ควรมีการทดสอบการประสานตัวของรอยแตกในเกลื่อนหินเพิ่มขึ้น โดยเน้นไปที่ผลกระทบของความขรุขระของรอยแตกและสิ่งเจือปน ซึ่งอาจจะมีผลต่อการประสานตัวในภาคสนาม
- 4) สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น เวลา และการประสานตัวของรอยแตกในเกลื่อนหิน (อาจจะอยู่ในรูปของความต้านแรงกดสูงสุด) ควรจะนำมาใส่ในโปรแกรมคอมพิวเตอร์ GEO เพื่อที่จะสามารถคาดคะเนการแตกและการประสานตัวของรอยแตกในชั้นเกลื่อนหินในขณะที่ดำเนินการเก็บอากาศอัดและปล่อยอากาศออกมา
- 5) ควรจะมีการศึกษาผลกระทบของอัตราการอัดอากาศและอัตราการปล่อยอากาศออกจากโพรงเกลื่อน คาดว่าอัตราการอัดและปล่อยอากาศจะมีผลกระทบต่อการทำงานของเชิงกลศาสตร์ของเกลื่อนหินที่อยู่รอบโพรง
- 6) ถ้าพื้นที่ใดถูกกำหนดให้เป็นพื้นที่ที่เหมาะสมสำหรับเทคโนโลยีนี้ ควรจะนำตัวอย่างเกลื่อนหินที่จะได้ในพื้นที่นั้น ๆ มาศึกษาโดยตรง เนื่องจากความแปรปรวนของคุณสมบัติเกลื่อนหินในภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทยมีค่อนข้างสูง ดังนั้น ผลการทดสอบเกลื่อนหินที่ได้จากต่างพื้นที่อาจจะไม่เพียงพอหรือเหมาะสมที่จะนำมาสร้างแบบจำลอง

ข้อเสนอแนะในการวิจัยในอนาคตดังกล่าวข้างต้นอาจจะใช้ทุนค่อนข้างสูง และใช้เวลาในการวิจัย อย่างไรก็ตามถ้าประเทศไทยสามารถนำเทคโนโลยีการเก็บพลังงานไฟฟ้าในรูปอากาศอัดมาใช้ได้ ก็น่าจะคุ้มค่าในเชิงเศรษฐศาสตร์ นอกจากนั้นผลการศึกษาที่ได้จะมีประโยชน์ในเชิงวิชาการอย่างมาก

บรรณานุกรม

- นเรศ สัตยารักษ์ และทรงภพ พลจันทร์, 2533, เกลือหินใต้ที่ราบสูงโคราช, การประชุมวิชาการกรมทรัพยากรธรณี ประจำปี 2533 16-17 สิงหาคม 2533 เรื่อง การจัดการทรัพยากรธรณี, กองเชื้อเพลิงธรณีวิทยา, กรมทรัพยากรธรณี, หน้า 1-14.
- นเรศ สัตยารักษ์, สมเกียรติ จันทรมหา, เจตต์ จุลวงษ์, ปกรณ์ สุวานิช และธวัช จาปะเกษตร์, 2530, อิทธิพลของชั้นเกลือหินที่มีต่อน้ำใต้ดินในภาคอีสาน, การประชุมวิชาการเรื่อง ธรณีวิทยากับการพัฒนาอีสานเขียว, สมาคมธรณีวิทยาแห่งประเทศไทย, กรุงเทพฯ, หน้า 37-75.
- ปกรณ์ สุวานิช, 2521, แร่โปแตชภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทย. เอกสารเศรษฐกิจธรณีวิทยาเล่มที่ 22, กองเศรษฐกิจธรณีวิทยา กรมทรัพยากรธรณี, 24 หน้า.
- พิทักษ์ รัตนจารุรักษ์, 2533, อิทธิพลของชั้นเกลือหินต่อสภาพดินเค็มในภาคอีสาน, การประชุมวิชาการกรมทรัพยากรธรณี ประจำปี 2533 16-17 สิงหาคม 2533 เรื่อง การจัดการทรัพยากรธรณี, กองเชื้อเพลิงธรณีวิทยา, กรมทรัพยากรธรณี, หน้า 15-25.
- ไพรัตน์ เจริญกิจ, 2544, แนวคิดการจัดการทรัพยากรเกลือหินภาคตะวันออกเฉียงเหนือของไทย, การประชุมวิชาการด้านเหมืองแร่ โลหะการและปิโตรเลียมครั้งที่ 6 ระหว่างวันที่ 24-26 ตุลาคม 2544, กรุงเทพฯ, หน้า 1-5.
- สมเกียรติ จันทรมหา, 2530, หน้าตาโคมเกลือใต้ที่ราบสูงโคราช, การประชุมวิชาการกรมทรัพยากรธรณี ครั้งที่ 4 13-14 สิงหาคม 2530, สำนักงานเลขานุการกรม, กรมทรัพยากรธรณี, หน้า 301-317.
- สมชัย วงศ์สวัสดิ์ และสุนทร ปัญญาสุธารส, 2533, ศักยภาพและกลยุทธ์ การพัฒนาน้ำบาดาลแอ่งโคราช, การประชุมวิชาการกรมทรัพยากรธรณี ประจำปี 2533 16-17 สิงหาคม 2533 เรื่อง การจัดการทรัพยากรธรณี, กองเชื้อเพลิงธรณีวิทยา, กรมทรัพยากรธรณี, หน้า 39-58.
- สุวพันธ์ นิลายน และ คุณณี นิลายน, 2539, พลังงานนิวเคลียร์และการพัฒนาในประเทศไทย, จุฬาลงกรณ์ มหาวิทยาลัย กรุงเทพมหานคร.

- Adler, P. M., Zazovsky, A., Baranger, Ph. Bonte, G., Laurens, J. F., and Sureau, J. F., 1996, Hydrodynamic aspects of the inhibition of a salt wall by brine initially contained in a cavity, In Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, September 1993, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 249-261.
- Aimone-Martin, C. T., Oravec, K. I., and Bowser, J., 1999, Fracture development in rock salt during the diametral compression test, In Proceedings of the 37th U.S. Rock Mechanics Symposium, Rock Mechanics for Industry, June 1999, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 309-316.
- Akgun, H., 1997, An assessment of borehole sealing performance in a salt environment, Environmental Geology 31, no.1-2, pp. 34-41.
- Albers, G., 1983, MAUS--A computer code for modelling thermomechanical stresses in rock salt, Computer Modelling of Stresses in Rock, Proc. Tech. Session, EUR9355 EN, Brussels.
- Alheid, H. J., Honecker, A., Sarfeld, W., and Zimmer, H., 1988, Dynamic analysis of deep underground structures, In Proceedings of the Second Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Federal Institute of Geosciences and Natural Resources, Hannover, September 1984, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 463-472.
- Alheid, H. J., Knecht, M., and Luedeling, R., 1998, Investigation of the long-term development of damaged zones around underground openings in rock salt, In Proceeding 3rd North American Rock Mechanics Symposium: NARSM'98, 1998 June, Cancun, Mexico, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 0148-9062, Vol. 35, NUMB 4/5, pp. 589-590.
- Allan, A., 1950, Summary of published information on large-capacity compressed-air receivers for underground mines. Washington, D.C: U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Mines.
- Allemandou, X. and Dusseault, M. B., 1993, Healing processes and transient creep of salt rock, In Anagnostopoulos, A. (eds.), Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks, Vol. 1-3, A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, USA, pp. 1581-1590.

- Allemandou, X. and Dusseault, M. B., 1996, Procedures for cyclic creep testing of salt rock, results and discussions, In Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, November 1993, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 207-218.
- Anissimov, L. and Moscovsky, G., 1999, Salt rock properties of the Pricaspian basin, waste and product storage assessment, In Proceedings 9th International Congress on Rock Mechanics, August 1999, International Society for Rock Mechanics, Balkema, pp. 33-36.
- ASTM D2936-95, 1998, Standard test method for direct tensile strength of intact rock core specimens. In Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 273-274.
- ASTM D2938-95, 1998, Standard test method for unconfined compressive strength of intact rock core specimens, In Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 279-281.
- ASTM D3148-96, 1998, Standard test method for Elastic Moduli of intact rock core specimens in uniaxial compression, In Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 306-310.
- ASTM D3967-95a, 1998, Standard test method for splitting tensile strength of intact rock core specimens, In Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 404-420.
- ASTM D3967-95a, 1998, Standard test method for splitting tensile strength of intact rock core specimens, In Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp.404-406.
- ASTM D4341-93, 1998, Standard test method for creep of cylindrical hard rock core specimens in uniaxial compression, In Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 540-543.
- ASTM D4405-93, 1998, Standard test method for creep of cylindrical soft rock core specimens in uniaxial compressions, In Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, pp. 584-587.

- ASTM D4543-85, 1998, Standard practice for preparing rock core specimens and determining dimensional and shape tolerances, In Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 657-660.
- ASTM D5731-95, 1998, Standard test method for determination of the point load strength index of rock, In Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 500-506.
- ASTM D653-97, 1998, Standard terminology Relating to Soil, rock, and contained fluids, In Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 42-75.
- Atterwell, P. B. and Farmer, I. W., 1973, Fatigue behavior of rock, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 10, pp. 1-9.
- Aubertin, M., 1996, On the physical origin and modeling of kinematic and isotropic hardening of salt, In Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, November 1993, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 1-18.
- Aubertin, M., Gill, D. E., and Ladanyi, B., 1993, Modelling the transient inelastic flow of rock salt, In Proceedings of Seventh Symposium on Salt, Kyoto, Japan, April 1992, Elsevier Science Publishers, Amsterdam, Vol. 1, pp. 93-104.
- Aubertin, M., Julien, M. R., Servant, S., and Gill, D. E., 1999, A rate-dependent model for the ductile behavior of salt rocks, Canadian Geotechnical Journal 36, no.4, Canada, pp. 660-674
- Aubertin, M., Sgaoula, J. and Gill, D. E., 1993, A damage model for rock salt: Application to tertiary creep, In Proceedings of Seventh Symposium on Salt, Kyoto, Japan, April 1992, Elsevier Science Publishers, Amsterdam, Vol. I, pp. 117-125.
- Aubertin, M., Sgaoula, J., and Gill, D. E., 1993, Constitutive modeling of rocksalt: Basic considerations for semi-brittle behavior, In Proceeding of the Fourth International Symposium on Plasticity and It's Current Applications, Baltimore, pp. 92 (1-4).

- Aubertin, M., Sgaoulla, J., Servant, S., Julien, M. R., Gill, D. E., and Ladanyi, B., 1998, An up-to-date version of SUVIC-D for modeling the behavior of salt, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 205-220.
- Baar, C. A., 1977, Applied salt-rock mechanics, Elsevier Scientific Publishing, Amsterdam.
- Bahadur, S., 1980, Tennessee valley authority energy storage program phases 1: advanced compressed air energy storage and underground pumped hydropower plant siting studies, Columbia, Md.: Acres American Corporation.
- Bailey, W. A., 1965, The effects of salt on the consolidation behavior of saturated remolded clays, Research report, no. R65-09, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, 162 pp.
- Barber, D. J., 1990, Regimes of plastic deformation processes and microstructure; An overview, Deformation Processes in Minerals, Ceramics and Rocks, Unwin Hyman, pp. 138-178.
- Barinov, S. M., 1997, On brittle-to-ductile transition in covalent diamond like and ionic rock salt structure solids, Journal of Materials Science Letters, Volume 16, Number 3, p. 212.
- Bas, D. B., Mohsine, Z., and Cees, P., 1998, Cataclastic solution creep of very soluble brittle salt as a rock analogue, Earth and Planetary Science Letters, Volume 163, Number 1, p. 83.
- Bechthold, W., Rothfuchs, T., Huertas, F., Poley, A., Ghoreychi, M., Heusermann, S., and Gens, A., 1999, Backfilling and sealing of repositories in rock salt - The BAMBUS project, International Conference 5th on Radioactive Waste Management Strategies and Issues, November 1999, Luxembourg, Euradwaste, pp. 366-369.
- Beddoes, R. J., 1994, Analyses of bench test area at Goderich mine, Internal report for Sifto Canada Inc., Prepared by Golder Associate Ltd., Calgary, AB, Canada.
- Bedinger, M. S., Sargent, K. A., and Langer, W. H., Studies of geology and hydrology in the Basin and Range Province, southwestern United States, for isolation of high-level radioactive waste - characterization of the Bonneville Region, Utah and Nevada, US Geological Survey Professional Paper 1370 G, 38 p.

- Berest, P. and Blum, P. A., 1993, In situ test in salt cavern, In Proceedings of Seventh Symposium on Salt, Kyoto, Japan, April 1992, Elsevier Science Publishers, Amsterdam, Vol. I, pp.353-362.
- Berest, P., 1993, General report: Mining and civil engineering in rock salt, In Proceedings 7th International Congress on Rock Mechechanics, Archen, Germany, Vol. 3, pp. 1847-1851
- Berest, P., Brouard, B., and Durup, G., 1998, Behavior of sealed solution-mined caverns, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal. June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 511-524.
- Bieniawski, P. W. and Bieniawski, Z. T., 1994, Design principles and methodology applied to solution mined salt caverns, Presented at the 1994 Spring Meeting in Houston, Texas, April 24-27, 1994.
- Bieniawski, Z. T. and Hawkes, I., 1978, Suggested Methods for determining tensile strength of rock materials, International Society for Rock Mechanics Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, pp. 118-121.
- Bieniawski, Z. T. et al., 1979, Suggested Methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials, International Society for Rock Mechanics Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, Vol. 16, No. 2, pp. 135-140.
- Biffle, J. H., 1984, JAC-A two-dimensional finite element computer program for the non-linear quasistatic response of solids with the conjugate gradient method, SAND81-0998, Sandia National Laboratories, Albuquerque, NM.
- Billiotte, J., LeGuen, C., Deveughele, M., and Brulhet, J., 1996, On laboratory measurements of porosity and permeability of salt rocks (Bressa basis-France), In Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, September 1993, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 221-230.

- Bishop, W. M., 1991, Storage of grain in solution mined caverns, Presented at the Solution Mining Research Institute Meeting, Las Vegas, Nevada, October 27-30, 1991.
- Blanquer-Fernandez, S., 1991, Interaction des cavities souterraines, Project de Fin d'Etudes, EPF; LMS, Ecole Polytechnique, French.
- Bodner, S. R., 2000, Investigating on damage and healing in rock salt and their relation to phenomena observed in the 1989 Loma Prieta earthquake, Annual meeting, 2000 Apr, Ma'alot, Israel, Israel Geological Society, p. 21.
- Bonte, G., 1996, Mechanical aspects of the inhibition of a salt wall by brine initially contained in a cavity, In Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, September 1993, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 263-267.
- Boontongloan, C., 2000, Engineering properties of the evaporitic and clastic rocks of Maha Sarakam formation, Sakon Nakhon evaporite basin, M.S. thesis, Asian Institute of Technology, Thailand.
- Borm, G., 1983, Analysis of Creep and Relaxation around an Underground Opening in Rock Salt, A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. D23-D27.
- Borns, D. J. and Stormont, J. C., 1989, Delineation of the disturbed rock zone surrounding excavation in salt, In Proc. 30th U. S. Rock Mechanics Symp., Morgantown 1989, pp. 353-360.
- Boukharov, G. N., Chanda, M. W., and Boukharov, N. G., 1995, The three processes of brittle crystalline rock creep, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, Vol. 32, Num. 4, p. 325.
- Boyd, D. W., Buckley, O. E., and Clark, C. E., 1982, Compressed air energy storage: commercialization potential and EPRI roles in the commercialization process. Palo Alto, CA.: Electric Power Research Institute.

- Bradley, M. and McNearny, R. L., 2000, An alternative soft method for armoring diversion channels for mine reclamation sites, *International Journal of Surface Mining, Reclamation and Environment* 14, no.1, Netherlands, pp. 43-51.
- Brewitz, W. and Rothfuchs, T., 1998, Backfilling and sealing of radioactive waste repositories in rock salt formations-technical concepts and R&D approaches in Germany, R and D Technical Report – Environment Agency P, Issue 178, International workshop, 1998 May, Carlsbad, NM, pp. 2-63-2-79.
- Brodsky, N. S. and Munson, D. E., 1991, The effect of brine on the creep of WIPP salt in laboratory test, In *Proceedings of the 32nd U. S. Symp. on Rock Mechanics, Rock Mech. as a Multidisciplinary Science*, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 703-712.
- Brodsky, N. S. and Munson, D. E., 1994, Thermomechanical damage recovery parameters for rocksalt from WIPP, *Rock Mechanics: Models and Measurements, Challenges from Industry*, In *Proceedings of the 1st North American Rock Mechanics Symposium*, University of Texas at Austin, Austin, June 1994, A. A. Balkema, Rotterdam, pp.731-740.
- Brodsky, N. S. and Pfeifle, T. W., 1992a, Consolidation of the Waste Isolation Pilot Plant crushed salt/bentonite mixtures as a function of confining pressure and moisture content as compared with constitutive model predictions, SAND91-7071, Sandia National Laboratories, Albuquerque.
- Brodsky, N. S. and Pfeifle, T. W., 1992b, Brine-permeability of consolidated crushed salt from the Waste Isolation Pilot Plant, RSI-0408, RE/SPEC, Inc., Rapid City, USA, for Sandia National Laboratories, Albuquerque.
- Brodsky, N. S., 1990, Crack closure and healing studies in WIPP salt using compressional wave velocity and attenuation measurements: test methods and results, Contract Report SAND90-7076, RE/SPEC Inc, 48 p.
- Brodsky, N. S., 1994, Hydrostatic and shear consolidation tests and permeability measurements on Waste Isolation Pilot Plant crushed salt, SAND93-7058, Sandia national laboratories, Albuquerque.

- Brodsky, N. S., Hansen, F. D., and Pfeifle, T. W., 1998, Properties of dynamically compacted WIPP salt, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 303-316.
- Brodsky, N. S., Zeuch, D. H., and Holcomb, D. J., 1995, Consolidation and permeability of crushed WIPP salt in hydrostatic and triaxial compression, In Proceeding of the 35th U. S. Symposium on Rock Mechanics, Rono, June 1995, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 497-502.
- Broek, W. M. G. T., and Heilbron, H. C. 1998, Influence of salt behavior on the retrievability of radioactive waste, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Clausthal, Germany, Trans Tech Publications, pp. 561-572.
- Brok, B., Zahid, M., and Passchier, C., 1998, Cataclastic solution creep of very soluble brittle salt as a rock analogue, Earth and planetary science letters, Volume 163, Number 1, p. 83.
- Burdine, N. T., 1963, Rock failure under dynamic loading conditions, Society of Petroleum Engineers Journal, pp. 1-8.
- Callahan, G. D., Fossum, A. F. and Svalstad, D. K., 1990, Documentation of SPECTROM-32: A finite element thermomechanical stress analysis program, DOE/CH10378-2, Department of Energy, Vol.1 and 2, RE/SPEC, Inc., Rapid City, USA, RSI-0269
- Callahan, G. D., Loken, M. C., Hurtads, L. D., and Hansen, F. D., 1998, Evaluation of constitutive models for crushed salt, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 317-330.
- Campos de Orellana, A. J., 1998, Non-associated pressure solution creep in salt rock mines, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 429-444.

- Campos de Orellana, A. J., Non-associated pressure solution creep in salt rock mines, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 429-444.
- Caputo, M., 1998, Invers rheology of rocks, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 393-408.
- Cardenas, M., LeCompte, C., and Cua, G., 1999, Estimation of permeability of disturbed halite using inverse modeling, *Ground Water* 37, no.4, United States, pp. 539-545.
- Carter, N. L., Horseman, S. T., Russell, J. E., and Handin, J., 1993, Rheology of rocksalt, *Journal Structural Geology*, Vol. 15, No. 10, pp. 1257-1272.
- Cauberg, H., Kuilman, B., Valkering, B., and Walters, J. V., 1986, Rock mechanics behavior and sealing aspects of a closed-in salt cavity filled with brine, SMRI Autumn Meeting, Amsterdam, September 1986.
- Chan, K. S., Bodner, S. R., and Munson, D. E., 1998a, Recovery and Healing of Damage in WIPP Salt, *International Journal of Damage Mechanics*, Vol. 7, No. 1, pp. 143-166.
- Chan, K. S., Bodner, S. R., and Munson, D. E., 2000, Application of Isochronous Healing Curves in Predicting Damage Evolution in a Salt Structure, *International Journal of Damage Mechanics*, Vol. 9, No. 2, Technomic, pp. 130-153.
- Chan, K. S., Bodner, S. R., Fossum, A. F., and Munder, D. E., 1995, Constitutive representative of damage healing in WIPP salt, In Proceedings of the 35th U.S. Symposium, on Rock Mechanics, A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 485-490.
- Chan, K. S., Bodner, S. R., Fossum, A. F., and Munson, D. E., 1996a, Inelastic flow behavior of argillaceous salt, *Int. J. Damage Mech.*, Vol. 5, pp. 292-314.
- Chan, K. S., Brodsky, N. S., Fossum, A. F., Bodner, S. R., and Munson, D. E., 1994, Damage-Induced nonassociative flow in rock salt, *International Journal Plasticity*, Vol. 10, pp. 623-642.

- Chan, K. S., Munson, D. E., Bodner, S. R., and Frossum, A. F., 1996b, Cleavage and creep fracture of rock salt, *Acta Mater.*, Vol. 44, pp. 3553-3565.
- Chan, K. S., Munson, D. E., Frossum, A. F., and Bodner, S. R., 1998b, A Constitutive Model for Representing Coupled Creep, Fracture and Healing in Rock Salt, In *Proceeding of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt*, The Pennsylvania State University, June 17-18, 1996, Clausthal-Zellerfeld, Trans Tech Publications, Germany, pp. 211-234
- Chang, C. M., Sauser, B. W., Bue, G. C., and Conger, B. C., 1993, Space shuttle launch entry salt thermal performance evaluation, *S. A. E. Transactions*, Vol. 102, No. 1, p. 1646.
- Change, G. C., Thompson, P. A., Allen, R. A., and Loscutoff, W. V., 1980, Underground compressed air energy storage for electric utilities, *Subsurface*, June 1980, Vol. 2, pp. 579-585.
- Charpentier, J. P., 1998, Creep of rock salt at elevated temperature, In *Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt*, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 131-136.
- Chen, Z., Wang, M. L., and Lu, T., 1997, Study of Tertiary Creep of Rock Salt, *Journal of Engineering Mechanics*, Volume 123, Number 1, p. 77.
- Chen, Z., Wang, M. L., Lu, T., and Chen, Z., 1996, A Micro- and Macro-Mechanical Investigation of Mechanisms for the WIPP Rock Salt, *Radioactive Waste Management and Environmental Restoration*, Volume 20, Number 2/3, p. 73.
- Chia, J. H. and Desai, C. S., 1994, Constitutive modelling of thermoviscoplastic response of rock salt, In *Proceeding of the 8th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics*, May 1994, Morgantown, WV, Vol. 1, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 555-560.
- Chokski, A. H. and Langdon, T. G., 1991, Characteristics of creep deformation in ceramics, *Materials Science and Technology*, Vol. 7, pp. 577-584.

- Chokski, A. H. and Langdon, T. G., 1991, Characteristics of creep deformation in ceramics, *Materials Science and Technology*, 7, pp. 577-584.
- Christensen, C. T., Christensen, H. F., and Foged, N., 1998, Laboratory tests of hydraulic fracturing and swell healing, In *Proceedings 1998 ISRM International Symposium, Eurock' 98*, Trondheim, July, 1998, Norway, pp. 521-526.
- Chumbe, D., Loloret, A. and Alonso, E., 1998, Creep and permeability tests on compacted granular salt, In *Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt*, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 331-340.
- Ciancanelli, E. V., Johnson, K.E., and Nelson, C. G., 1994, Selection, evaluation, and development of porous-media reservoirs for compressed-air energy storage, Research Project No. TR-104269 Palo Alto, CA.: Electric Power Research Institute.
- Committee for Co-ordination of Joint Prospecting for Mineral Resources in ASIAN Offshore Areas (CCOP) and Intergovernmental Oceanographic Commission, Unesco (IOC), 1980, International decade of ocean exploration studies in East ASIAN tectonics and resources (SEATAR), Bandung, Indonesia.
- Committee for Co-ordination of Joint Prospecting for Mineral Resources in ASIAN Offshore Areas (CCOP) and Intergovernmental Oceanographic Commission, Unesco (IOC), 1980, International decade of ocean exploration studies in East ASIAN tectonics and Resources (SEATAR), Bandung, Indonesia.
- Cosenze, P. and Ghoreychi, M., 1996, Coupling between mechanical behavior and transfer phenomenon in salt, In *Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt*, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, September 1993, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 287-307.
- Cristescu, N. and Hunsche, U., 1996, A comprehensive constitutive equation for rock salt-determination and application, In *Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt*, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, September 1993, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 191-205.

- Cristescu, N., 1993a, A general constitutive equation for transient and stationary creep of rock salt, *Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 30, No. 2, Great Britain, pp. 125-140.
- Cristescu, N., 1993b, Constitutive equation for rock salt and mining applications, In *Proceedings of the Seventh symposium on salt*, Kyoto, Japan, April 1992, Elsevier Science Publishers, Amsterdam, Vol. 1, pp. 105-115.
- Cristescu, N., 1994a, A procedure to determine nonassociated constitutive equations for geomaterials, *Int. J. Plasticity*, Vol. 10, pp. 103-131.
- Cristescu, N., 1994b, Viscoplasticity of geomaterials, *Visco-Plastic Behaviour of Geomaterials*, Springer Verlag, Vienna, pp. 103-207.
- Cristescu, N., 1996, Stability of large underground caverns in rock salt, In *Proceedings of the 2nd North American Rock Mechanics Symposium on Rock Mechanics Tools and Technique (NARNS'96)*, Montreal, June 1996, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 101-107.
- Crotogino, F. and Quast, P., 1980, Compressed-air storage caverns at Huntorf, In *Proc. Int. Symp. Subsurface Space (Rockstore 80)*, Stockholm, Vol. 2, pp. 593-600.
- Crotogino, F., Mohmeyer, W. U., and Scharf, R., 2001, Huntorf CAES: More than 20 years of successful operation, Spring 2001 Meeting, Orlando, Florida, USA.
- Cuevas, C. D. L. and Pueyo, J. J., 1995, The influence of mineralogy and texture in the water content of rock salt formations, Its implication in radioactive waste disposal, *Applied Geochemistry* 10, no.3, pp. 317-327.
- Cuevas, C. D. L., 1998, Pore structure characterization in rock salt, *Engineering geology*, Volume 47, Number 1-2, p. 17.
- Cuevas, C. D. L., and Pueyo, J. J., 1995, The influence of mineralogy and texture in the water content of rock salt formations. Its implication in radioactive waste disposal, *Applied Geochemistry* 10, no.3, pp. 317-327.
- Cuevas, C. D. L., Miralles, L. P., and Juan, J., 1996, The Effect of Geological Parameters on Radiation Damage in Rock Salt: Application to Rock Salt Repositories, *Nuclear Technology*, Volume 114, Number 3, p. 325.

- Czurda, K. A., Wagner, J.-F., 1991, Cation transport and retardation processes in view of the toxic waste deposition problem in clay rocks and clay liner encapsulation, *Engineering Geology* 30, no.1, pp. 103-113.
- Dahm, T., Manthei, G., and Eisenblatter, J., 1998, Relative moment tensors of thermally induced microcracks in salt rock, *Tectonophysics*, Volume 289, Number 1-3, p. 61.
- Dahm, T., Manthei, G., and Eisenblatter, J., 1999, Automated moment tensor inversion to estimate source mechanisms of hydraulically induced micro-seismicity in salt rock, *Tectonophysics*, Volume 306, Number 1, p. 1.
- Dale, T. and Hurtado, L. D., 1998, WIPP air-intake shaft disturbed-rock zone study, In *Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt*, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 525-535.
- Davidson, B. C. and Dusseault, M. B., 1998, Granular halite backfill as a structural and disposal medium, In *Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt*, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 341-352.
- Davis, M. R. (1984) An availability analysis of underground compressed air storage. M.S. thesis, North Dakota State University.
- De Menezes, J. E. T. Q. and Nguyen-Minh, D., 1996, Application of a mixed boundary and finite element method to rock salt caverns numerical analysis, *International Symposium*, 1996 Sep, Turin, Italy, EUROCK -ISRM International Symposium, Vol. 2, A. A. Balkema, pp. 1299-1304.
- Defense Logistics Agency, 1995, Storage and handling of compressed gases and liquids in cylinders, and of cylinders, Alexandria, Va.: U.S. Defense Logistics Agency.
- DeLong, M. M., Nelson, C. R., and Petersen, D. L., 1989, Subsurface cavern system requirements for compressed air energy storage and associated uses, *Storage of Gases in Rock Caverns*, Nilsen & Oisen (eds.) 1989 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 6191 896 0, pp. 33-36.

- Delong, M.M., Nelson, C.R., and Petersen, D. L., 1990, Subsurface cavern system requirements for compressed air energy storage and associated uses, *Tunneling & Underground Space Technology*. 5 (4), pp. 315-318.
- DeVries, K. L. and Callahan, G. D., 1998, WIPP panel simulations with gas generation, In *Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt*, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp537-550.
- Devries, K. L., Allen, D. H., and Hurtado, L. D., 1998, Micromechanics and homogenization techniques for analyzing the continuum damage of rock salt, North American symposium, 3rd, 1998 Jun, Cancun, Mexico, *International journal of rock mechanics and mining sciences* 0148-9062, Vo. 35, NUMB 4/5, p. 472.
- Dies, J., Cuevas, C. D. L., and Tarrasa, F., 1999, MISCELLANEOUS - The Influence of Irradiation Temperature on the Thermoluminescence Response of Rock Salt Irradiated in the MGy Range, *Radiation Protection Dosimetry*, Volume 85, Number 1, p. 487.
- Dies, X., Cuevas, C. D. L., Ortega, X., Tarrasa, F., and Miralles, L., 1996, Influence of dose rate on TL response of heavily irradiated rock salt, *Radiation Protection Dosimetry*, Volume 66, Number 1-4, p. 221.
- DiMento, L. J., 1982, Integrated environmental and safety assessment of selected mechanical energy storage systems. Palo Alto, CA, Electric Power Research Institute.
- Djahanguiri, F., 1984, Critical aspects of mining technology in excavation of a nuclear waste repository in salt, *British Geotechnical Society*, London, U.K, pp.327-336.
- Donath, F., Meyer, B., Hume, H., and Karakouzian, M., 1988, Core Aging and storage effects study of Avery Island Salt, *Waste Management'88*, Tucson, AZ, Feb. 28-March 3.
- Donker, H. and Celma, G. A., 1996, Saturation of Radiation Damage in Natural Rock Salt Irradiated at Moderate Dose Rate, *Radiation Effects and Defects in Solids*, Volume 139, Number 4, p. 241.

- Dreyer, W. E., 1984, Crude oil storage in a system of salt caverns, In Proceedings of First Conference on the Mechanical Behavior of Rock Salt, Pennsylvania State University-Pennsylvania, November 9-11, 1981, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany. pp. 629-660.
- Dreyer, W., 1972, The Science of Rock Mechanics, Part 1: The strength properties of rocks, Trans Tech Publications, Cleveland, OH.
- Dreyer, W., 1982, Underground storage in salt deposits and other non-hard rocks, New York: Halsted Press, pp. 147-176.
- Durup, G. and Xu, J., 1996, Comparative study of certain constitutive laws used to describe the rheological deformation of salts, In Proceedings of the Third Conference in the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, September 1993, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 75-83.
- Duyvestyn, G. M., Davidson, B. C., and Dusseault, M. B., 1998, SPE/ISRM 47250 Salt Solution Caverns for Petroleum Industry Toxic Granular Solid Waste Disposal, SPE/ISRM rock mechanics in petroleum engineering, Conference 1998 Jul, Trondheim, Norway, Rock Mechanics in Petroleum Engineering, pp. 239-246.
- Eduardo, J., Menezes, Q. D., and Ngugen-Minh, D., 1996, Numerical modelling of leached cavern fields using mixed BEM-FEM method, pp. 417-426.
- Ehgartner, B. L. and Linn, J. K., 1994, Mechanical behavior of sealed SPR caverns, SMRI Spring Meeting, Hannover, Germany.
- El-Ghonemy, H., 1998, Estimation of solid phase activity coefficients for non-ideal cation exchange behavior in laboratory samples of UK Triassic sandstone, Contaminated Land and Groundwater: Future Directions, Geological Society Engineering Geology Special Publication No.14, Birmingham, United Kingdom, pp. 213-217.
- EPRI, 1986, Dynamic Operating Benefits of Energy Storage, EPRI Report No.AP-4875, Palo Alto, CA, Electric Power Research Institute.

- EPRI, 1987, *Design Guidelines for Pressure Tunnels and Shafts*, EPRI Report No.AP-5273, Palo Alto, CA, Electric Power Research Institute.
- EPRI, 1990a, *Compressed Air Storage for Electric Power Generation*. EPRI Report No.GS-6784, Palo Alto, CA, Electric Power Research Institute.
- EPRI, 1990b, *Compressed-air energy storage using hard-rock geology*. Palo Alto, CA, Electric Power Research Institute.
- EPRI, 1990c, *Rock concern linings for compressed-air energy storage*. Palo Alto, CA, Electric Power Research Institute.
- EPRI, 1992a, *Alabama Electric Cooperative (AEC) Builds First U.S. Compressed Air Energy Storage (CASE) Plant Using EPRI-Developed Low - Pressure Expander* . EPRI Report No.IN-101511, Palo Alto, CA, Electric Power Research Institute.
- EPRI, 1992b, *CASE goes on-line [Video recording]*. Palo Alto, CA, Electric Power Research Institute.
- EPRI, 1992c, *EPRI-Developed Acquisition System Monitors Compressed-Air Energy Storage CASE) Plant On-line Performance*. EPRI Report No.IN-101510, Palo Alto, CA, Electric Power Research Institute.
- EPRI, 1992d, *Second International Conference on Compressed Air Energy Storage, July 7-9,1992, San Francisco, California*. Research Project No. TR-101770. Palo Alto, CA, Electric Power Research Institute.
- EPRI, 1993, *Application of Load Duration and Monte Carlo Techniques: EPRI Monographs on Simulation of Electric Power Production*. EPRI Report No.IE-7511, Palo Alto, CA, Electric Power Research Institute.
- EPRI, 1994a, *Compressed Air Handbook*, EPRI Report No. CR-104546, Palo Alto, CA, Electric Power Research Institute.

- EPRI, 1994b, *Compressive Analyses of Compressed-Air Cycles; CASE, CASE-ES, CRCAES/CRCASH-ES, and MRCAES/MRCASH-ES*. EPRI Report No.TR-103521, Palo Alto, CA, Electric Power Research Institute.
- EPRI, 1994c, *Development of Turbomachinery Trains for the CASHING, NGCASH, and IGCASH Cycle Applications*. EPRI Report No.TR-103348, Palo Alto, CA, Electric Power Research Institute.
- EPRI, 1994d, *Moisture Remove from Compressed Air Tech Application Vol. 6, No. 2, 1994*. EPRI Report No. TA-104079-V6P2, Palo Alto, CA, Electric Power Research Institute.
- EPRI, 1994e, *Standard compressed-air energy storage plant : design and cost*. Research Project No. TR-103209. Palo Alto, CA, Electric Power Research Institute.
- EPRI, 1997, *Energy Storage in a Restructured Electric Utility Industry: Report on EPRI Think Tanks I and II*. EPRI Report No.TR-108894, Palo Alto, CA, Electric Power Research Institute.
- EPRI, 1998, *Compressed Air Storage with Humidification : An Economic Evaluation*. EPRI Report No.TR-111691, Palo Alto, CA, Electric Power Research Institute.
- EPRI, 1999, *Conceptual Engineering and Cost Estimate for 100-MW and 20MW Nominal Capacity CASH Plants*. EPRI Report No.TR-113360, Palo Alto, CA, Electric Power Research Institute.
- Ethington, E. F., Olhoeft, G. R., and King, T. V. V., 1990, *Oxygen depletion studies in the Electrical Power Research Institute Compressed Air Energy Storage Facility, Pittsfield, Illinois*. Denver, Colo. U.S. Geological Survey.
- Farmer, I. W. and Gilbert, M. J., 1984, *Time dependent strength reduction of rock salt*, In *Proceedings of First Conference on the Mechanical Behavior of Rock Salt*, Pennsylvania State University-Pennsylvania, November 1981, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany. pp. 3-18.
- Farmer, I. W., 1983, *Engineering behavior of rock*, 2nd edition, Chapman and Hall, Ltd., New York, pp. 128-135.

- Fokker, P. A. and Kenter, C. J., 1994, The micro mechanical description of rock salt plasticity, Eurock'94, Balkema, Rotterdam, pp. 705-713.
- Fokker, P. A., 1995, The behavior of salt and salt caverns, Ph.D Thesis, Delft University of Technology.
- Fokker, P. A., 1998, The micro-mechanics of creep in rocksalt, In Proceeding of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 49-61.
- Fokker, P. A., Kenter, C. J., and Rogaar, H. P., 1993, The effect of fluid pressures on the mechanical stability of rock salt, In Proceedings of the Seventh Symposium on Salt, Kyoto, Japan, April 1992, Elsevier Science Publishers, Amsterdam, Vol. I, pp. 75-82.
- Fossan, N. E. V. and Whelply, F. V., 1985, Nitrogen as a testing medium for proving the mechanical integrity of wells, Presented at the Solution Mining Research Institute Meeting, October 13-16, 1985, Houston, Texas.
- Fossum, A. F., Munson, D. E., Chan, K. S., and Bodner, S. R., 1998, Constitutive basis of the MDCF model for rock salt, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 235-247.
- Franssen, R. C. M. W. and Spiers, C. J., 1990, Deformation of polycrystalline salt in compression and in shear at 250-350°C, Deformation Mechanisms, Rheology and Tectonics, Geological Society Special Publication No. 45, pp. 201-213.
- Franssen, R. C. M. W., 1998, Mechanical anisotropy of synthetic polycrystalline rocksalt, In Proceeding of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, The Pennsylvania State University, June 17-18, 1996, Clausthal-Zellerfeld, Trans Tech Publications, Germany, pp. 63-75.
- Frayne, M. A., 1996, Four cases study in salt rock: Determination of material parameters for numerical modeling, In Proceedings Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, November 1993, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 471-482.

- Frayne, M. A., 1998, The goderich salt mine: past, present & future, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 445-458.
- Friley, J. R., 1980, Structural analysis of porous rock reservoirs subjected to conditions of compressed air energy storage. Richland, Wash: Pacific Northwest Laboratory; Springfield, Va, available from NTIS.
- Fuenkajorn, K. and Daemen, J. J. K. (author & editors), 1996, Sealing of Boreholes and Underground Excavations in Rock, Chapman & Hall, London, 322 pp.
- Fuenkajorn, K. and Daemen, J. J. K. 1992a, Borehole Sealing, Compressed-Air Energy Storage Proceedings of the Second International Conference, Electric Power Research Institute, July 7-9, San Francisco, CA, pp. 5.1-5.21.
- Fuenkajorn, K. and Daemen, J. J. K., 1988, Boreholes closure in salt, Technical Report Prepared for The U.S. Nuclear Regulatory Commission, Report No. NUREG/CR-5243 RW, University of Arizona.
- Fuenkajorn, K. and Daemen, J. J. K., 1992b, Drilling-Induced Fractures in Borehole Walls, Journal of Petroleum Technology, Society of Petroleum of Engineers, February, Vol.44, No. 2, pp. 210-216.
- Fuenkajorn, K. and Daemen, J. J. K., 1996, Sealing of Borehole in Rock-An Overview, Proc. 2nd North American Rock Mech, Symposium, Montreal, Quebec, Canada, pp.1447-1454.
- Fuenkajorn, K. and Serata, S., 1992, Geohydrological integrity of CAES in rock salt, Present at the Second International Conference on Compressed-Air Energy Storage Electric Power Research Institute, July 7-9, 1992, San Francisco, CA.
- Fuenkajorn, K. and Serata, S., 1994, Dilation-induced permeability increase around caverns in rock salt, In Proceeding of the 1st North American Rock Mechanics Symposium, University of Texas at Austin, June 1-3, pp. 648-656.

- Fuenkajorn, K. and Stormont, J. C., 1997, Geomechanics and geohydrological issues in mine sealing, Presentation at the SME Annual Meeting, February 24-27, 1997, Denver, Colorado.
- Garcia Celma, A., Moenig, J., Palut, J. M., and Cuevas, C.D.L., 1997, Radiation damage in salt rock repositories, European conference, 4th, 1996 Mar, Luxembourg, Management and disposal of radioactive waste, European Commission, pp. 429-442.
- Gartling, D.K., 1981a, COYOTE- A finite element computer program for nonlinear heat conduction problems, SAND77-0463.
- Gartling, D.K., 1981b, MERLIN- A computer program to transfer data between finite element meshes, SAND81-0463.
- Gaul, G., 1993, A case for compressed air energy storage, Modern power system. 13 (3), pp. 19.
- Gegen, P. M., 1988, A test of two program that model compressed air energy storage (CASE), M.S. thesis, Wichita State University, Dept. of Electrical Engineering.
- Gehle, R. M. and Thoms, R. L., 1986, Tests of U.S. rock salt for long-term stability of CASE reservoirs. Richland, Wash: Pacific Northwest Laboratory.
- Gerstle, W., Xie, K., Liu, Q., and Chen, Z., 1996, Gas-Driven Cracking in WIPP Rock Salt, Radioactive waste management and environmental restoration, Volume 20, Number 2/3, p. 93.
- Gevantman, L. H., ed. al., 1981, Physicals properties data for rock salt, National Bureau of Standards Monograph 167, Washington: U. S. Government Printing Office, 282 pp.
- Ghaly, O., McCone, A., Nakhamkin, M., and Patel, M., 1993, Engineering and economic evaluation of integrated gasification compressed air storage with humidification (IGCASH), Palo Alto, CA, Electric Power Research Institute.
- Ghoreychi, M., and Berest, P., 1990, Thermomechanical modelling of radioactive waste disposal in salt formations, In 10th Conf. Struct. Mech. in Reactor Techn. (SMIRT), California.

- Ghoreychi, M., Raynal, M., and Roman, J., 1992, Implementing and monitoring thermo-mechanical tests in a salt formation of a French potash mine, In Proc. 33rd U. S. Symp., A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 181-190.
- Gil, J. A. and Jurado, M. J., 1998, Geological interpretation and numerical modeling of salt movement in the Barbastro-Balaguer anticline, southern Pyrenees, Tectonophysics, Volume 293, Number 3-4, p. 141.
- Giramonti, A. J., Lessard, R. D., and Blecher, W. A., 1979, Parametric performance evaluation and technical assessment of adiabatic compressed air energy storage system, Palo Alto, CA, Electric Power Research Institute.
- Goodson, J. O., 1992, History of first U.S. compressed air energy storage (CASE) plant (110-MW-26h) Palo Alto, CA, Electric Power Research Institute.
- Gregorowicz, J, Peters, C. J., Arons, S. J. de, Friedrichs, G., and Jaeschke, M., 1996, Phenomena related to the storage of natural gas in underground caverns, Fluid Phase Equilibrium, Volume 117, Number 1-2, p. 249.
- Gronefeld, P., Yoshida, Y., Koder, M., and Bunpapong, T., 1993, Four Years of Brine Production by Solution Mining: The Pimai Project in Thailand, Seventh Symposium on Salt, Vol. I 315-320 (1993), Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam.
- Gross, O., 1980, Compressed air energy storage in Cambro-Ordovician sandstone of eastern Iowa and southwestern Wisconsin, M.S. thesis in Geology, University of Wisconsin
- Habib, P. and Berest, P., 1993, Rock mechanics for underground nuclear waste disposal in France, Comprehensive Rock Engineering: Developments and case studies: Geothermal Energy and Radioactive Waste Disposal, Vol. 5, Great Britain: Pergamon, pp. 547-563.
- Hagen, M., Schenk, R., and Noack, W., 1996, Nuclear waste disposal in a rock salt repository, EUROCORR '96, Session, 9th, 1996 Sep, Nice, France, Nuclear Corrosion and Protection, p. OR37.

- Haimson, B. C. and Kim, C. M., 1972, Mechanical behavior of rock under cyclic fatigue, In Proceedings of the Thirteenth Symposium on Rock Mechanics, ASCE, pp.845-864.
- Haimson, B. C., 1972, Mechanical behavior of rock under cyclic fatigue, Annual Technical Report to the Bureau of Mines, Contract H0210004.
- Hamami, M., 1999, Simultaneous effect of loading rate and confining pressure on the deviator evolution in rock salt, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 36, no.6, United Kingdom, pp. 827-831.
- Hamami, M., Tijani, S. M., and Vouille, G., 1996, A methodology for the identification of rock salt behavior using multi-steps creep tests, In Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, November 1993, Trans Tech Publications, Clausthal, Germany, pp. 53-66.
- Hampel, A., Hunsche, U., Weidinger, P., and Blum, W., 1998, Description of the Creep of Rock Salt with the Composite Model - II. Steady-State Creep, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. pp. 287-300.
- Hansen, F. D., Mellegard, K. D., and Senseny, P. E., 1984, Elasticity and strength of ten natural rock salts, In Proceeding of the First Conference in the Mechanical Behavior of Salt, Clausthal Germany, Trans Tech Publications, pp. 71-83.
- Hansen, F. D., Senseny, P. E., Pfeifle, T. W., and Vogt, T. J., 1987, Influence of impurities on creep of salt from the Palo Duro Basin, In Proceedings of the 29th U.S. Symposium on Rock Mechanics, University of Minnessota, Minneapolis, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 199-206.
- Hardy, H. R. and Chugh, Y. P., 1970, Failure of geological materials under low-cycle fatigue, In Proceedings of the Sixth Cannadian Symposium on Rock Mechanics, Montreal, pp. 33-47.
- Hardy, H. R., 1982, Basic studies associated with the design of salt caverns for the storage of pressurized fluids, A.A. Balkema, Netherlands, pp. 903-921.

- Hardy, H. R., 1996, Application of the Kaiser effect for the evaluation of in-situ stress in salt, In Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Rock Salt, Ecole Polytechnique, November 1993, Trans Tech Publications, Clausthal, Germany, pp. 85-100.
- Hardy, H. R., Jr., 1998, Strength and acoustic emission in salt under tensile loading, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 143-162.
- Harrington, T. J., Chabannes, C. R., and Shukla, K., 1991, Rock mechanics consolidations in the WIPP room design, In Proceedings of the First Conference on the Mechanical Behavior of Rock Salt, Pennsylvania State University-Pennsylvania, November 9-11, 1981, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 681- 696.
- Hatzor, Y. H., and Heyman, E. P., 1997, Dilation of anisotropic rock salt: Evidence from Mount Sedom diapir, Journal of geophysical research, Volume 102, Number B/7, p. 14.
- Hatzor, Y. H., and Heyman, E. P., 1998, The influence of bedding plane orientation on the compression-dilation boundary in anisotropic rock salt, International journal of rock mechanics and mining sciences 0148-9062, Vo. 35, NUMB 4/5, Pergamon, p. 592.
- Hayashi, M., 1989, Submerged geo-spacing for compressed air energy storage in deep soft rock, Provisional study of feasibility related to urban siting in future, Storage of Gases in Rock Caverns, Nilsen and Olsen (eds), Balkema, Rotterdam, pp. 129-135.
- Heemann, U., Heusermann, S., Sarfeld, W., and Faust, B., 1999, Numerical modeling of the compaction behavior of crushed rock salt, In Proceedings of the 7th international symposium on Numerical Models in Geomechanics, Graz, September 1999, Netherlands, pp. 627-632.
- Heusermann, S., 1995, Analysis of initial rock stress measurements in salt, In Proceeding of the 5th International symposium on Numerical Models in Geomechanics, Davos, September 1995, Switzerland, Vol. 5, A. A. Balkema, pp. 669-674.
- Heusermann, S., Kob, S., and Sonnke, J., 1998, Analysis of stress measurements in the TSDE at the Asse salt mine, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 17-29.

- Hickman, S. H. and Evans, B., 1987, Influence of geometry upon crack healing rate in calcite, *Physics Chemistry Minerals*, Vol.15, Springer-Verlag, pp.91-102.
- Hoeglund, L. O., Wiborgh, M., and Arens, G., 1998, Probabilistic modeling of gas transport in a plugged repository in salt rock, In *Proceedings of the 21st Symposium*, October 1997, Davos, Switzerland, *Materials Research Society 0275-0012*, Vol. 506, pp. 1039-1042.
- Hoffman, E. L. and Ehgartner, B. L., 1996, Three dimensional finite element simulations of room and pillar mines in rock salt, In *Proceeding of the 2nd Symposium on Rock Mechanics Tools and Techniques*, June 1996, North American Rock Mechanics: NARNS'96, Montreal, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 117-124.
- Hofmann, R., 1976, STEALTH, A lagrange explicit finite-difference code for solid, structural, and themohydraulic analysis, User's manual, EPRI NP-260, Vol. 1, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California, August 1976, Prepared by Science Applications, Inc., San Leandro, California.
- Honecker, A. and Wulf, A., 1988, The FE -System ANSALT a dedicated tool for rock and salt-mechanics, In *Proceedings of the Second Conference on the Mechanical Behavior of Salt*, Federal Institute of Geosciences and Natural Resources, Hannover, September 1984, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 4409-520.
- Hossain, M. I., Zaman, M., and Faruque, M. O., 1994, Effective stress creep model for rock salt, In *Conference of the 8th on Computer Methods and Advances in Geomechanics*, May 1994, Morgantown, WV, Vol. 1, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 2253-2258.
- Hou, Z. and Lux, K.-H., 1999, Some new developments in the design of pillars in salt mining, *International congress on rock mechanics 9th*, 1999 Aug, International Society for Rock Mechanics, Balkema, pp. 297-300.
- Hunsche, U. and Hampel, A., 1999, Rock salt - the mechanical properties of the host rock material for a radioactive waste repository, *Engineering Geology* 52, no.3-4, Netherlands, pp. 271-291.

- Hunsche, U. and Schulze, O., 1996, Effect of humidity and confining pressure on creep of rock salt, In Proceeding of the Third Conference on the Mechanical behavior of salt, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, September 1993, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 237-248.
- Hunsche, U. E., 1993, Failure behavior of rock salt around underground cavities, In Seventh Symposium on Salt, Vol. 1, Amsterdam: Elsevier Science Publishers B. V., pp. 59-65.
- Hunsche, U., Mingerzahn, G., and Schulze, O., 1996, The influence of textural parameters and mineralogical composition on the creep behavior of salt, In Proceeding of the Third Conference on the Mechanical behavior of salt, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, September 1993, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 143-151.
- Hunsche, U., Schulze, O., and Langer, M., 1994, Creep and failure behavior of rock salt around underground cavities, World Congress 16th, 1994 Sep, Sofia, WORLD MINING CONGRESS, Vol. 16, NUMBER 5, Bulgarian National Organizing Committee, pp. 211-224.
- Hwang C. L., Wang, M. L., and Miao, S., 1993, Proposed healing and consolidation mechanism of rock salt revealed by ESEM, Microscopy research and technique, Vol. 25, pp.456-464.
- INTERA, 1982, VISCO Manual, Technical Report, Houston, TX.
- Ishizuka, Y. and Abe, T., 1990, Fatigue behaviour of granite under cyclic loading, Static and Dynamics Considerations in Rock Engineering, Brummer (eds.), Balkema, Rotterdam, ISBN 90 6191 1453 2, pp. 139-146.
- Istvan, J. A., Evans, L. J., Weber, J. H., and Devine, C., 1997, Rock mechanics for gas storage in bedded salt caverns, U S rock mechanics symposium, 36th, 1997 Jun, New York, ISRM international symposium, Elsevier Science, p. 647.
- Itasca, 1992a, FLAC—Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 3.0, User Manual. Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis, MN, USA.

- Itasca, 1992b, User manual for FLEC–Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 3.0, Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis, MN.
- Japakasetr, T. and Suwanich, P., 1982, Potash and rock salt in Thailand, Economic Geology Division, DMR, Bangkok, Thailand, pp. A1-A252.
- Japakasetr, T. and Workman, D. R., 1981, Evaporite deposits of northeast Thailand, Circum-Pacific Conferences, Hawaii, pp. 179-187.
- Japakasetr, T., 1985, Review on rock salt and potash exploration in Northeast Thailand, Conference on Geology and Mineral Resources Development of the Northeast, Thailand 26-29 November 1985, Thailand: Khon Kaen University, pp. 135-147.
- Japakasetr, T., 1992, Thailand's mineral potential and investment opportunity, In National Conference on Geologic Resources of Thailand: Potential for Future Development, November 1992, DMR, Bangkok, Thailand, pp. 641-652.
- Jeremic, M. L., 1994, Rock mechanics in salt mining, A. A. Balkema, Rotherdam, the Netherlands, 532 pp.
- Jin, J. and Cristescu, N. D., 1998, An elastic/viscoplastic model for transient creep of rock salt, International Journal of Plasticity, Vol. 14, No. 1-3, pp. 85.
- Jin, J., Cristescu, N. D., and Hunsche, U., 1998, A new elastic/viscoplastic model for rock salt, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 249-262.
- Julien, M. R., Foerch, R., Aubertin, M., and Cailletaud, G., 1998, Some aspects of numerical implementation of SUVIC-D, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 389-403.
- Kartsounes, G. T., 1977, Preliminary evaluation of a new IC expander/compressor engine for use in compressed air storage plants final report for FY 1977. Argonne, Argonne National Laboratory.

- Katz, D. L. and Lady, E. R., 1976, Compressed air storage, Ann Arbor, Michigan: Ulrich's Books.
- Katz, D. L. V. and Lady, E. R., 1976, Compressed air storage for electric power generation, Richland, Washington Dept. of Energy, Pacific Northwest.
- Kazan, Y. and Goreychi, M., 1997, An in situ test on near field of waste repositories, Experimentation, results and interpretation, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 34, no.3-4, p. 494.
- Kazan, Y., Ghoreychi, M., Bazargan-Sabet, B., and Laurens, J.-F., 1996, Monitoring of an experimental gallery in rock salt: techniques and results, Felsbau 14, no.4, pp. 204-208.
- Khan, I. A., Mahtab, M. A., and Yegulaip, T. M., 1988, Predicting strength of salt from point load tests, In Proceeding of the Second Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Federal Institute of Geosciences and Natural Resources, Hannover, September 1984, Trans Tech Publications, Clausthal, Germany, pp. 211-222.
- Khan, S. A., 1994, PC-Based probabilistic safety assessment study for a geological waste repository placed in a bedded salt formation, Nuclear Safety, Volume 35, Number 1, p. 128.
- Kiehl, J. R., and Reim, J., 1999, A three-dimensional constitutive law for rock salt including transient, steady state and accelerated creep, failure as well as post failure behaviour, International Congress on Rock Mechanics 9th, 1999 Aug, International Society for Rock Mechanics, Balkema, pp. 917-920.
- Kim, C. M., 1973, Fatigue failure of rock in cyclic uniaxial compression, Ph. D. Thesis, University of Wisconsin, Madison.
- Kirzhner, F., and Komornik, A., 1997, Numerical analyses of the failure development around rock salt cavern, Deformation and Progressive Failure in Geomechanics, Conference – 1997, Nagoya, Japan, pp. 655-658.
- Kleczek, Z. and Flisiak, D., 1995, Geomechanical model of rock salt for stress and stability analysis of underground disposal cavern, Mine planing and equipment selection – International symposium, 4th Calgary, Canada. A. A. Balkema, pp. 961-966.

- Klinaeva, E. V., Golubeva, I. A., Tolstykh, L. I., Yakovlev, V. S., and Gol'dsher, I. A., 1995, Oxidation and Stabilization of Hydrocarbon Fuels in Contact with Rock Salt, *Chemistry and Technology of Fuels and Oils*, Volume 31, Number 3-4, p. 161.
- Knutsen, C. A., 1979, Incremental cost analysis of advanced concept CASE system. Richland, Washington Dept. of Energy, Pacific Northwest.
- Koide, H., Tazaki, Y., Noguchi, Y., Iijima, M., Ito, K., and Shindo, Y., 1993, Underground storage of carbon dioxide in depleted natural gas reservoirs and in useless aquifers, *Engineering geology*, Volume 34, Number 3-4, pp. 175-180.
- Korthaus, E., 1998, Consolidate and deviatoric behavior of dry crushed salt at temperatures up to 150°C, In *Proceeding of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt*, The Pennsylvania State University, June 17-18, 1996, Clausthal-Zellerfeld, Trans Tech Publications, Germany, pp. 365-377.
- Korthaus, E., 1988, Effect of backfill material on cavity closure, In *Proceedings of the Second Conference on the Mechanical Behavior of Salt*, Federal Institute of Geosciences and Natural Resources, Hannover, September 1984, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 521-532.
- Korthaus, E., 1996, Measurement of crushed salt consolidation under hydrostatic and deviatoric stress conditions, in *Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt*, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, September 1993, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 311-322.
- Kostick, D. S., 1993, The world industry: A heritage of progress for the 21st century, *Seventh Symposium on Salt*, Vol. 1, Elsevier Science Publishers B. V., Amsterdam, pp. 21-28.
- Kottmann, W. and Schmidt, T., 1994, Underground storage of natural gas in salt cavities - Measures for the optimisation of the dimensioning and the operation of the cavity, *Das Gas- und Wasserfach, Gas, Erdgas : GWF*, Volume 135, Number 7, p. 350.

- Krieg, R. D., Morgan, H. S., and Stone C. M., 1988, Structural analyses overview on the WIPP project, In Proceedings of the Second Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Federal Institute of Geosciences and Natural Resources, Hannover, September 1984, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 533-549.
- Kwon, S. and Wilson, J. W., 1997, Shear stress distribution around an excavation in rock salt, In International Conference of the 9th on Computer Methods and Advances in Geomechanics, November 1997, Wuhan, China, pp. 2527-2532.
- Kwon, S. and Wilson, J. W., 1998, Investigation of the shear stress distribution around an excavation in rock salt, In North American symposium, 3rd, 1998 Jun, Cancun, Mexico, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 0148-9062, Vol. 35, NUMB 4/5, pp. 464-468.
- Kwon, S., and Miller, H., 1996, The migration of the zero strain boundary around an underground excavation in rock salt, North American rock mechanics, symposium 2nd, 1996 Jun, Montreal, Canada, A. A. Balkema, pp. 109-116.
- Kwon, S., and Miller, H., 1998, Using a neural network to predict the deformation of underground excavation in rock salt, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 405-416.
- Langer, M., 1993, Use of solution-mined caverns in salt for oil and gas storage and toxic waste disposal in Germany, Engineering Geology 35, no.3-4, pp. 183-190.
- Langer, M., 1994, Geoengineering confidence building for the design and construction of salt caverns, In the 2nd International conference: EUROCK-SPE ISRM International Conference, 1994 Aug, Delft, The Netherlands, Balkema, pp. 697-704.
- Langer, M., 1996, Underground disposal of wastes requiring special monitoring in salt rock masses, Conference 3rd, 1993 Sep, Palaiseau, France, Mechanical behavior of salt, Series on soil and rock mechanics, Vol. 20, Trans Tech Publications, pp. 583-603.

- Langer, M., 1998, Engineering geological evaluation of geological barrier rocks at landfills and repositories, *Environmental Geology* 35, no.1, Germany, pp. 19-27.
- Langer, M., 1999, Principles of geomechanical safety assessment for radioactive waste disposal in salt structures, *Engineering Geology* 52, no.3-4, Netherlands, pp. 257-269.
- LeCleac'h, J. M., Ghazali, A., Deveughele, H., and Brulhet, J, 1996, Experimental study of the role of humidity on the thermomechanical behavior of various halitic rocks, In *Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt*, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, September 1993, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 231-236.
- Lee, K-H., 1980, Analytical and experimental study of underground compressed air energy storage, Ann Arbor, Mich, University Microfilms International.
- Lee, R. and De Souza, E., 1998, The effect of brine on the creep behavior and dissolution chemistry of evaporites, *Canadian Geotechnical Journal* 35, no.5, Canada, pp. 720-729.
- Lemieux, B., Davidson, B., and Dusseault, M., 1998, Mechanical behavior of waste blends for salt cavern disposal, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 0148-9062, Vo. 35, NUMB 4/5, North American symposium, 3rd, 1998 Jun, Cancun, Mexico, p. 592.
- Lewis, S. and Holness, M., 1996, Equilibrium halite-H₂O dihedral angles: high rock-salt permeability in the shallow crust, *Geology* 24, no.5, UK, pp. 431-434.
- Liang, J. and Lindblom, U., 1994, Critical pressure for gas storage on unlined rock caverns, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 31 (4), pp.337-381.
- Lin, Y. and Nie, C., 1985, Technical development of solution mining in thinly bedded rock salt deposits of Ziliujing, Sichuan, China, *International symposium*, 6th, 1983 May, Toronto, Canada, *International symposium on salt INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SALT, 1992, VOL 2*
- Lindblom, U., 1990, City energy management through underground storage, *Tunneling & Underground Space Technology*. pp. 225-232.

- Linn, J. K. and Culbert, J., 1999, Experience in underground storage of crude oil in salt, Geotechnical Special Publication, Number 90, pp. 810-820.
- Lorrain, P., 1991, Mapping subsurface fractures by radio-frequency holography: a simulation, Geophysical Journal International 106, no.2, pp. 333-339.
- Lu, M. and Broch, E., 1997, Study of large volume gas storage in rock salt caverns by FEM, International conference, 9th, 1997 Nov, Wuhan, China, Computer methods and advances in geomechanics, Vol. 2, Balkema, pp. 1489-1494.
- Lukas, H. and Montgomery, M. E., 1985, Recuperative heat exchangers in compressed-air energy storage plants, Palo Alto, CA, Electric Power Research Institute.
- Lux, K. H. and Schmidt, T., 1996, Optimising underground gas storage operations in salt caverns, with special reference to the rock mechanics and thermodynamics involved, In Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, September 1993, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 445-458.
- Lux, K. H., Hou, Z., Dueterloh, U., and Xie, Z., 1999, Some new aspects on the safety proof for waste disposal in salt mines, International Congress on Rock Mechanics 9th, 1999 Aug, International Society for Rock Mechanics, Balkema, pp. 47-50.
- Maleki, H. and Chaturvedi, L., 1997, Prediction of long-term closure and stability of underground workings in the waste isolation pilot plant, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 34, no.3-4, p. 493.
- Maleki, H. and Chaturvedi, L., 1999, Geotechnical factors influencing stability in a nuclear waste repository in salt, Symposium, 37th, 1999 Jun, Vail, CO, US Rock Mechanics: Rock Mechanics for Industry, pp. 1043-1050.
- Manthei, G., Eisenblatter, J., and Salzer, K., 1998, Acoustic Emission Studies on Thermally and Mechanically Induced Cracking in Salt Rock, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 249-262.

- Marone, C., 1997, On the rate of frictional healing and the constitutive law for time - and slip-dependent friction, *International journal of rock mechanics and mining sciences* 0148-9062. 3/4(34): 347.
- Martin, C. D. and Chandler, N. A., 1993, Stress heterogeneity and geological structures, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Volume 30, Number 7, p. 993.
- Massier, D., 1996, Rate type constitutive equations with applications to the calculus of the stress state and of the displacement field around cavities in rock salt, In *Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt*, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, November 1993, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 545-558.
- Matalucci, R. V. and Hunter, T. O., 1984, Geomechanical applications for the waste isolation pilot plant (WIPP) project, In *Proceedings of First Conference on the Mechanical Behavior of Rock Salt*, Pennsylvania State University-Pennsylvania, November 1981, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany. pp. 791-812.
- Matalucci, R. V. and Munson, D. E., 1988, Planning, developing and organizing in situ tests for the Waste Isolation Pilot Plant (WIPP), In *Proceedings of the Second Conference on the Mechanical Behavior of Salt*, Federal Institute of Geosciences and Natural Resources, Hannover, September 1984, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 329-360.
- McKay, H. G., Steffens, R. E., and Curlin, B. W., 1989, Review of the design methodology for the Bad Creek underground powerhouse as it would apply to a hard rock cavern design for compressed air energy storage (CAES), *Storage of Gases in Rock Caverns*, Nilsen & Olsen (eds.), Balkema, Rotterdam, ISBN 90 6191 896 0.
- McKinley, T., Kirkland, J., and Wilson, D., 1992, Evaluation of Gippsland basin onshore structures for compressed air energy storage. *AusIMM*. pp. 289-298.
- Mehta, B. R., 1987, *Proceedings : Geotechnology Workshop on Compressed-Air Energy Storage in Porous Media*. Palo Alto, CA, Electric Power Research Institute.

- Meiri, D., 1979, Analysis of compressed air energy storage by finite element method, Ph.D. dissertation, University of Wisconsin, Milwaukee.
- Mendelson, S., 1962, Dislocations and plastic flow in NaCl single crystals I, Journal of Applied Physics, Vol. 33, No. 7, July, pp. 2175-2181.
- Miao, S., Wang, M. L., and Schreyer H. L., 1995, Constitutive Models for healing of materials with application to compaction of crushed rock salt, Journal of engineering mechanics, ASCE., Vol. 10, No. 121, pp. 1122-1129.
- Mikhalyuk, A. V. and Parshukov, P. A., 1995, Effect of stressed state of rock salt on its dissolution rate, Russian Journal of Applied Chemistry, Volume 68, Number 5/2, p. 710.
- Mikhalyuk, A. V., Zakharov, V. V., and Parshukov, P. A., 1998, Rock Salt Under Nonequilibrium Dynamic Loads, Journal of Mining Science, Volume 34, Number 1, p. 1.
- Mikhalyuk, A. V., Zakharov, V. V., and Parshukov, P. A., 1999, Acceleration of cavity washout process in rock salt deposits for creating underground storage facilities, Journal of Mining Science, Volume 35, Number 1, p. 77.
- Mining Engineering, University of Newcastle upon Tyne.
- Miyagawa, A., 1999, The Current Trends of Technology on Underground Thermal Energy Storage - The earth, our close urban resources engineered to be effective materials for urban life, Journal of the Mining and Materials Processing Institute of Japan, Volume 115, Number 6, p. 412.
- Mlakar, V., Hassani, F. P., and Momayez, M., 1993, Crack development and acoustic emission in potash rock, Int. Jour. Rock Mech. and Mining Sciences, Vol. 30, pp. 305-320.
- Mogi, K., 1962, Study of elastic shocks caused by the fracture of heterogeneous materials and its relations to earthquake problem, Bulletin of the Earthquake Research Institute, Vol. 40, pp. 125-173.

- Morfeldt, C. O. and Lindblom, U., 1975, *Unline rock caverns for compressed air storage: a ecological, technical and economic study*, Washington: U. S. Energy Research and Development Administratin.
- Moro, T., 1990, *Methodology of Geological and Rock Mechanics Studies for Underground Nuclear Plants*, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volume 5, Number 1-2, pp. 103-110.
- Munson, D. E. and Wawersik, W. R., 1991, *Constitutive modeling of salt behavior – State of the technology*, In Proc. 7th Int. Cong. Rock Mech., ISRM, Aachen, pp. 1797-1810.
- Munson, D. E., 1997, *Constitutive model of creep in rock salt applied to underground room closure*, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Volume 34, Number 2, p. 233.
- Munson, D. E., Chan, K. S., and Fossum, A. F., 1999, *Fracture and healing of rock salt related to salt caverns*, Meeting paper, April 14-16, 1999. Solution Mining Research Institute, Las Vagas, 21 pp.
- Munson, D. E., Matalucci, R. V., and Torres T. M., 1988, *Implementation of thermal/structural interactions in situ tests at the Waste Isolation Pilot Plant facility*, In *Proceedings of the Second Conference on the Mechanical Behavior of Salt*, Federal Institute of Geosciences and Natural Resources, Hannover, September 1984, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 361-390.
- Munson, D. J., Holcomb, D. J., De Vries, K. L., Brodsky, N. S., and Chan, K. S., 1995, *Correlation of theoretical calculations and experimental measurements of damage around salt*, In Proc. 35th U. S. Symp. Rock Mech., pp.491-496.
- Najjar, Y. S. H. and Zaamout, M. S., 1998, *Performance analysis of compressed air energy storage (CASE) plant for dry regions*, *Energy Conversion and Management*.
- Nakhamkin, M. and Patel, M., 1991, *Compressed air storage with humidification (CASE) coal gasification power plant investigation*, Report No. EPRI GS-7453. Palo Alto, CA. p. 6.

- National Research Council, 1989, *Geotechnology: Its impact on economic growth, the environment, and national security*, Washington, D. C.; National Academy.
- Nativ, R., Adar, E., Dahan, O., and Geyh, M., 1995, Water recharge and solute transport through the vadose zone of fractured chalk under desert conditions, *Water Resources Research* 31, no.2, pp. 253-261.
- Neal, J. T., 1991, Prediction of subsidence resulting from creep closure of solutioned-mined caverns in salt domes, *Symposium on Land Subsidence*, 12-18 May 1991, Houston, TX.
- Nguyen-Minh, D. E. and Quintanilha de Menezes, E., 1996, Incompressible numerical modeling for long term convergence evaluation of underground works in salt, In *Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt*, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, September 1993, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 523-531.
- Nicolae, M., 1999, Non-associated elasto-viscoplastic models for rock salt, *International journal of engineering science*, Vol. 37, No. 3, Pergamon, pp. 269-297.
- Nigbor, M. T., 1982, State of the art of solution mining for salt, potash and soda ash, *Solution Mining Research Institute*, Research projects report no. 82-0002-SMRI.
- Nopper, J. R. W. and Clark, J. E., 1991, Stability analysis of a solution cavity resulting from underground injection. Presented at *Solution Mining Research Institute Meeting*, October 27-29, 1991, Las Vegas, Nevada.
- Norris, C. (ed.), 1994, *Summary Report: Low-Level Radioactive Waste Management Activities in the United States and Compacts*, LLW Notes Supplement, Volume 2, Number 1, February 1994.
- Olivella, S., Gens, A., and Alonso, E. E., 1998, Convergence of backfilled underground openings in salt rock, *Proceedings of the second international symposium on hard soils-soft rocks*, Naples, October 1998. (Two volumes), A. A. Balkema, Netherlands, pp. 991-999.

- Olivella, S., Gens, A., Carrera, J. and Alonso, E., 1996, Behaviour of porous salt aggregates, Constitutive and field equations for coupled deformation, brine, gas and heat transport model, Proceedings Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, November 1993, Trans Tech Publications, Clausthal, Germany, pp. 269-283.
- Olivella, S., Gens, A., Carrera, J., and Alonso, E., 1998, Analysis of creep deformation of galleries backfilled with porous salt aggregates, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 379-386.
- Ong, V., Unrau, J., Jones, J., Coode, A., and Mackintosh, D., 1998, Triaxial creep testing of Saskatchewan potash samples, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 469-480.
- Oshinski, M. D., 1999, Tanks for Nothing: Oil Company Liability for Discharges of Gasoline from Underground Storage Tanks Divested to Station, Virginia environmental law journal, Volume 18, Number 1, p. 1.
- Pacific Northwest Laboratory, 1981, Proceedings of International Conference on Seasonal Thermal Energy Storage and Compressed Air Energy Storage. Richland, Washington, Pacific Northwest Laboratory.
- Panesso, J. M., 1999, Sensitivity study of a thermo-mechanical creep model in underground repositories, In Proceedings of the 7th International Numerical Models on Geomechanics, Graz, September 1999, Netherlands, pp. 379-384.
- Peach, C. J. and Spiers, C. J., 1996, Influence of crystal plastic deformation on dilatancy and permeability development in synthetic salt rock, Tectonophysics, Volume 256, Number 1-4, p. 101.
- Peach, C. J., 1991, Influence of deformation on the fluid transport properties of salt rocks, Thesis, University of Utrecht, Holland.

- Peach, C. J., 1996, Deformation, dilatency and permeability developed in halite composition, In Proceeding of the Third Conference on the Mechanical behavior of salt, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, September 1993, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 153-166.
- Pfeifle, T. W., Vogt, T. J., and Brekken, G. A., 1998, Correlation analysis of permeability characteristics, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 87-100.
- Pincus, H. J., 1980, Underground compressed air energy storage : rock mechanics and geology components, Annual report for F Y 1980 and final report for the project, Milwaukee, Wisconsin, University of Wisconsin, Milwaukee.
- Pinzke, G., Emons, H.-H., and Voigt, H., 1995, Chemical Aspects of Mine Damage Assessment in Abandoned Potash and Rock Salt Mines, BHM, Berg, Volume 140, Number 2, p. S. 108.
- Plischke, I., 1999, Long term creep measurements on two rock salt pillars in the Asse, International Congress on Rock Mechanics 9th, 1999 Aug, International Society for Rock Mechanics, Balkema, pp. 1397-1400.
- Ploumen, P., 1980, Numerische Langzeitrechnung dreidimensionaler Temperaturfelder mit einem speziellen Finite-Element-Verfahren am Beispiel der Endlagerung hochradioaktiver Abfälle im Salzgestein, Doctoral Thesis, RWTH-Aachen.
- Popp, T. and Kern, H., 2000, Monitoring the state of microfracturing in rock salt during deformation by combined measurements of permeability and P- and S-wave velocities, Physics and Chemistry of the Earth. Part A: Solid Earth and Geodesy 25, no.2, United Kingdom, pp. 149-154.
- Prij, J., 1996, Myth or Nightmare, Safety Consequences of the Release of Radiation-Induced Stored Energy in Rock Salt, Nuclear Technology, Volume 113, Number 1, p. 100.

- Pudewills, A. and Hornberger, K., 1996, A unified viscoplastic model for rock salt, In Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, November 1993, Trans Tech Publications, Clausthal- Zellerfeld, Germany, pp. 45-52.
- Pudewills, A. and Korthaus, E., 1993, Thermomechanical analysis of a waste disposal drift in rock salt, In International Congress on Mine Design, 1993 Aug, Kingston, Canada, Balkema, pp. 601-608.
- Pudewills, A., 1988, Thermomechanical calculations for a HLW borehole, In Proceedings of the Second Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Federal Institute of Geosciences and Natural Resources, Hannover, September 1984, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 605-613.
- Pudewills, A., 1998, Influence of anhydrite strata on a waste disposal drift, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 551-560.
- Pudewills, A., Muller-Hoeppe, N., and Papp, R., 1995, Thermal and Thermomechanical Analyses for Disposal in Drifts of a Repository in Rock Salt, Nuclear Technology, Volume 112, Number 1, p. 79.
- Pudewills, A. and Hornberger, K., 1996, A Unified Viscoplastic Model for Rock Salt, in Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, September 1993, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 45-52.
- Purvis, M.R.I. and Street, P. J., 1979, Energy storage, Energy World 58, pp. 6-11.
- Quintanilha de Menezes, E. and Nguyen-Minh, D., 1994, An approach for optimizing an underground hydrocarbon storage field in bedded salt rock formations, Conference 1994 Aug, Delft, The Netherlands, Papers – Society of Petroleum Engineers, Number SPE28119, Society of Petroleum Engineers, International Society for Rock Mechanics.

- Quintanilha de Menezes, E. and Nguyen-Minh, D., 1998, Numerical modeling of leached cavern fields using mixed BEM-FEM methods, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 417-426.
- Quintanilha de Menezes, E. and Nguyen-Minh, D., 1999, Some insight on the analytical and numerical solutions available for subsidence evaluation above salt cavities, Rock International Congress on Rock Mechanics 9th, 1999 Aug, International Society for Rock Mechanics, Paris, pp. 421-424.
- Raj, S. V. and Pharr, G. M., 1992, Effect of temperature on the formation of creep substructure in sodium chloride single crystal, American Ceramic Society, Vol.75, No.2, pp. 347-352.
- Raj, S. V. and Whittenberger, J. D., 1990, Deformation of as-cast LiF-22 mol. % CaF₂ Hypereutectic salt between 200 and 1015K, Materials Science and Engineering, A 124, pp. 113-123.
- Ratigan, J. L., 1991, Ground subsidence at Mont Belvieu, Texas, Presented at SMRI meeting, April 29, 1991, Atlanta, Georgia.
- Raynal, M., Laurens, J. F., and Jehan, R. A., 1993, In situ tests on backfilling and surrounding host-rock in the case of a radioactive waste disposal in a layered salt formation, Engineering Geology 34, no.3-4, pp. 281-293.
- Reeves, M. J. and Stead, D., 1991, SALTDATA: A graphical database for the physical properties of rocks associated with mining of potash and salt, In Proceeding of the 32nd U. S. Rock Mechanics Symposium on Mechanics as a Multi-Disciplinary Science, Oklahoma, pp. 169-177.
- Renard, F., 1999, Pressure solution and crack healing and sealing, Geology related to nuclear waste disposal, Institute of Geology and Department of Physics. Roztez, Norway: Czech Republic. 32pp.
- Rezunencko, V. I., Smirnov, V. I., and Kazaryan, V. A., 1994, Underground natural gas storage in Russia, The Petroleum Economist, Volume 61, Number 9//SUP, p. 58.

- Rokahr, R. and Staudtmeister, K., 1993, Rock mechanical study of the load-bearing behaviour of a gas cavern in rock salt after a blow out, In Proceedings of the Seventh Symposium on salt, Kyoto, Japan, April 1992, Elsevier Science Publisher, Amsterdam, Vol. I, pp. 477-482.
- Rokahr, R. and Staudtmeister, K., 1996, The assessment of the stability of a cavern field in bedded salt with the help of the New Hannover dimensioning concept, In Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, September 1993, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 533-544.
- Rolfs, O., Schmidt, U., and Crocogino, F., 1996, Rock mechanical studies on the post-operational phase of a disposal cavern, In Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, September 1993, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 417-426.
- Rolnik, H. I. A., 1988, High-level waste repository in rock salt: Suitable rheological forms, In Proceedings of the Second Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Federal Institute of Geosciences and Natural Resources, Hannover, September 1984, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 625-643.
- Rranstetter, L. J., Stone, C. M., and Krieg, R. D., 1981, WIPP Benchmark II Result Using SANCHO, SAND81-0853, Sandia National Laboratories, Albuquerque, New Mexico 87185, November 1981.
- Rummel, F., Klee, G., and Weber, U., 1995, Hydraulic vs pneumatic fracturing for in situ stress determination in rock salt, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, Volume 32, Number 4, p. 337.
- Saint-Leu, C. and Sirieys, P., 1971. La Fatigue des Roches, In Proceedings of International Symposium on Rock Fracture, Nancy.
- Salter, M. G., Macfarlane, I. M., Willett, D. C., and Byrne, R. J., 1984, Design aspects for an underground compressed air energy storage system in hard rock, Design and Performance of Underground Excavations, ISRM/BGS, Cambridge, pp.37-44.

- Salzer, K. and Scheriner, W., 1998, Long-term safety of salt mines in flat bedding, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 481-494.
- Sattayarak, N., 1983, Review of continental Mesozoic stratigraphy of Thailand: Proceeding Stratigraphic correlation of Thailand and Malaysia, Geol. Soc. Thailand, Vol. 1, pp. 127-148.
- Sattayarak, N., 1985, Review on Geology of Khorat plateau, Conference on Geology and Mineral Resources Development of the Northeast, Thailand 26-29 November 1985, Thailand: Khon Kaen University, pp. 23-30.
- Sawyer, W. D. and Daemen, J. J. K., 1987, Experimental assessment of the sealing performance of bentonite borehole plugs, Technical Report Prepared for The U.S. Nuclear Regulatory Commission, Report No. NUREG/CR-4995 RW, University of Arizona.
- Schinker, R. B., 1985, Proceedings: Regional Conferences/Workshops on Small Compressed-Air Energy Storage (Mini-CASE) Plants—A New Option, Palo Alto, CA, Electric Power Research Institute.
- Schneefub, J. and Droste, J., 1996, Thermomechanical effects in backfilled drifts, In Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, September 14-16, 1993, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Federal Republic of Germany, pp. 373-380.
- Senseny, P. E. and Fossum, A. F., 1998, Testing to estimate the Munson-Dawson parameters, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 263-272.
- Senseny, P. E., 1988, Creep properties of four rock salt, In Proceedings of the Second Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Federal Institute of Geosciences and Natural Resources, Hannover, September 1984, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 431-444.

- Senseny, P. E., 1988, Specimen size and history effects on creep of salt, In Proceedings of First Conference on the Mechanical Behavior of Rock Salt, Pennsylvania State University-Pennsylvania, November 1981, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 369-379.
- Senseny, P. E., Hansen, F. D., Russell, J. E., Carter, N. L., and Handin, J. W., 1992, Mechanical behaviour of rock salt: phenomenology and micromechanisms, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 29, no.4, pp. 363-378.
- Senseny, P. E., Mellegard, K. D., and Nieland, J. D., 1989, Technical note: Influence of end effects on the deformation of salt, *Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 26, No. 5, Great Britain, pp. 435-444.
- Serata, 1992, Determination of failure-related coefficients for A-2 salt, Prepared for Sifto Canada Inc., Goderich, ON.
- Serata, S. and Fuenkajorn, K., 1991, Permeability studies in relation to stress state and cavern design, Phase I, Research Project Report, Contract 1-91, prepared for Solution Mining Research Institute by Serata Geomechanics, Inc., Richmond, CA.
- Serata, S. and Fuenkajorn, K., 1992a, Finite element program GEO for modeling brittle-ductile deterioration of earth structures. SMRI Paper, presented at the Solution Mining Research Institute, Fall Meeting, October 19-22, Houston, Texas, 24 pp.
- Serata, S. and Fuenkajorn, K., 1992b, Formulation of a constitutive equation for salt, In Proc. Seventh International Symposium on Salt, April 6-9, Kyoto, Japan, Vol. 1, Amsterdam: Eisevier Science, pp. 483-488.
- Serata, S., 1991, GEO/REM computer program for Sifto Canada's Goderich salt mine, Internal report prepared by Serata Geomechanics Inc., Goderich, ON, Canada.
- Serata, S., Mehta, B., and Hiremath, M., 1989, Geomechanical stability analysis for CAES cavern operation, In Nilsen and Olsen (eds), *Storage of Gases in Rock Caverns*, Balkema, Rotterdam, pp. 129-135.

- Shafarenko, E. M., Smirnov, V. I., Oksenkrug, E. S., Tavostin, M. N., Skvortsova, Z. N., and Traskin, V. Y., 1999, Rock salt creep in brine environment, *International Congress on Rock Mechanics 9th*, 1999 Aug, International Society for Rock Mechanics, Balkema, pp. 677-680.
- Shidahara, C., Kaneko, K., Nozaki, A., Oyama, T., and Nakagawa, K., 2000, Geotechnical evaluation of a conglomerate for compressed air energy storage: The influence of the sedimentary cycle and filling mineral in the rock matrix, *Engineering Geology*. Vol. 56 No. 1-2, pp. 125-135.
- Skrotzki, W., 1984, An estimate of the brittle to ductile transition in salt, In *Proceedings of First Conference on the Mechanical Behavior of Rock Salt*, Pennsylvania State University-Pennsylvania, November 1981, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 381-388.
- Skrotzki, W., 1988, Texture influence of texture on creep of salt, In *Proceedings of the Second Conference on the Mechanical Behavior of Salt*, Federal Institute of Geosciences and Natural Resources, Hannover, September 1984, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 83-88.
- Skrotzki, W., Helming, K., Brokmeier, H.-G., and Dornbusch, H.-J., 1995, Textures in pure shear deformed rock salt, *Textures and Microstructures*, Volume 24, Number 1/3, p. 133.
- Spangenberg, E., Spangenberg, U., and Heindorf, C., 1998, An experimental study of transport properties of porous rock salt, *Physics and Chemistry of the Earth*, Volume 23, Number 3, pp. 367.
- Spiers, C. J. and Carter, N. L., 1998, Microphysics of rock salt flow in nature, In *Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt*, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 115-128.
- Spiers, C. J., Schutjens, P. M. T. M., Brzesowsky, R. H., Peach, C. J., Liezenbrg, J. L., and Zwart, H. J., 1990, Experimental determination of constitutive parameters governing creep of rocksalt by pressure solution, *Deformation Mechanisms, Rheology and Tectonics*, Geological Society Special Publication No. 45, pp. 215-227.

- Staudtmeister, K. and Rokahr, R. B., 1997, Rock mechanical design of storage caverns for natural gas in rock salt mass, In Proceeding of the 36th U. S. Symposium on Rock Mechanics, June 1997, New York, ISRM, Elsevier Science, p. 646.
- Stead, D. and C., 1995, Acoustic Emission during uniaxial creep in potash, In Proceedings 5th Conf. On Acoustic Emission/Microseismic Activity in Geologic Structures and Materials, Penn State University, June 1991, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 97-133.
- Stead, D. and Szczepanik, Z., 1991, Time dependent acoustic emission studies on potash, In Proceedings 32nd U. S. Rock Mech. Symp., Oklahoma, pp.471-479.
- Stead, D., Szczepanik, Z., and Gaskin, W., 1998, Acoustic characterization of potash, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 31-45.
- Stigter, C., 1967, Calculation of longitudinal salt-distribution in estuaries as function of time, Delft Hydraulics Laboratory Publication, no. 52. Delft, Netherlands, pp. 17-19.
- Stone, C. M., Krieg, R. D., and Beisinger, Z.E., 1985, SANCHO, A finite element computer program for the quasistatic, large deformation, Inelastic response of two-dimensional solid, SAND84-2618.
- Stormont, J. C. and Daemen, J. J. K., 1991, Laboratory study of gas permeability changes in rock salt during deformation, SAND90-2638, Sandia National Laboratories, Albuquerque, NM, January 1991, p. 40.
- Stormont, J. C. and Fuenkajorn, K., 1994, Dilation-induced permeability changes in rock salt, In Proceedings of the 8th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Morgantown, West Virginia, May 22-28, pp. 1296-1273.
- Stormont, J. C., 1990, Discontinuous behavior near excavations in a bedded salt formation, *Int. Jour. Mining and Geological Eng.*, Vol. 8. pp. 35-36.

- Stormont, J. C., 1991, Gas permeability changes in rock salt during deformation, Ph. D. Thesis, University of Arizona.
- Stormont, J. C., Daemen J. J. K., and Desai, C. S., 1992, Prediction of dilation and permeability changes in rock salt, *International Journal for Numerical & Analytical Methods in Geomechanics* 16, No. 8, pp. 545-569.
- Stormont, J. C., Howard, C. L., and Daemen, J. J. K., 1991a, Changes in rock salt permeability due to nearby excavation, *Rock Mechanics as a Multidisciplinary Science*, A. A. Balkema, pp. 899-907.
- Stormont, J. C., Howard, C. L., and Daemen, J. J. K., 1991b, In situ measurements of rock salt permeability change due to nearby excavation, SAND 90-3134, Sandi National Laboratories, Albuquerque.
- Stottlemire, J. A., 1978, Preliminary stability criteria for compressed air energy storage in porous media reservoir, Richland, Washington, Pacific Northwest Laboratory.
- Supajanya, T., Vichapan, K., and Sri-israporn, S., 1992, Surface expression of shallow salt dome in Northeast Thailand, National Conference on "Geologic Resources of Thailand: Potential for Future Development" 17-24 November 1992, DMR, Bangkok, Thailand, pp. 89-95.
- Suwanapal, A., 1992, Potash mine: A co-operative project among ASEAN countries and private sectors, National conference on "Geologic Resources of Thailand: Potential for Future Development" 17-24 November 1992, Department of Mineral Resources, Bangkok, Thailand.
- Suwanich, P. and P. Ratanajaruraks, 1986, Potash and rock salt in thailand: Appendix A core log of K-holes, *Nonmetallic minerals bulletin no.2*, Economic Geology Division, Department of Mineral Resources, Bangkok, Thailand.
- Suwanich, P. and Ratana Jaruraks, P., 1982, Sequences of rock salt and Potash in Thailand, *Nonmetallic Minerals Bulletin No. 1*, Bangkok: Economic Geology Division, DMR, 32 p.

- Suwanich, P. and Ratanajaruraks, P., 1986, Potash and rock salt in Thailand, Appendix A core log of K-holes, Nonmetallic minerals bulletin no.2, Economic Geology Division, Department of Mineral Resources, Bangkok, Thailand.
- Swingen, R. A., 1981, Evaluation of the St. Peter sandstone and Joachim dolomite for compressed air energy storage, with emphasis on thermal properties, M. Sc. Thesis, University of Wisconsin-Milwaukee.
- Tabakh, M. E., Utha-aroon C., Coshell L., and Warren J. K., 1995, Cretaceous Saline Deposits of The Maha Sarakham Formation in The Khorat Basin, Northeastern Thailand, International Conference on: Geology, Geotechnology and Mineral Resources of Indochina (GEO-INDO'95), 22-25 November 1995, Khon Kaen, Thailand.
- Takagi, A. and Maruyama, K., 1992, Advanced construction technologies for LNG in-ground storage tanks, Tunneling and Underground Space Technology, Volume 7, Number 4, pp. 347-354.
- Tang, C. A., Yang, W. T., Fu, Y. F., and Xu, X. H., 1998, A new approach to numerical method modeling geological processes and rock engineering problems-continuum to discontinuum and linearity to nonlinearly, Engineering Geology, Volume 49, Number 3, p. 207.
- Tharp, T. M., 1973, Behavior of three calcite rocks under tensile cyclic loading, M. S. Thesis, University of Wisconsin, Madison.
- Thoms, R. L. and Martinez, J. D., 1978, Preliminary long-term stability criteria for compressed air energy storage caverns in salt domes, Institute for Environmental Studies, Louisiana State University, Baton Rouge, LA, Prepare for Battelle Northwest Laboratories, Richland, Washington, Special Agreement B-54804-A-L, Prime Contact EY-76-C-06-1830, 84 pp.
- Thorel, L. and Ghoreychi, M., 1996, Rock salt damage - Experimental results and interpretation, In Proceedings Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, September 1993, Trans Tech Publications, Clausthal, Germany, pp. 175-189.

- Thorel, L., Ghoreychi, M., Cosemza, Ph., and Chanchole, S., 1998, Rocksalt damage and failure under wet or dry conditions, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 189-202.
- Till, E., Zankl, M., Rothfuchs, T., and Regulla, D., 1996, Calculation of the radiation transport in rock salt using Monte Carlo methods, Nuclear Instruments & Methods in Physics Research, Section B, Volume 111, Number 1-2, p. 95.
- Tonscheidt, H. W. and Kahl, I. J., 1998, Problems solved during shaft sinking into Gorleben salt dome, International Mining and Minerals 1, no.7, pp. 189-195.
- Trunin, R. F., 1996, Phase transformations of rock salt in the shock wave of an underground nuclear explosion, High Temperature, Volume 34, Number 6, p. 864.
- United States Department of Energy, 1995, Waste isolation pilot plant safety analysis report, DOE/WIPP-95-20265 REV. 0., Westinghouse Electric Corporation and Waste Isolation Division.
- United Technologies Research Center, 1976, Preliminary feasibility evaluation of compressed air energy storage power system. Washington: Energy Research and Development Administration.
- Utha-aroon, C., 1993, Continental origin of the Maha Sarakham evaporites, Northeastern Thailand, Journal of Southeast Asian Earth Sciences, 1993, Great Britain, Vol.8, No. 1-4, pp. 193-203.
- Van den Broek, W. M. G. T., Heilbron, H. C., and Menken, M. J. V., 1996, Feasibility of retrieval of radioactive waste from a salt-mine repository: an overview, Geologic en Mijnbouw 75, no.1, pp. 1-10.
- Van Eekelen, H. A., 1988, Cavity arrays in layered salt systems, In Proceedings of the Second Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Federal Institute of Geosciences and Natural Resources, Hannover, September 1984, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 473-492.

- Varo, L. and Pasaris, E. K. S., 1977, The role of water in the creep properties of halite, In Proceedings Conference on Rock Engineering, University of Newcastle upon Tyne, April 1977, England, pp. 85-100
- Varo, L., 1976, The role of water in the creep properties of halite, M. Sc. Thesis, Department of
- Veil, J., Elcock, D., Ravel, M., Caudle, D., Ayers, R. C., and Grunewald, B., 1996, Preliminary technical and legal evaluation of disposing of nonhazardous oil field waste into salt caverns, Argonne National Laboratory, U.S. Department of Energy.
- Viboonsawat, P., 1998, Vision of energy, Quality of life and development, Vision Thailand in science, technology, environmental, telecommunication, energy and human resources. Bangkok: Office of the Civil Service Commission, Association of Thai Government Scholarships, pp. 108-55.
- Vogler, U. W. and Kovari, K., 1978, Suggested Methods for determining the strength of rock materials in triaxial compression, International Society for Rock Mechanics Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 15, No. 2, pp. 47-54.
- Vouille, G., Bergues, J., Durup, J. G., and You, T., 1996, Study of the stability of caverns in rock salt created by solution mining proposal for a new design criterion, In Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, September 1993, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 427-443.
- Wallner, M. and Wulf, A., 1982, Thermomechanical calculations concerning the design of a radioactive waste repository in rock salt, ISRM Symposium, 26-28 May 1982, Aachen, pp. 1003-1012.
- Wallner, M., 1984, Analysis of thermomechanical problems related to the storage of heat producing radioactive waste in rock salt, In Proceedings of First Conference on the Mechanical Behavior of Rock Salt, Pennsylvania State University-Pennsylvania, November 1981, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 739-763.

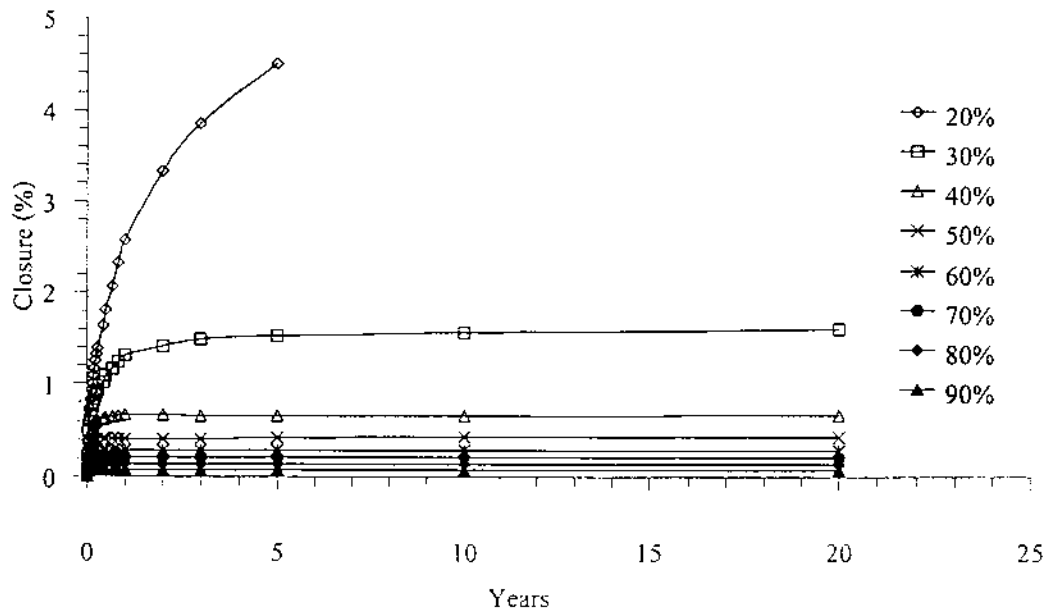
- Wang, M. L. and Miao, S., 1995, Constitutive models for Anisotropic Healing of Crushed Rock Salt, 5th Annual WERC Technology Conference, April 18-20. Las Cruces, NM. 461-470.
- Wanten, P. H., Spiers, C. J., and Peach, C. J., 1996, Deformation of NaCl single crystals at $0.27T_m < T < 0.44T_m$, In Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, September 1993, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 117-128.
- Warren, J., 1999, Evaporites: Their evolution and economics, Blackwell Science, 438 pp.,
- Watts, R. A., 1991, Subsidence surveys, Present at SMRI meeting, October 29, 1991, Las Vegas, Nevada.
- Weatherby, J. R., Munson, D. E., and Arguello, J. G., 1996, Three-dimensional finite element simulation of creep deformation in rock salt, Engineering Computations, Volume 13, Number 8, p. 82.
- Weidinger, P., Blum, W., Hampel, A., and Hunsche, U., 1998, Description of the creep of rock salt with the composition model – I. transient creep, In Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 277-285.
- Weidinger, P., Hampel, A., Blum, W., and Hunsche, U., 1997, Creep behaviour of natural rock salt and its description with the composite model, International Conference, 11th, 1997 Aug, Prague, Materials Science and Engineering - LAUSANNE - A 0921-5093, Vol. 234-236, Elsevier, pp. 646-648.
- Wenk, H. R., Canova, G., Molinari, A., and Mecking, H., 1989, Texture development in halite: Comparison of Taylor model and self-consistent theory, Acta Metallurgica, Vol. 37, No. 7, pp. 2017-2029.
- Wetchasat, K., 2002, Assessment of mechanical performance of rock salt formations for nuclear waste repository in northeastern Thailand, M.S. thesis, Suranaree University of Technology, Thailand.

- Wiles, L. E. and McCann, R. A., 1981, Water coning in porous media reservoirs for compressed air energy storage, Washington D.C, U.S. Dept. of Energy.
- Wittke, W., Pierau, B., and Schetelig, K., 1980, Planning of a compressed-air pumped-storage scheme at Vianden/Luxembourg, In Proc. Int. Symp. Subsurface Space (Rockstore 80), Stockholm, Vol. 2, pp. 367-376.
- Wolfenstine, J., Ruano, O. A., Wadsworth, J., and Sherby, O. D., 1991, Harper-Dorm creep in single crystalline NaCl, *Scripta Metall. Mat.*, 25, pp. 2065-2070.
- Wu, L., Qian, M., and Wang, J., 1997, The influence of a thick hard rock stratum on under ground mining subsidence, *International Journal of Rock Mechanics and Mineral Sciences and Geomechanics Abstracts*, Volume 34, Number 2, p. 341.
- Xie, M., Gerstle, W., and Chen, Z., 1994, Finite element analysis of combined smeared and discrete mechanisms in rock salt, In *Proceedings of the 8th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanic*, Morgantown, May 1994, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 1659-1664.
- Yagiura, Y. and Tomokiyo, S., 1999, Development of method and evaluation for underground gas, *Doboku Gakkai ronbunshu, Journal of Structural Mechanics and Earthquake Engineering*, Vol. 1, pp. 183-206.
- Yahya, O. M. L., Aubertin, M., and Julien, M. R., 2000, A unified representation of the plasticity, creep and relaxation behavior of rocksalt. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 37, no.5, United Kingdom. pp. 787-800.
- Yang, C., Bei, S., Daemen, J. J. K., and Yin, J., 1999, Analysis of stress relaxation behavior of salt rock, In *Proceedings of the 37th U.S. Symposium on Rock Mechanics*, June 1999, Vail, Colorado, pp. 935-940.
- Yang, J., 1981, Thermophysical properties, *Physical Properties for Rock Salt*, NBS Monograph 167, U. S. Government, Washington, p. 211.

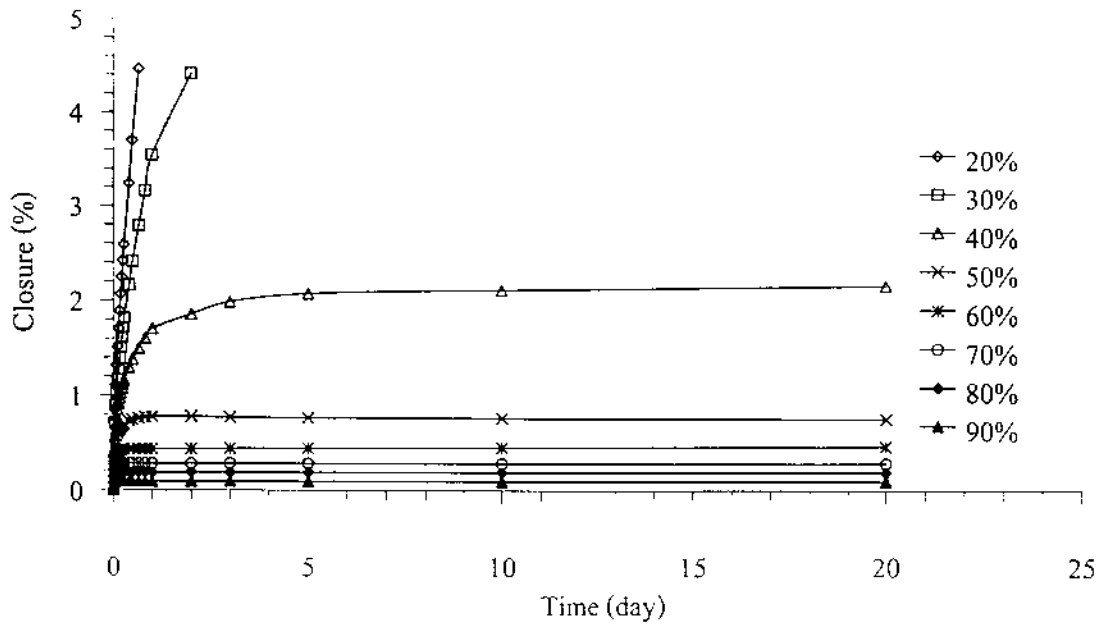
- Yaramanci, U., 2000, Geoelectric exploration and monitoring in rock salt for the safety assessment of underground waste disposal sites, *Journal of Applied Geophysics* 44, no.2-3, Netherlands, pp. 181-196.
- You, Th., Maisons, Ch., and Valette, M., 1994, Experimental procedure for the closure of the brine production caverns on the saline de Vauvert site, Solution Mining Research Institute Meeting (SMRI), Hannover, Germany.
- Yumuang, S., 1983, On the origin of evaporite deposits in the maha sarakham formation in Bamnet Narong area, Changwat Chaiyaphum, M.S. thesis, Chulalongkorn University, Thailand.
- Yumuang, S., 1995, Potash ore reserve evaluation of Bamnet Narong area, Northeast Thailand, Department of Geology, Faculty of Science, Chulalongkorn University.
- Yumuang, S., Khantapab, C., and Taiyagupt M., 1986, The evaporite deposits in Bamnet Narong area, Northeastern Thailand, In *Proceedings GEOSEA V, August 1986, Vol. II, Geol. Soc., Malaysia, Bulletin 20*, , pp. 249-267.
- Zeuch, D. H., 1990, Isostatic hot-pressing mechanism maps for pure and natural sodium chloride-applications to nuclear waste isolation in bedded and domal salt formations, *International Journal Rock Mechanics Mineral Sciences and Geomechanical Abstract*, Vol. 27, no.6, pp. 505-524.
- Zhang, C., Schmidt, M. M., and Staupendahl, G., 1996, Experimental and modelling results for compaction of crushed salt, In *Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt*, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, September 1993, Trans Tech Publications, Clausthal- Zellerfeld, Germany, pp. 391-402.

ภาคผนวก ก

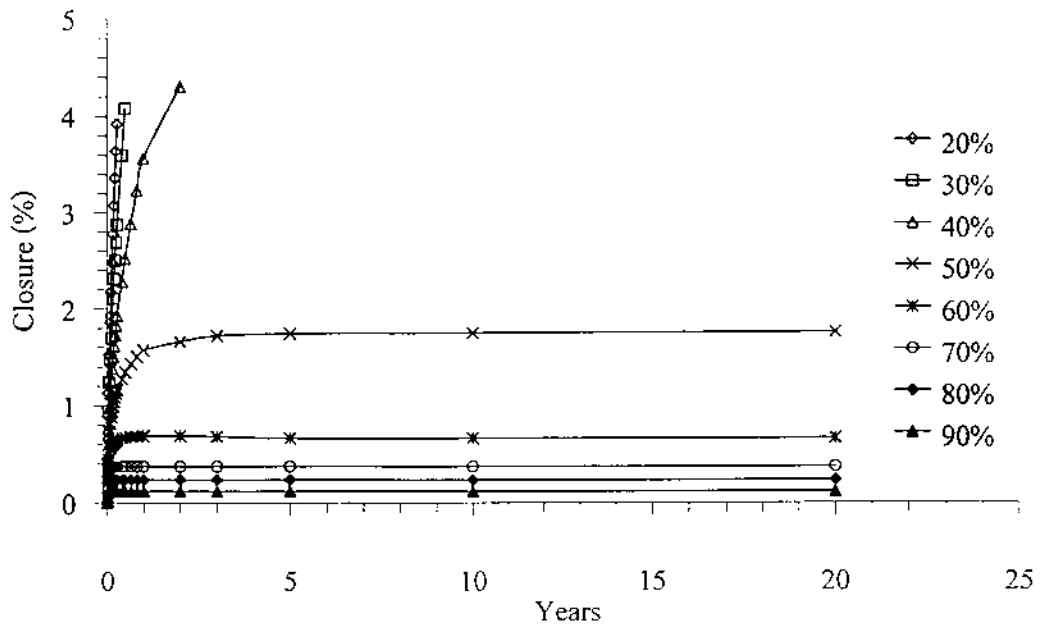
ผลการคำนวณด้วยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์
เพื่อศึกษาผลกระทบของความดันภายในโพรง
รูปร่างของโพรง และระดับความลึก



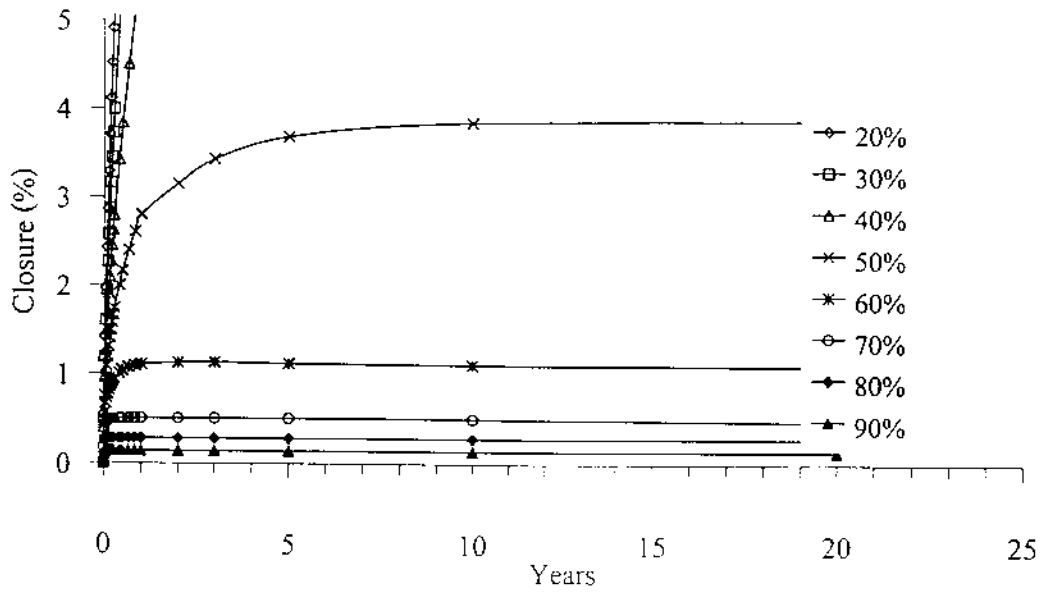
รูปที่ ก-1 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง X และ Y ของแบบจำลอง SP10 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้เท่ากับ 1,500 psi



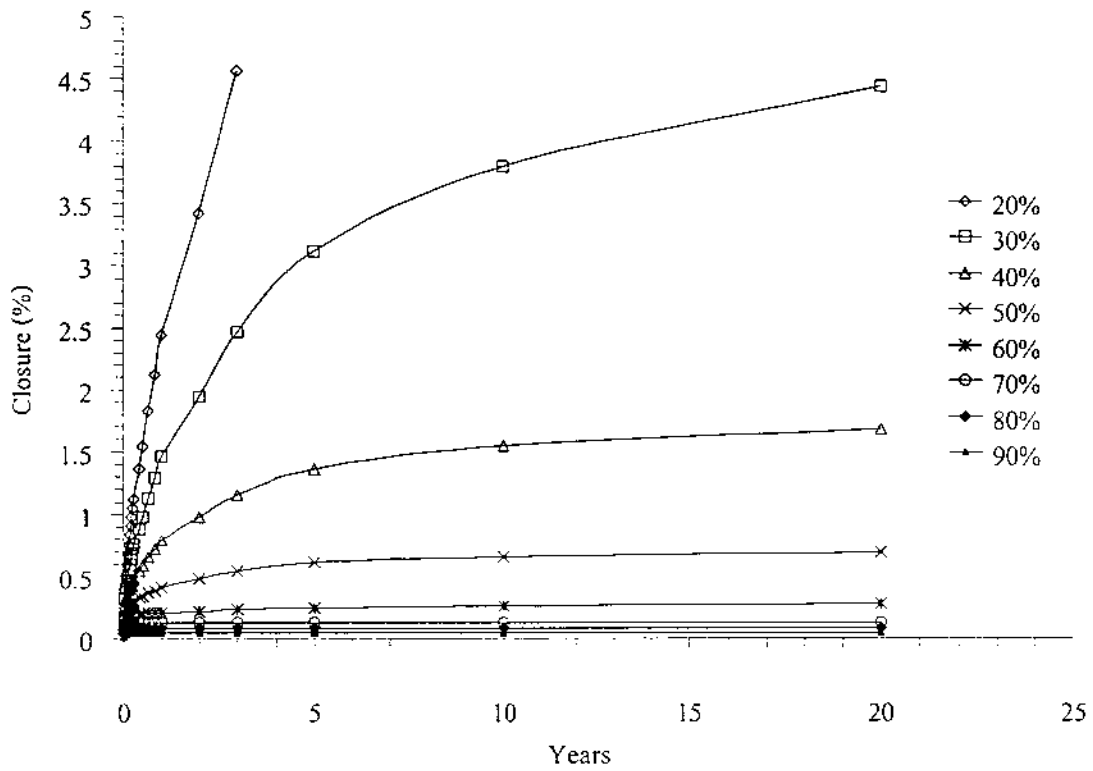
รูปที่ ก-2 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง X และ Y ของแบบจำลอง SP10 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้เท่ากับ 2,000 psi



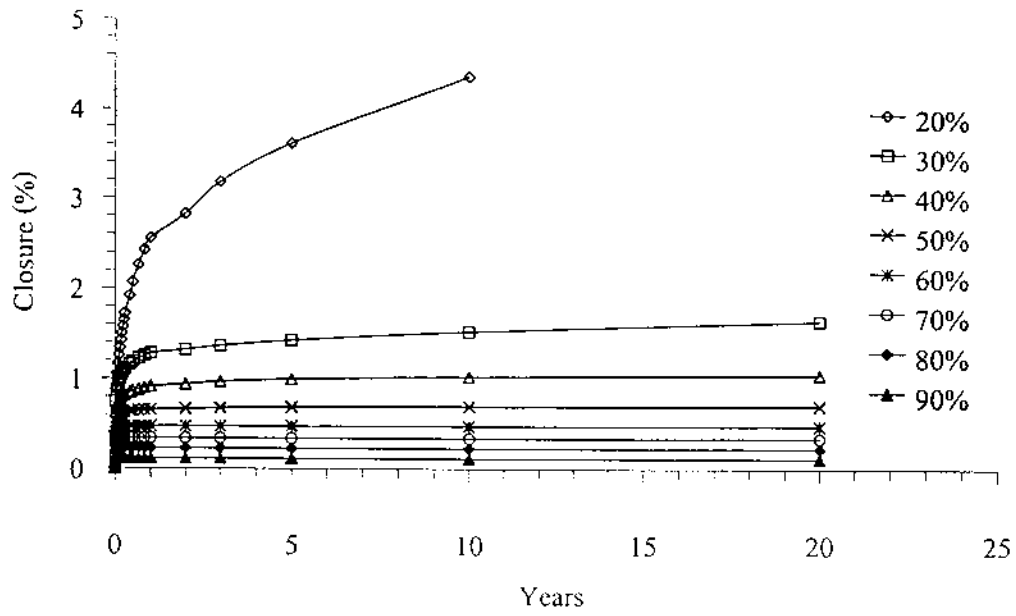
รูปที่ ก-3 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง X และ Y ของแบบจำลอง SP10 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้เท่ากับ 2,500 psi



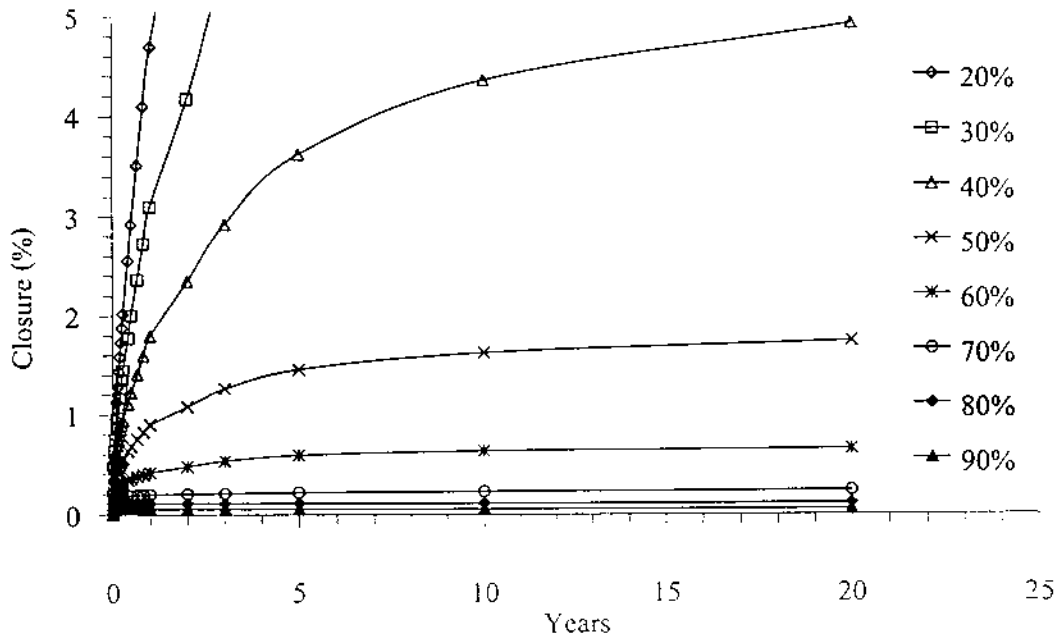
รูปที่ ๓-4 เปรียบเทียบการหดตัวของ โพรงในทิศทาง X และ Y ของแบบจำลอง SP10 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้เท่ากับ 3,000 psi



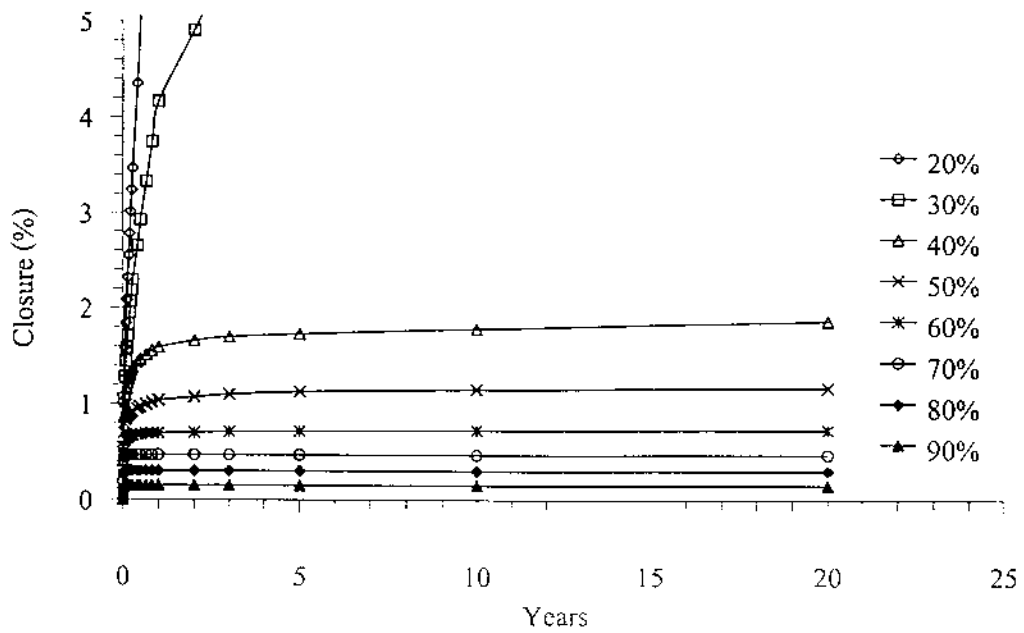
รูปที่ ก-5 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง X ของแบบจำลอง EL15 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 1,500 psi



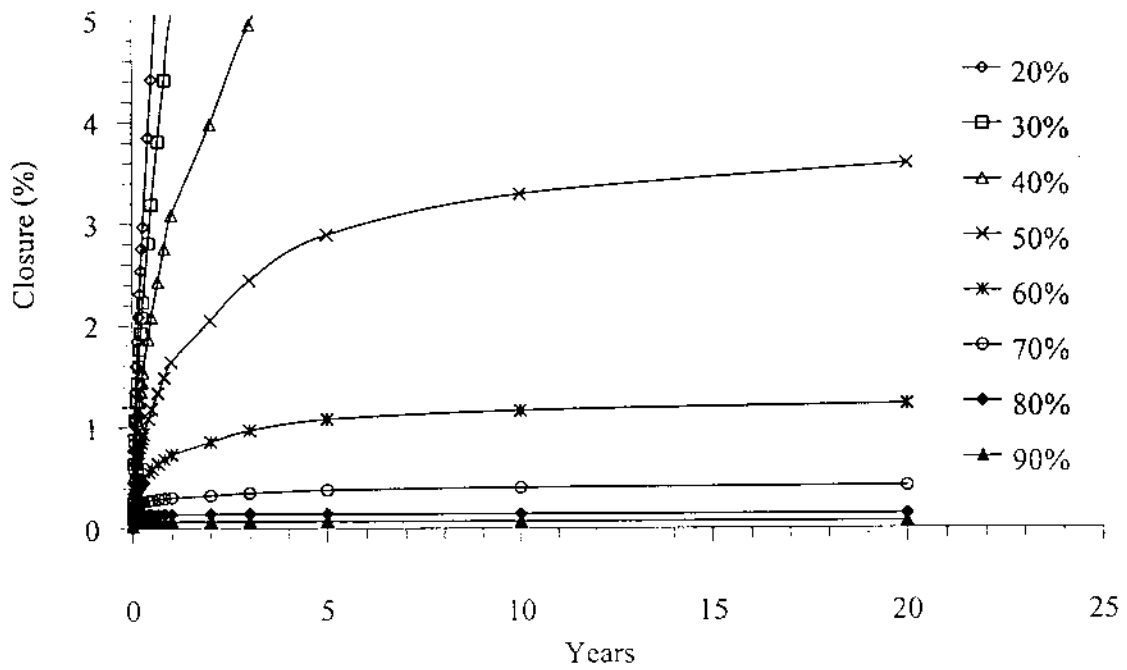
รูปที่ ก-6 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง Y ของแบบจำลอง EL15 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 1,500 psi



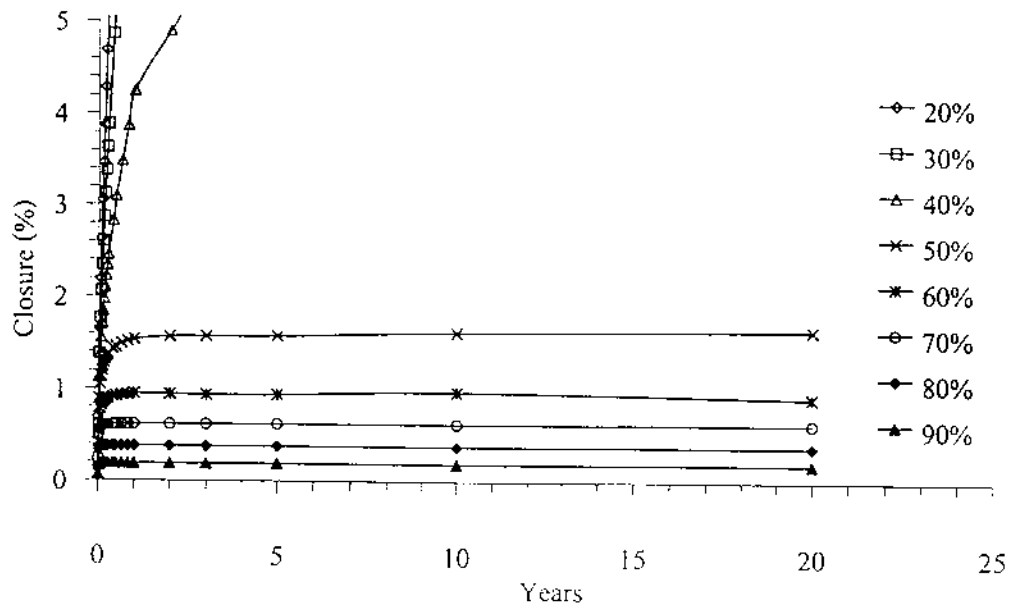
รูปที่ ก-7 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง X ของแบบจำลอง EL15 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้เท่ากับ 2,000 psi



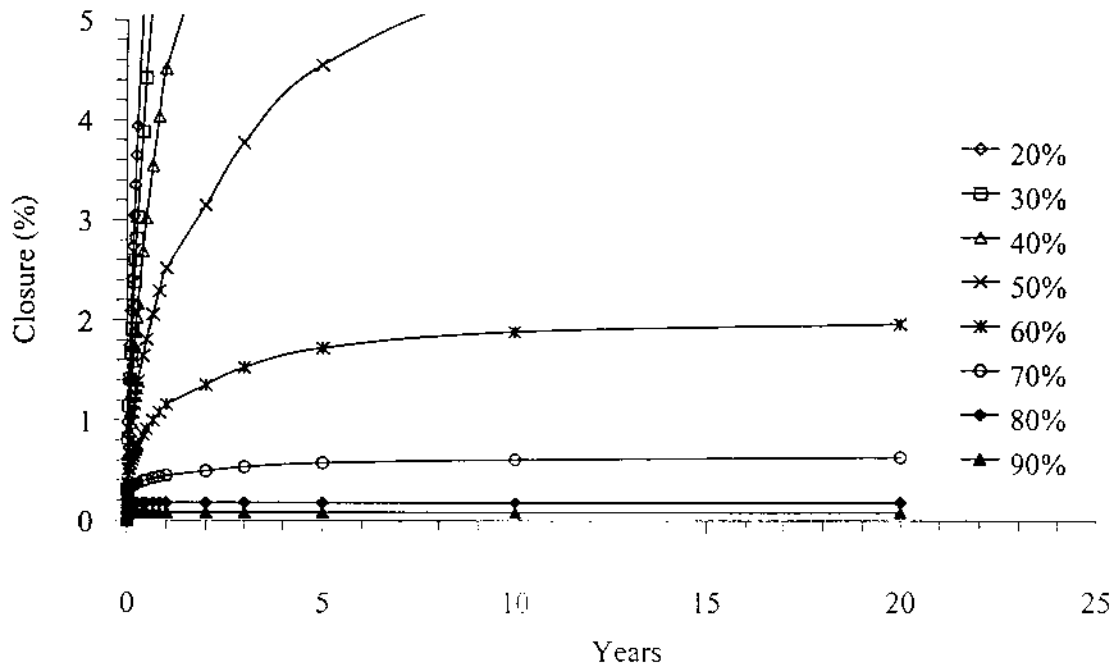
รูปที่ ก-8 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง Y ของแบบจำลอง EL15 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 2,000 psi



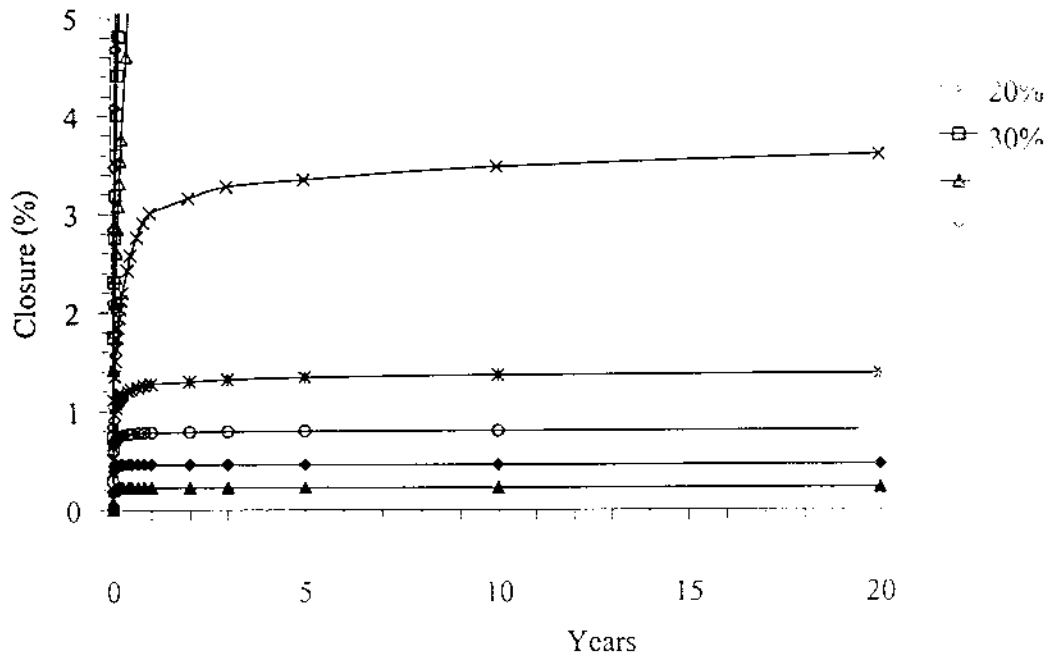
รูปที่ ก-9 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง X ของแบบจำลอง EL15 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 2,500 psi



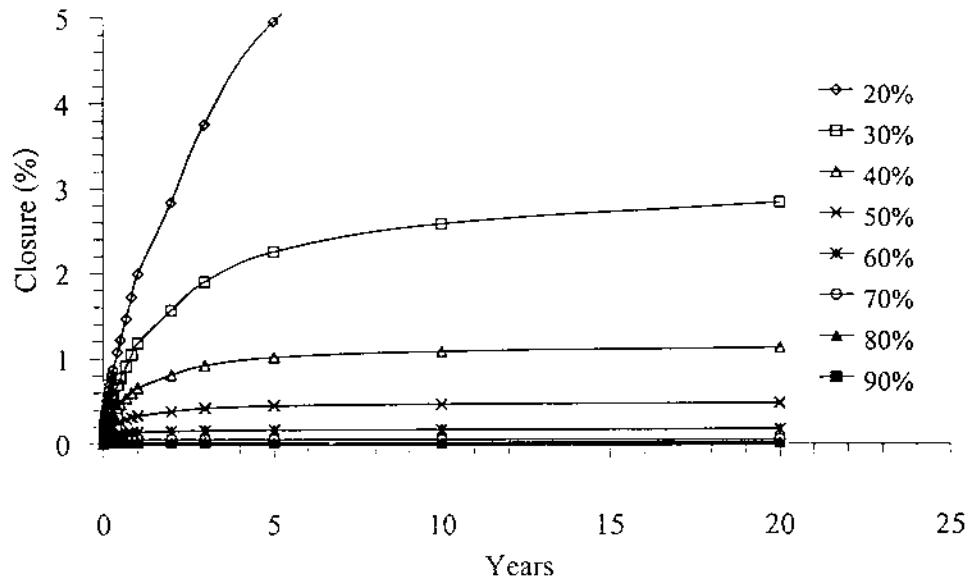
รูปที่ ก-10 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง Y ของแบบจำลอง EL15 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 2,500 psi



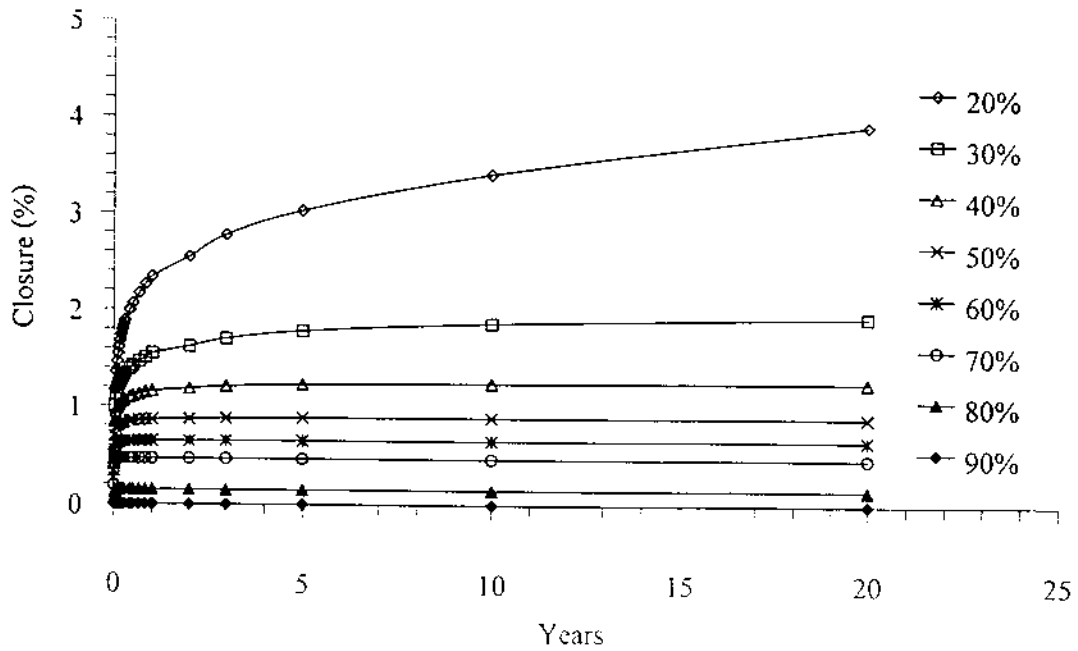
รูปที่ ก-11 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง X ของแบบจำลอง EL15 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 3,000 psi



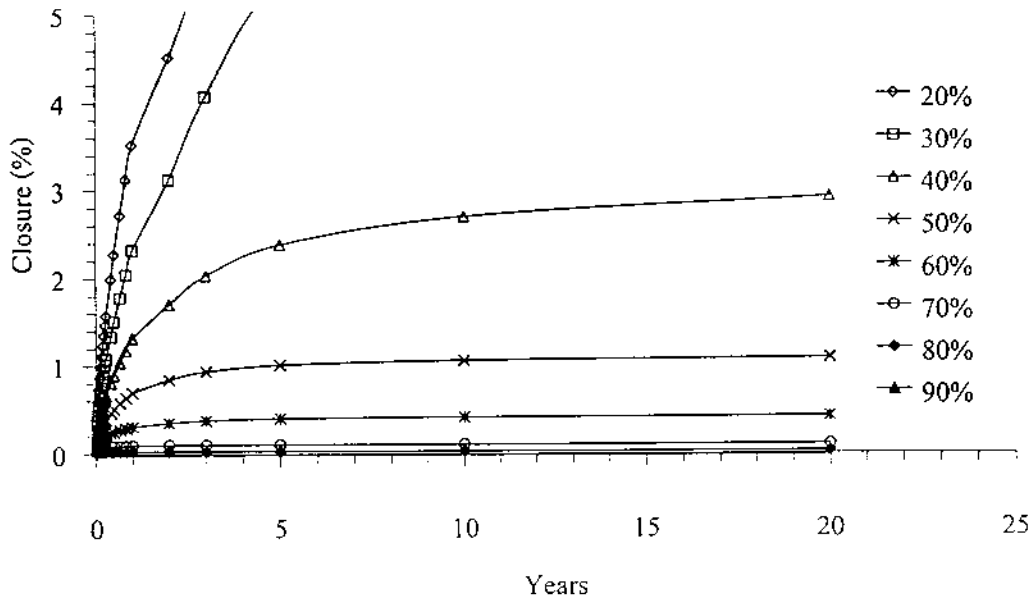
รูปที่ ก-12 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง Y ของแบบจำลอง
 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่รั้ว
 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับ
 เท่ากับ 3,000 psi



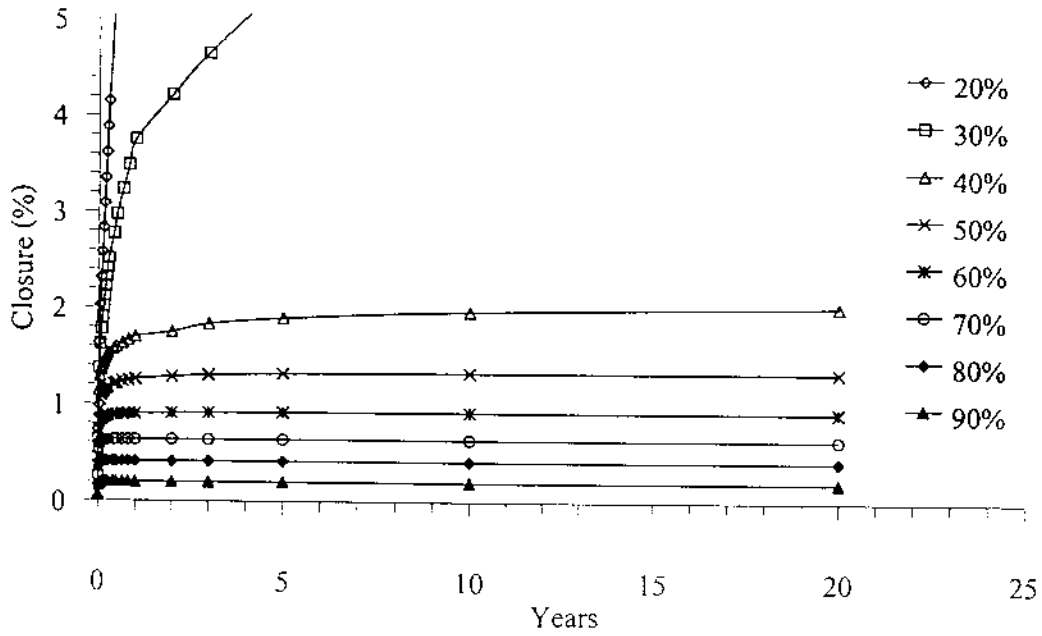
รูปที่ ก-13 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง X ของแบบจำลอง EL20 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 1,500 psi



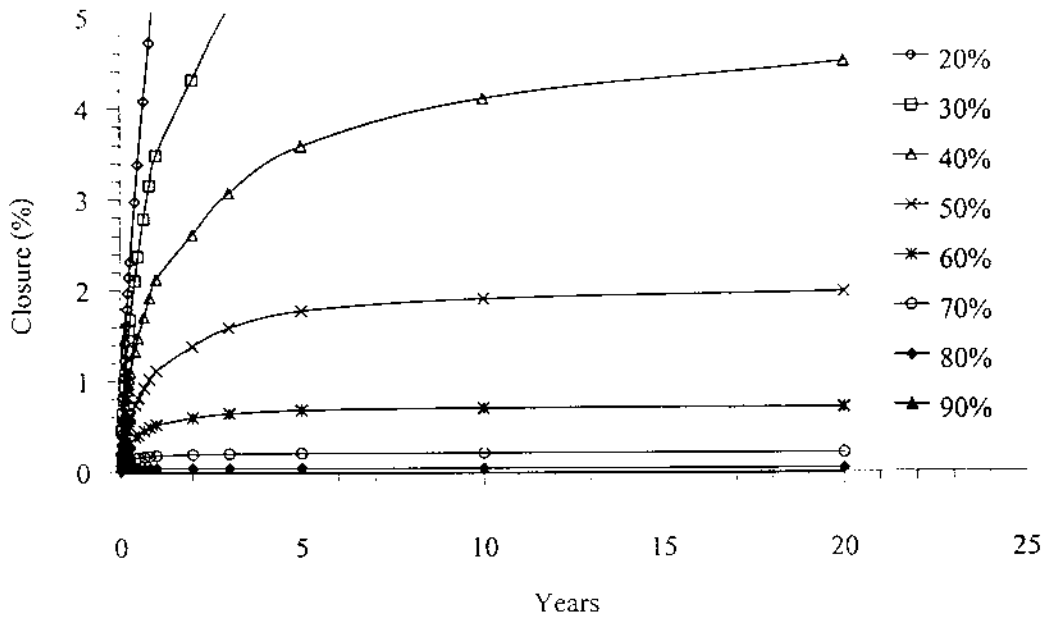
รูปที่ ก-14 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง Y ของแบบจำลอง EL20 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 1,500 psi



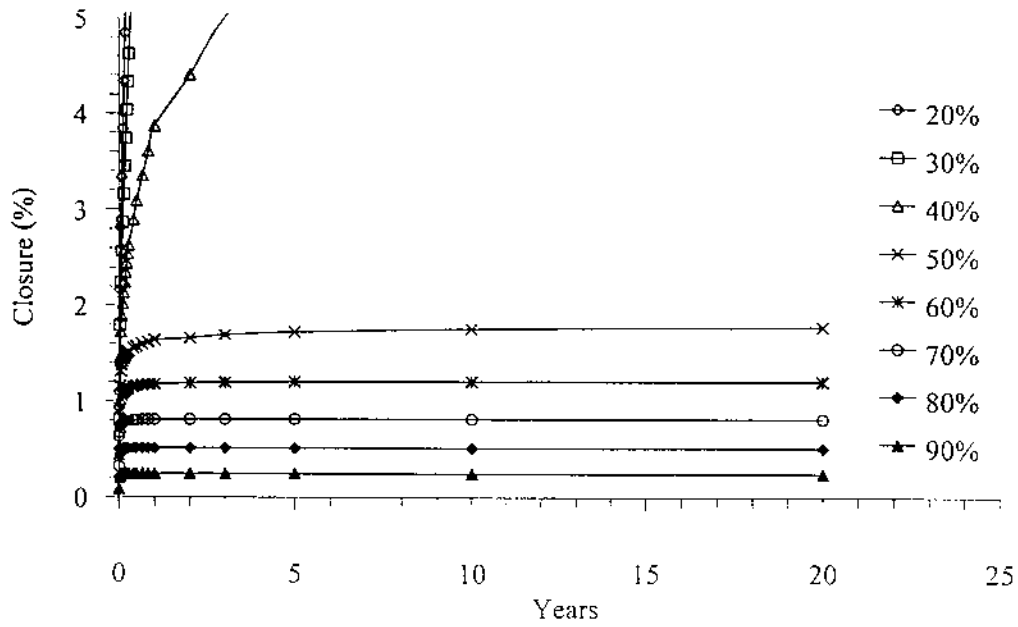
รูปที่ ก-15 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง X ของแบบจำลอง EL20 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 2,000 psi



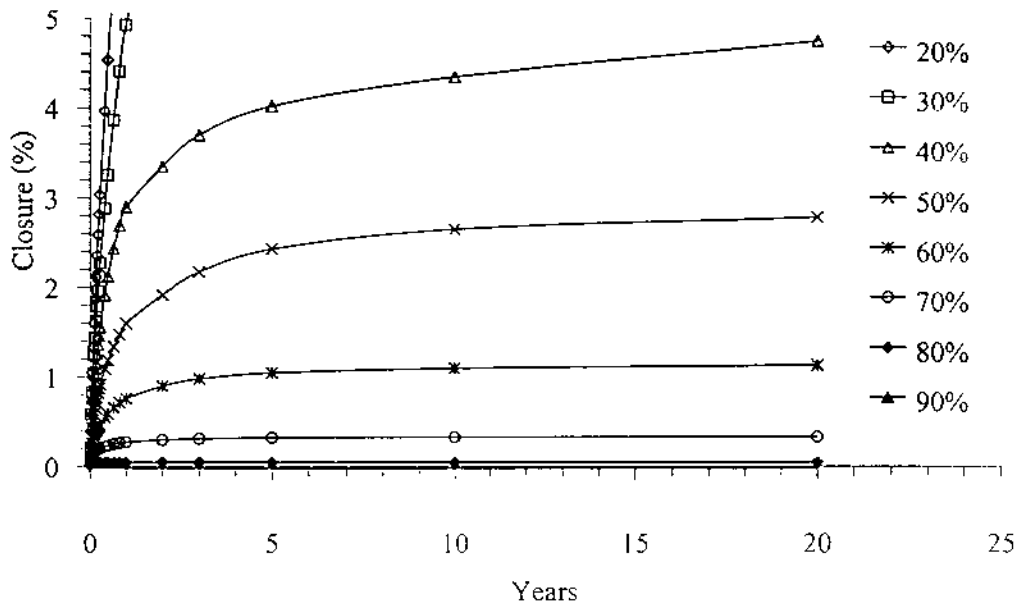
รูปที่ ก-16 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง Y ของแบบจำลอง EL20 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 2,000 psi



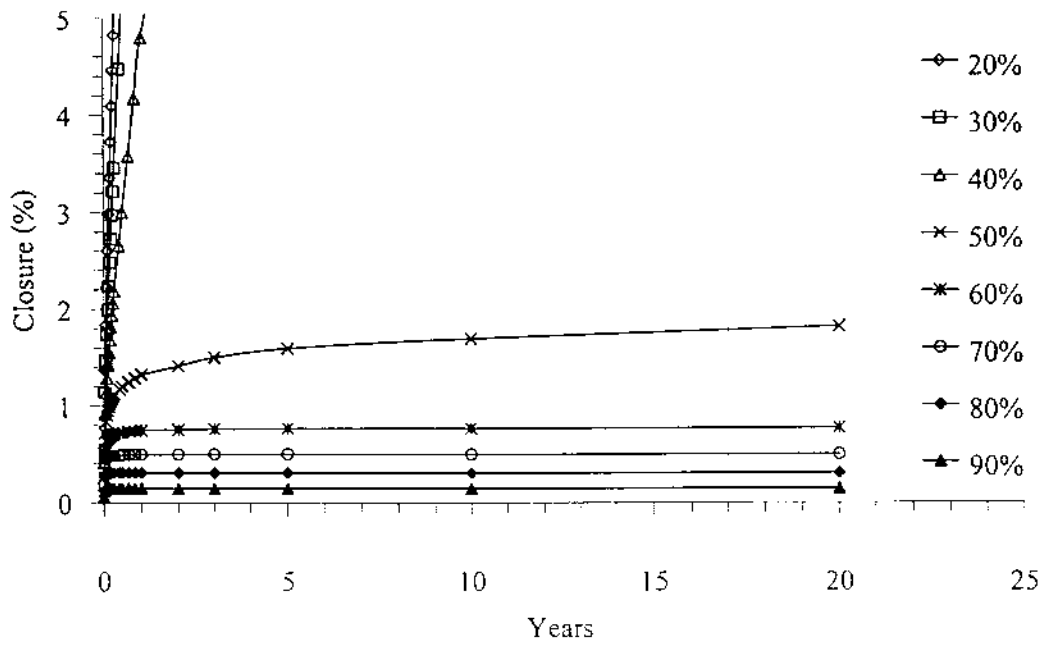
รูปที่ ก-17 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง X ของแบบจำลอง EL20 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 2,500 psi



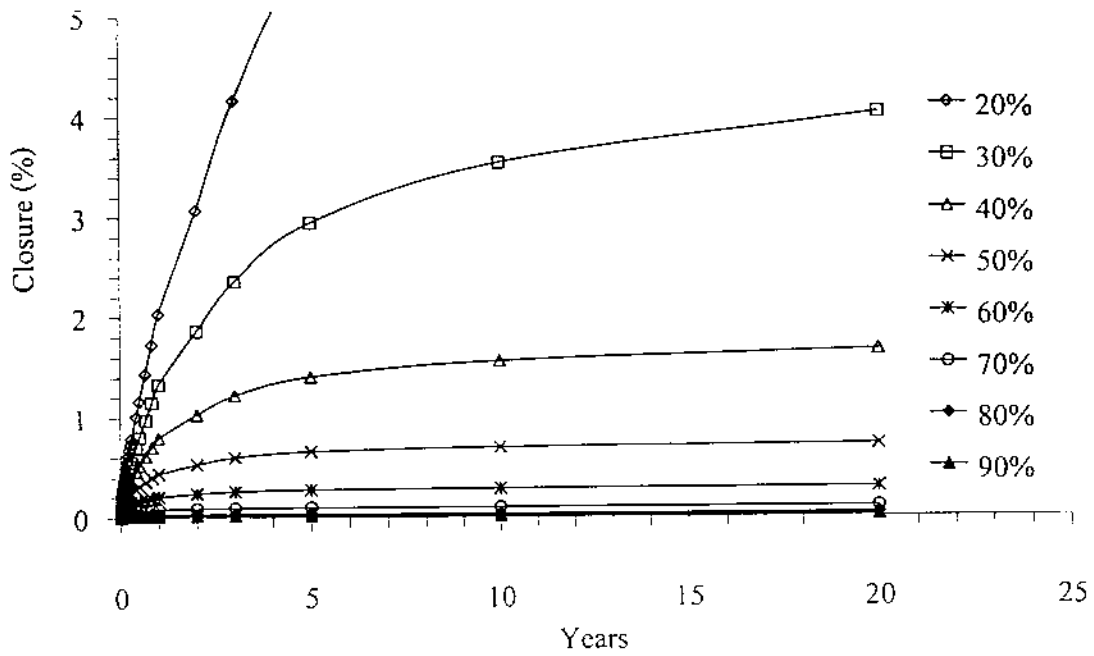
รูปที่ ก-18 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง Y ของแบบจำลอง EL20 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 2,500 psi



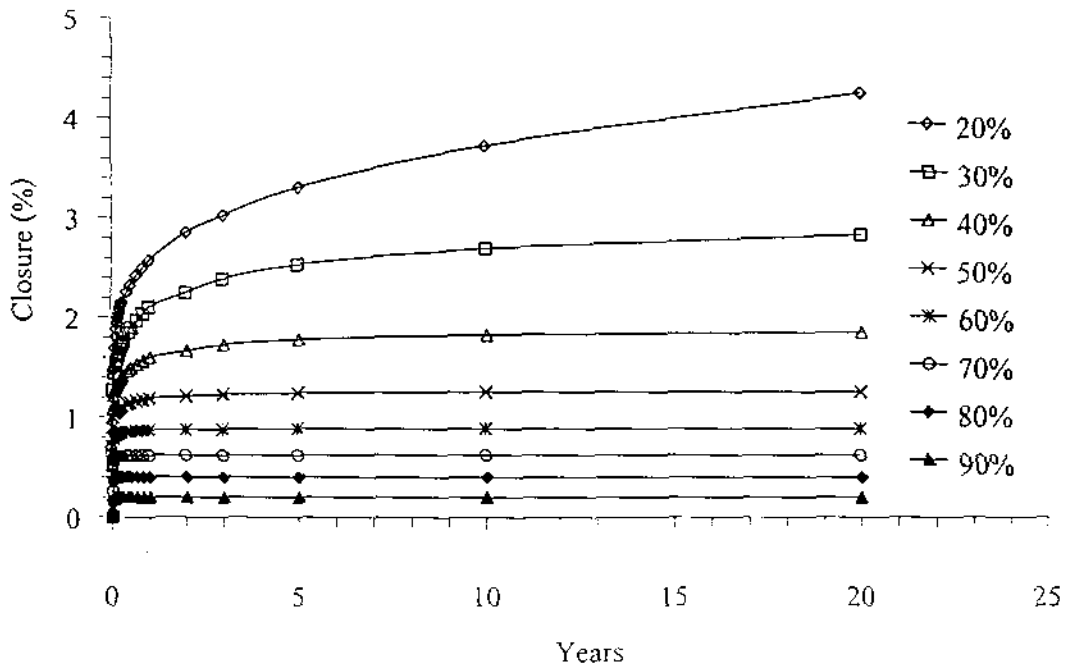
รูปที่ ก-19 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง X ของแบบจำลอง EL20 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 3,000 psi



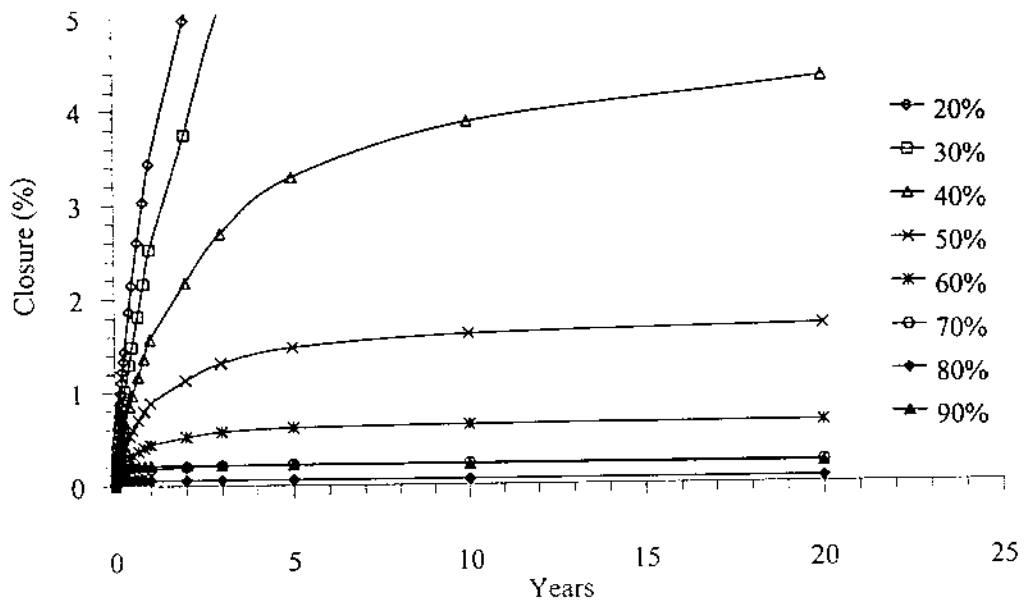
รูปที่ ก-20 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง Y ของแบบจำลอง EL20 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 3,000 psi



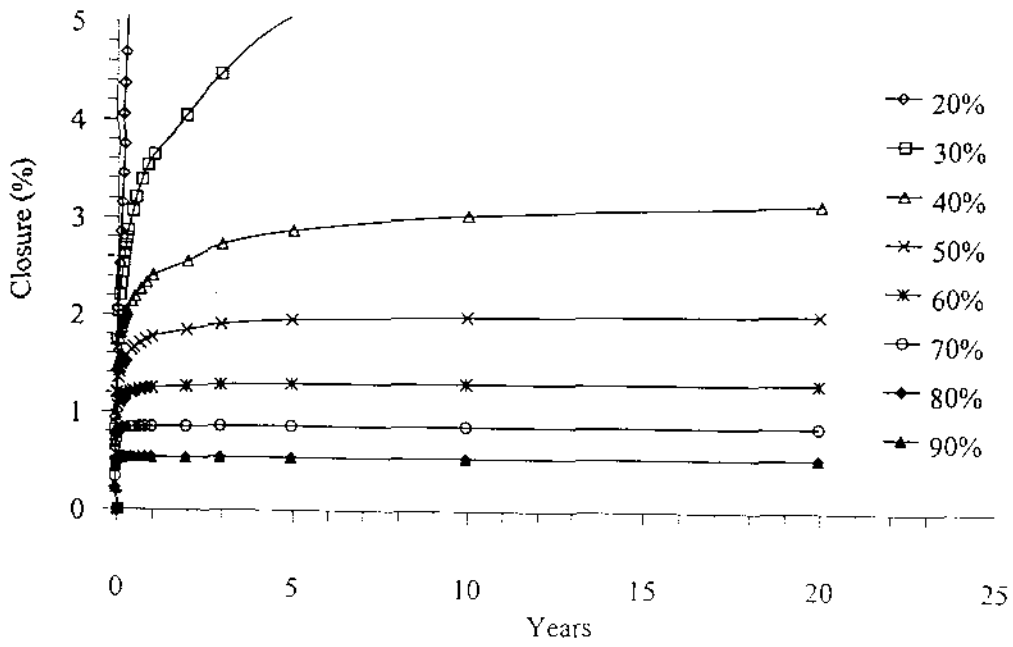
รูปที่ ก-21 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง X ของแบบจำลอง EL25 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 1,500 psi



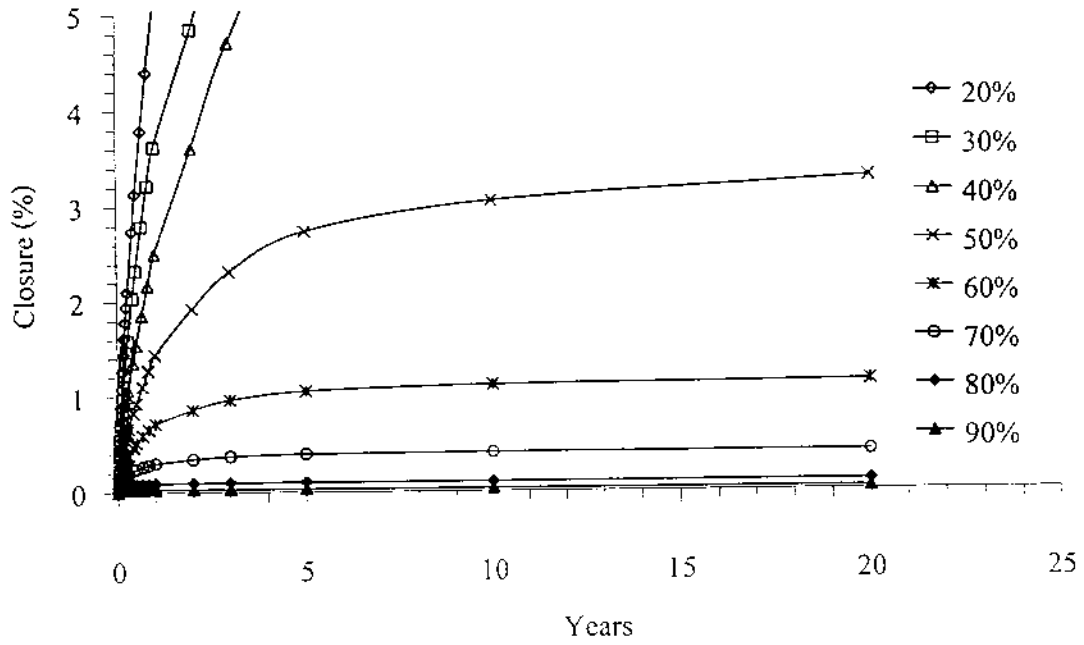
รูปที่ ก-22 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง Y ของแบบจำลอง EL25 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 1,500 psi



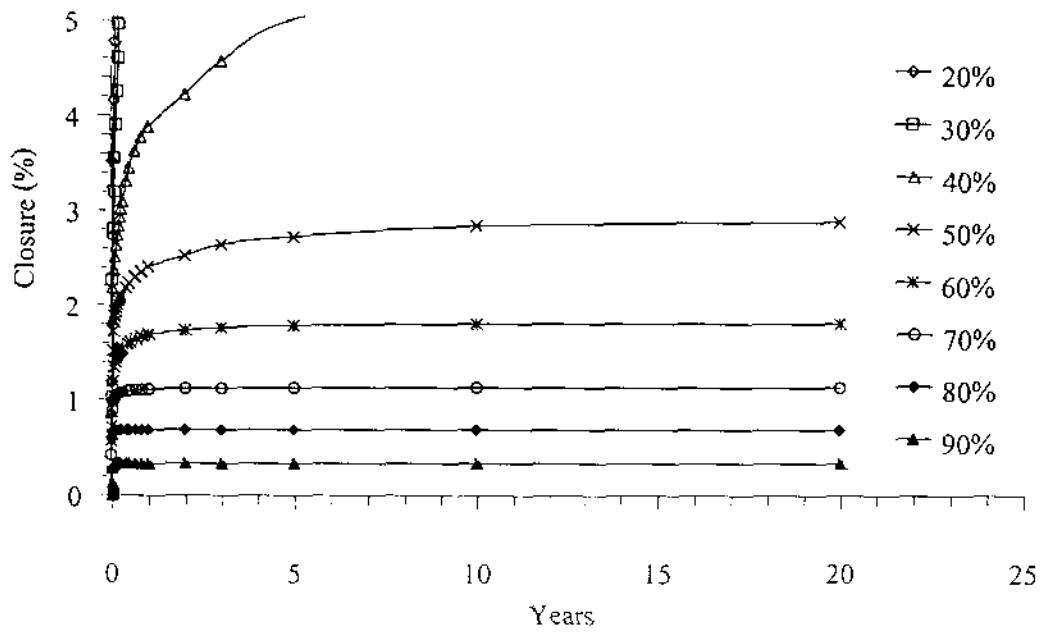
รูปที่ ก-23 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง X ของแบบจำลอง EL25 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 2,000 psi



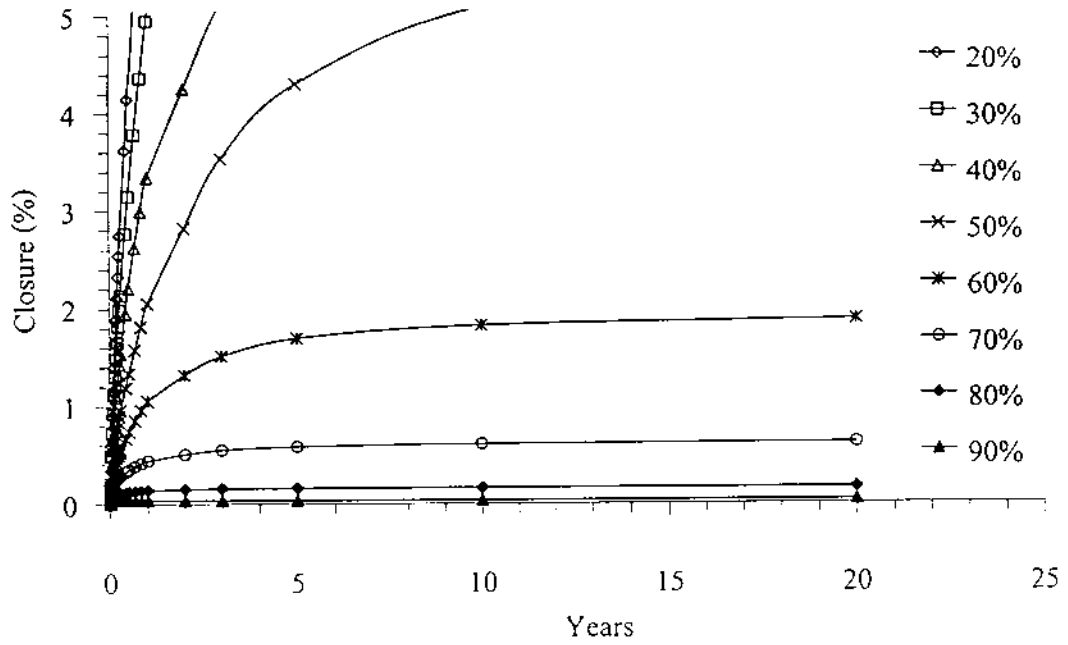
รูปที่ ก-24 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง Y ของแบบจำลอง EL25 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 2,000 psi



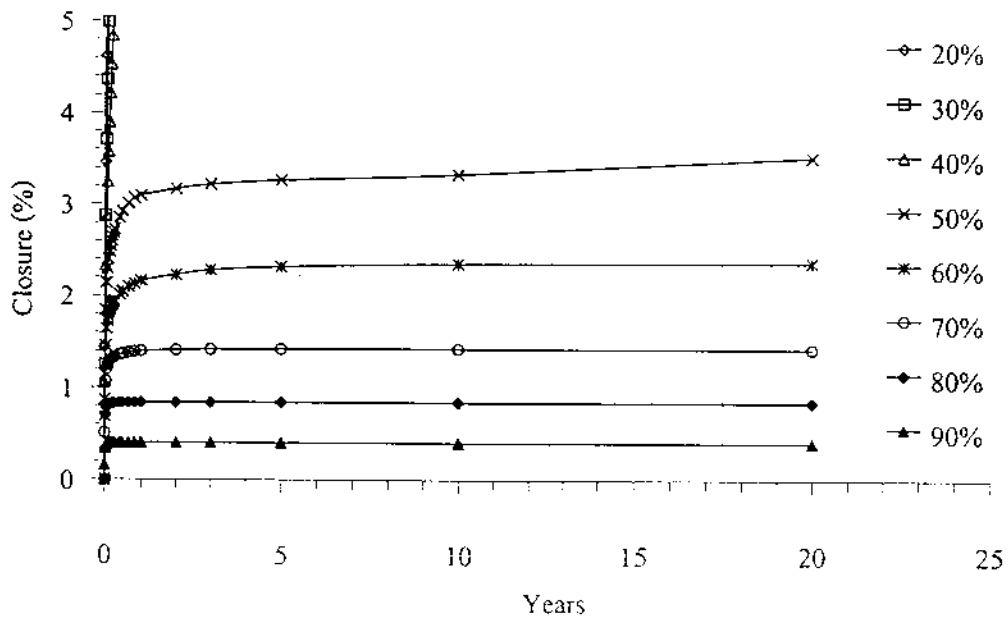
รูปที่ ก-25 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง X ของแบบจำลอง EL25 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 2,500 psi



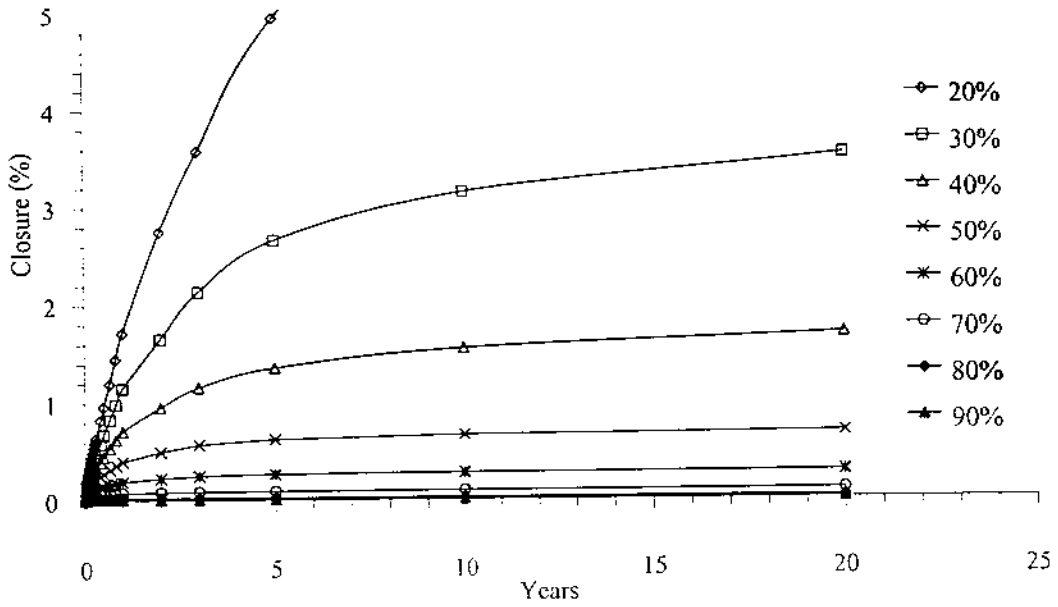
รูปที่ ก-26 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง Y ของแบบจำลอง EL25 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 2,500 psi



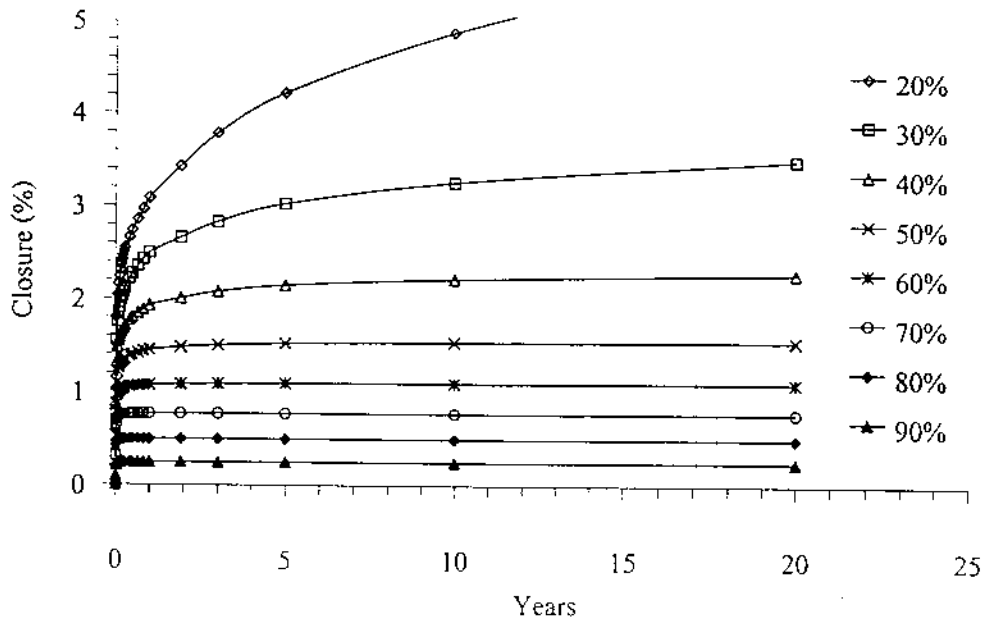
รูปที่ ก-27 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง X ของแบบจำลอง EL25 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 3,000 psi



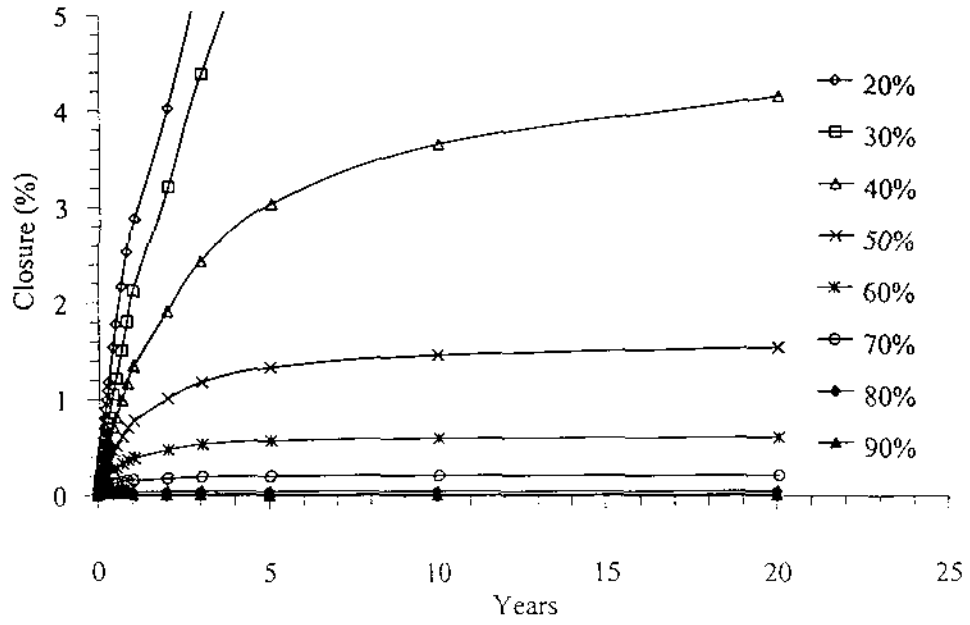
รูปที่ ก-28 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง Y ของแบบจำลอง EL25 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลื่อหิน ความเค้นในชั้นเกลื่อหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 3,000 psi



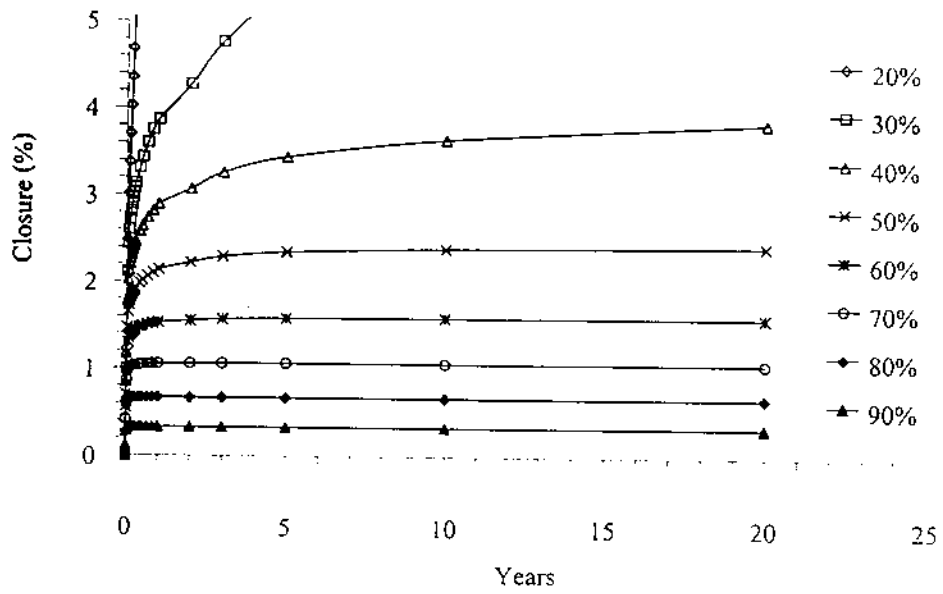
รูปที่ ก-29 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง X ของแบบจำลอง EL30 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้เท่ากับ 1,500 psi



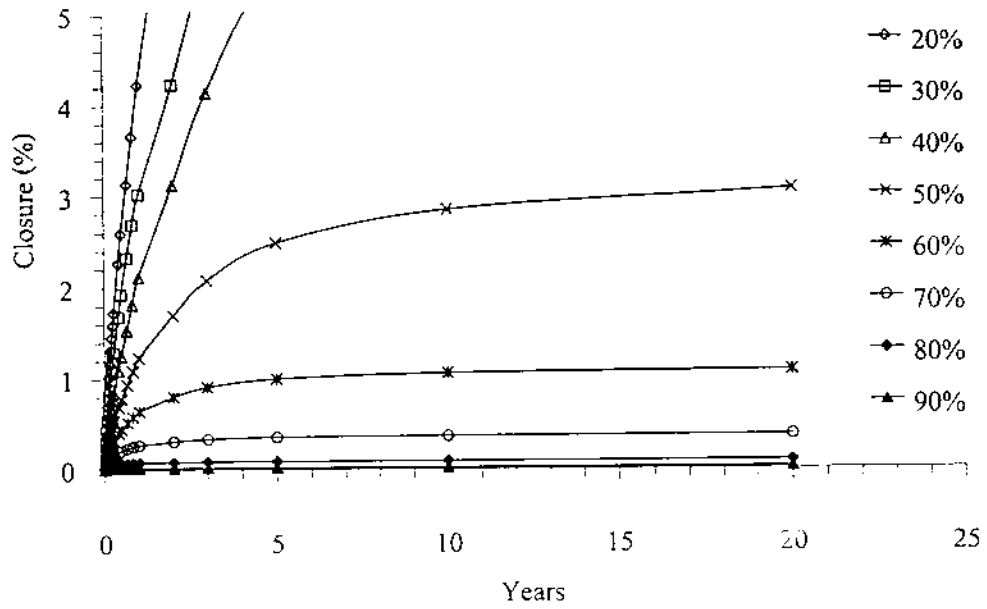
รูปที่ ก-30 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง Y ของแบบจำลอง EL30 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 1,500 psi



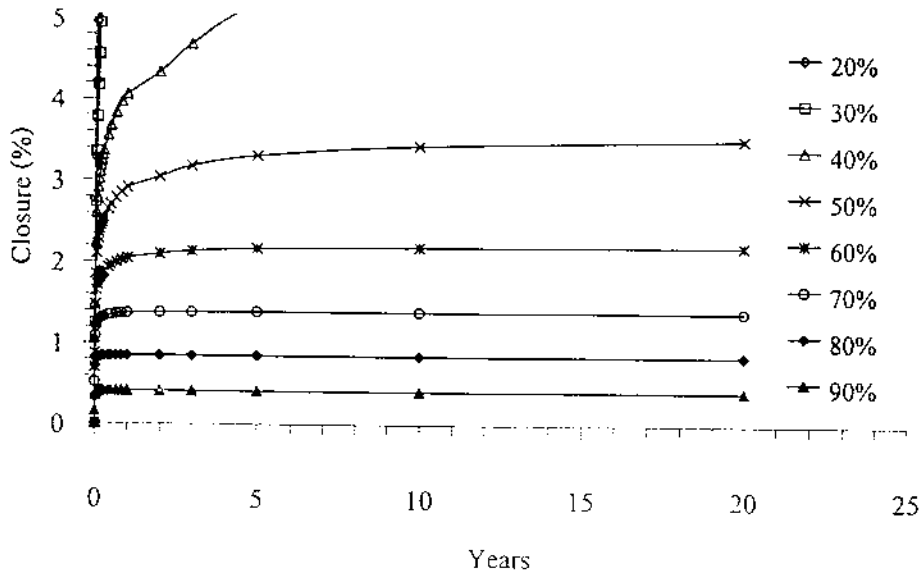
รูปที่ ก-31 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง X ของแบบจำลอง EL30 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 2,000 psi



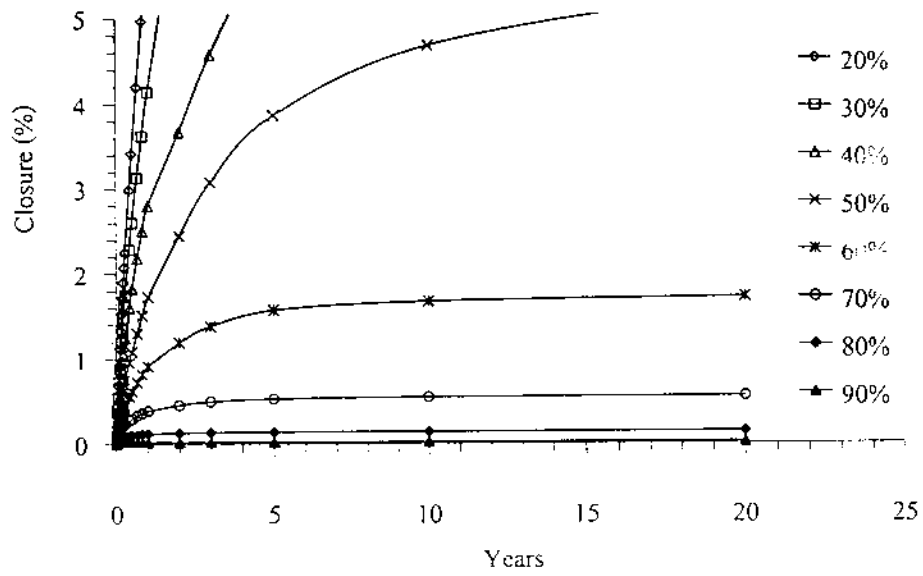
รูปที่ ก-32 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง Y ของแบบจำลอง EL30 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 2,000 psi



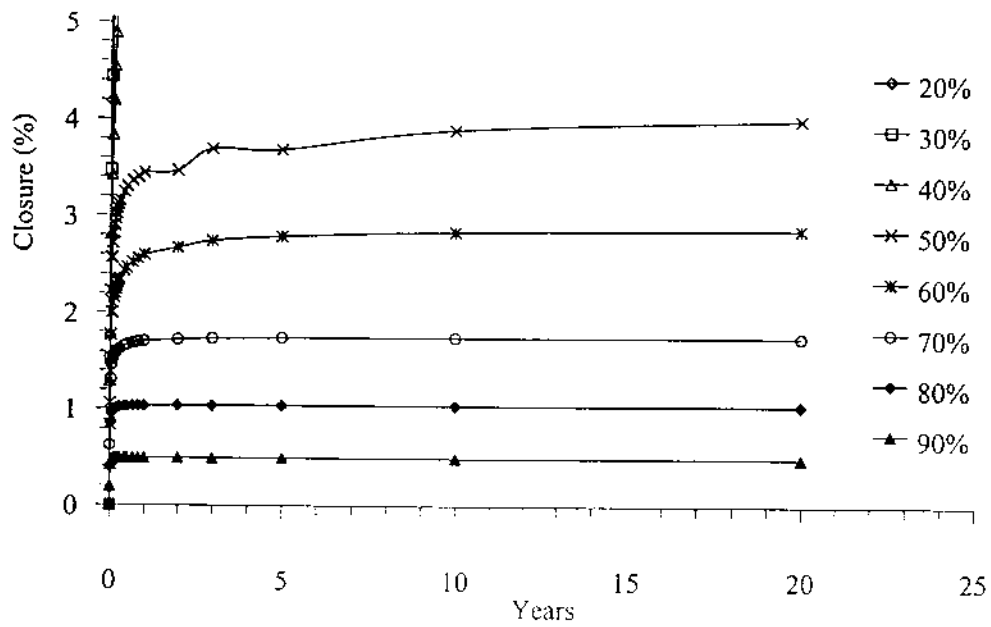
รูปที่ ก-33 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง X ของแบบจำลอง EL30 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 2,500 psi



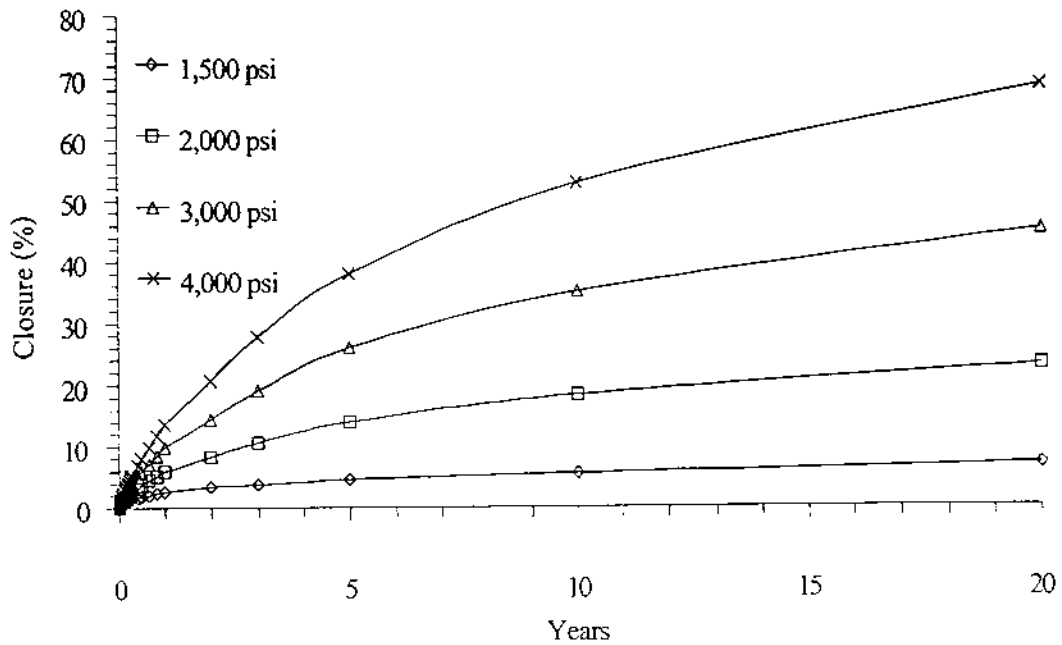
รูปที่ ก-34 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง Y ของแบบจำลอง EL30 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 2,500 psi



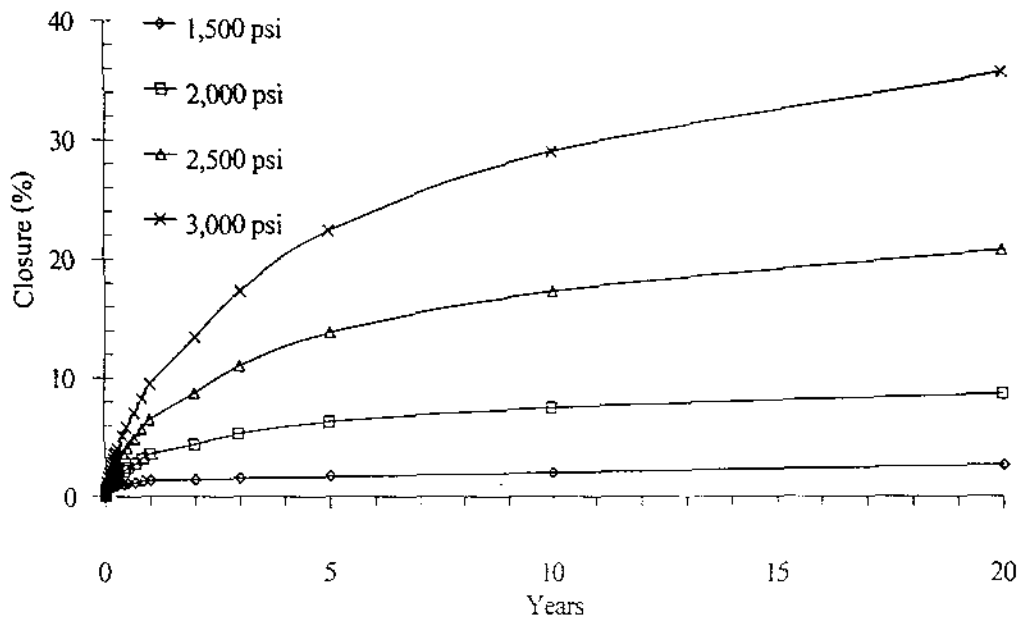
รูปที่ ก-35 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง X ของแบบจำลอง EL30 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลือหิน ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 3,000 psi



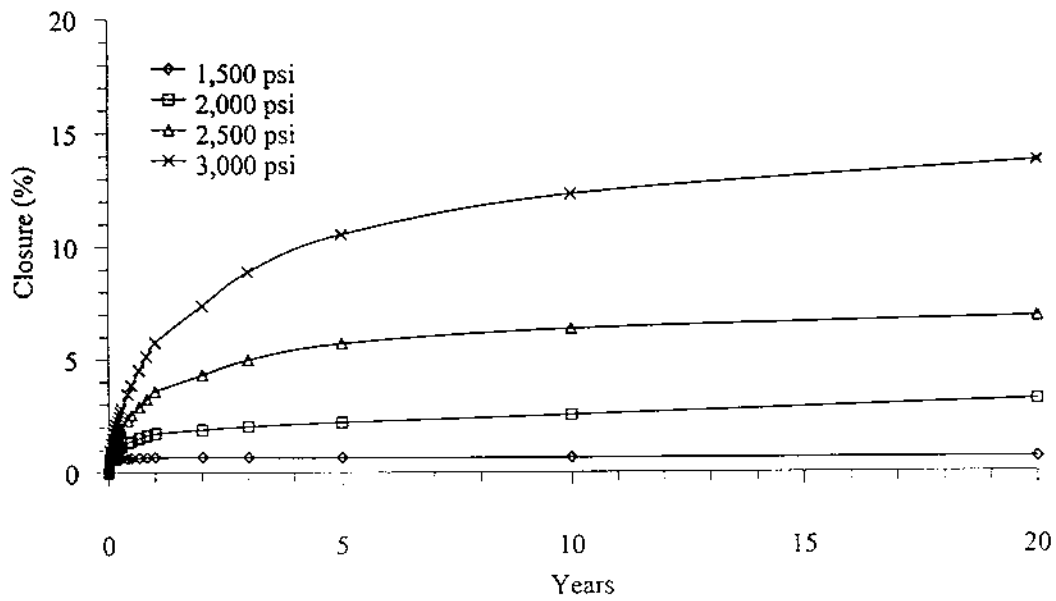
รูปที่ ก-36 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในทิศทาง Y ของแบบจำลอง EL30 ในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงตั้งแต่ร้อยละ 20 ถึง 90 ของความเค้นในชั้นเกลื่อหิน ความเค้นในชั้นเกลื่อหินสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 3,000 psi)



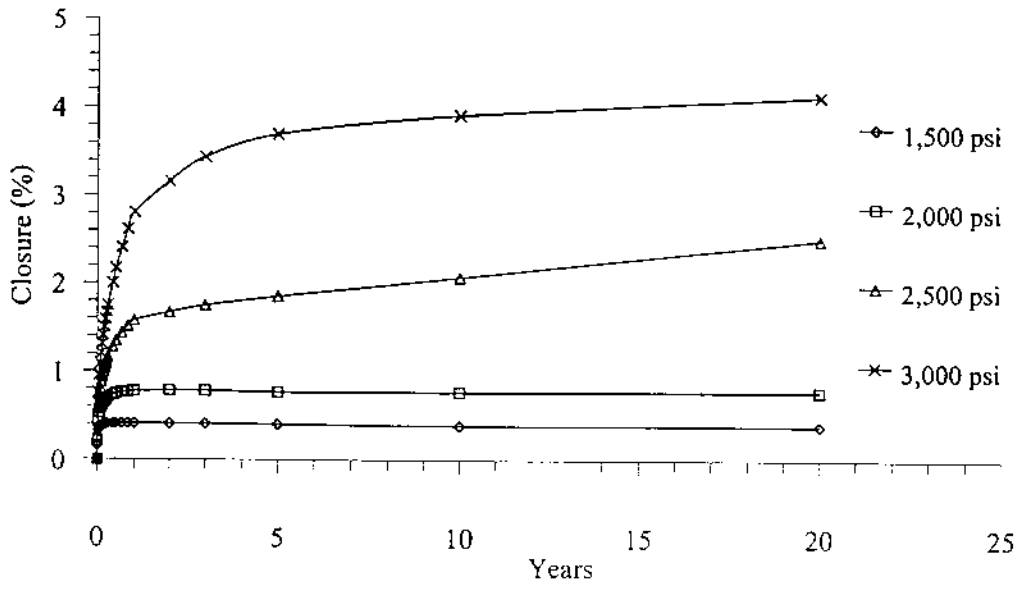
รูปที่ ก-37 การเปรียบเทียบการหดตัวของโพรทรวงกลม (Model SP10) ที่ระดับความลึก 4 ระดับคือที่ระดับที่มีความเค้นในชั้นเกลือเท่ากับ 1,500, 2,000, 2,500 และ 3,000 psi ในช่วง 20 ปี หลังจากสร้างโพรง ความแตกต่างระหว่างความดันภายในและความเค้นในชั้นเกลือหิน (P/P_0) เท่ากับ 20%



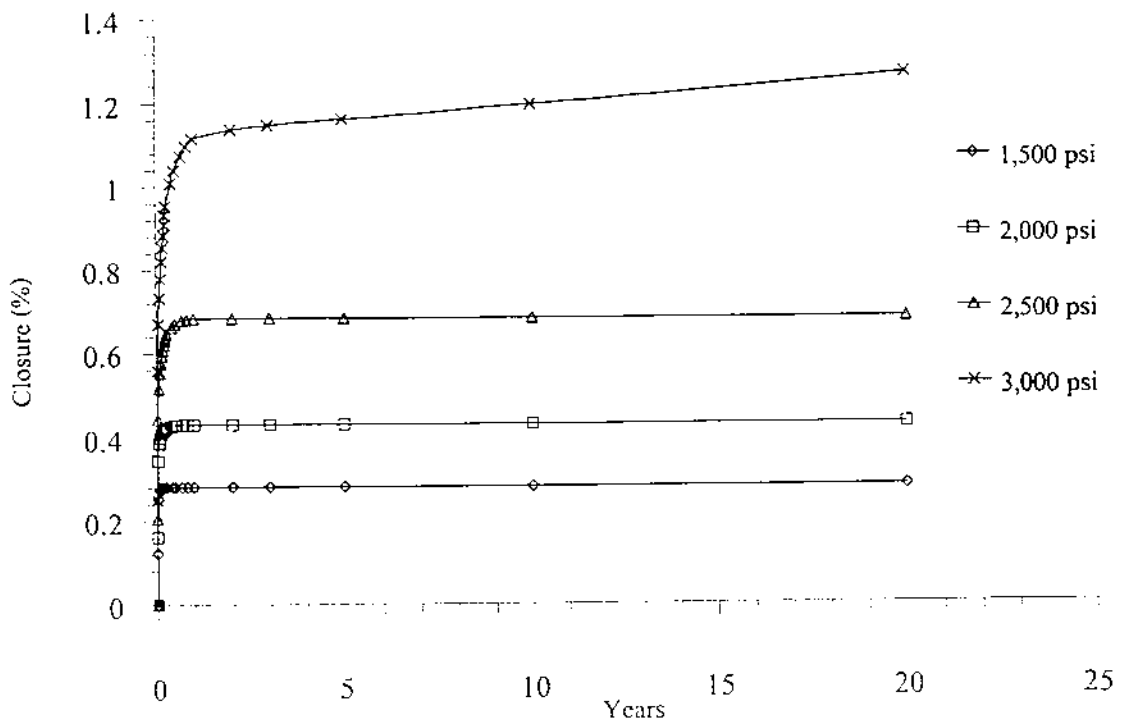
รูปที่ ก-38 การเปรียบเทียบการหดตัวของโพรงทรงกลม (Model SP10) ที่ระดับความลึก 4 ระดับคือที่ระดับที่มีความเค้นในชั้นเกลือเท่ากับ 1,500, 2,000, 2,500 และ 3,000 psi ในช่วง 20 ปี หลังจากสร้างโพรง ความแตกต่างระหว่างความดันภายในและความเค้นในชั้นเกลือหิน (P_i/P_o) เท่ากับ 30%



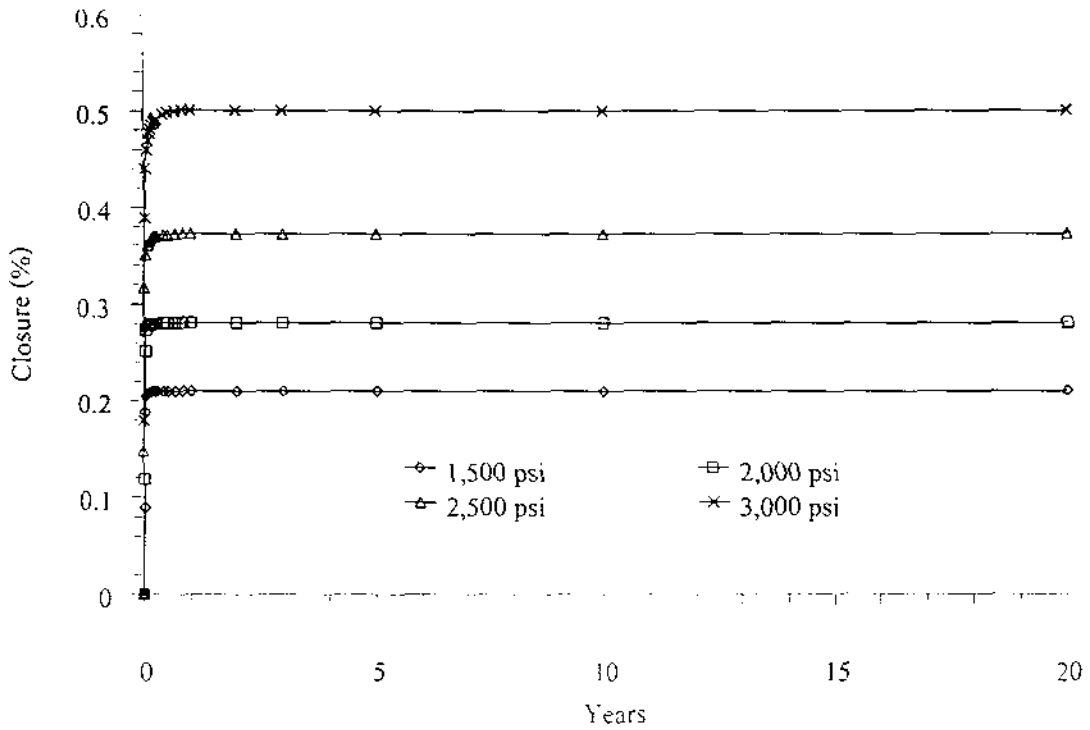
รูปที่ ก-39 การเปรียบเทียบการหดตัวของโพรงทรงกลม (Model SP10) ที่ระดับความลึก 4 ระดับคือที่ระดับที่มีความเค้นในชั้นเกลือเท่ากับ 1,500, 2,000, 2,500 และ 3,000 psi ในช่วง 20 ปี หลังจากสร้างโพรง ความแตกต่างระหว่างความดันภายในและความเค้นในชั้นเกลือหิน (P/P_0) เท่ากับ 40%



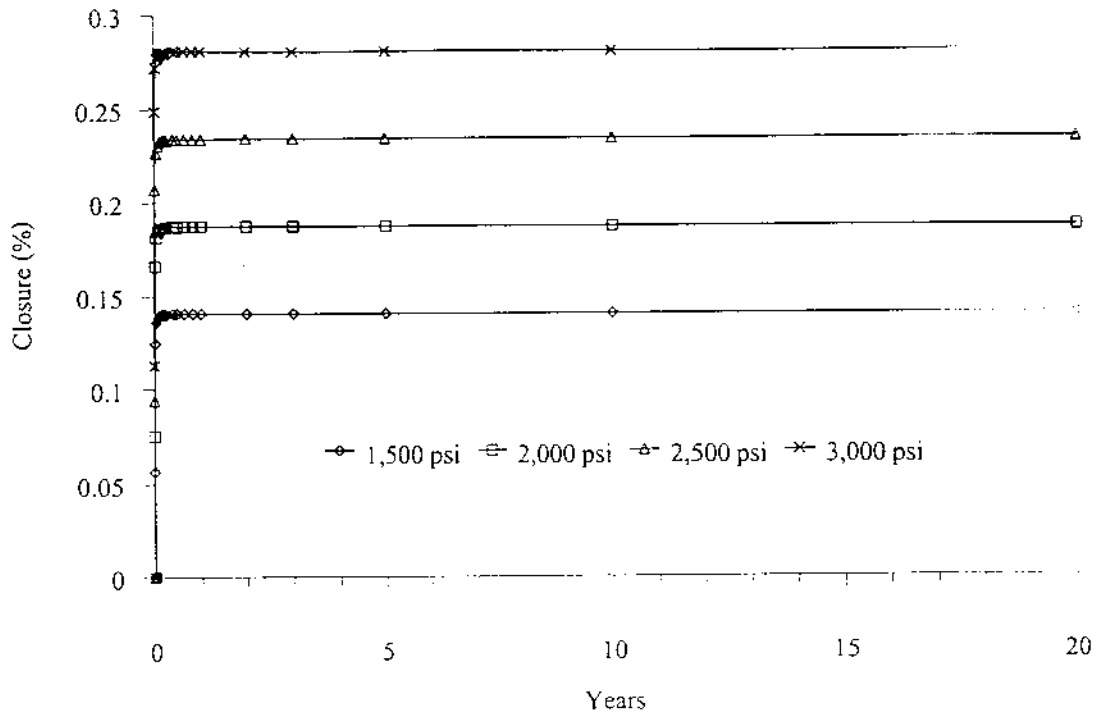
รูปที่ ก-40 การเปรียบเทียบการหดตัวของโพรงทรงกลม (Model SP10) ที่ระดับความลึก 4 ระดับคือที่ระดับที่มีความเค้นในชั้นเกลือเท่ากับ 1,500, 2,000, 2,500 และ 3,000 psi ในช่วง 20 ปี หลังจากสร้างโพรง ความแตกต่างระหว่างความดันภายในและความเค้นในชั้นเกลือหิน (P_i/P_o) เท่ากับ 50%



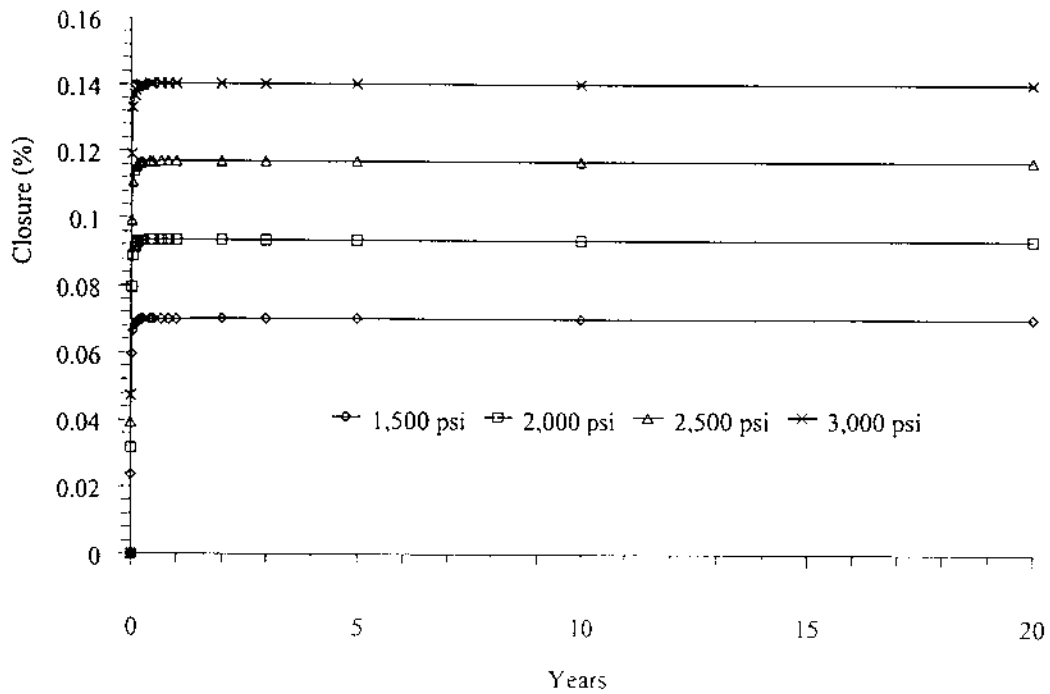
รูปที่ ก-41 การเปรียบเทียบการหดตัวของโพรทรวงกลม (Model SP10) ที่ระดับความลึก 4 ระดับคือที่ระดับที่มีความเค้นในชั้นเกลือเท่ากับ 1,500, 2,000, 2,500 และ 3,000 psi ในช่วง 20 ปี หลังจากสร้างโพรง ความแตกต่างระหว่างความดันภายในและความเค้นในชั้นเกลือหิน (P/P_0) เท่ากับ 60%



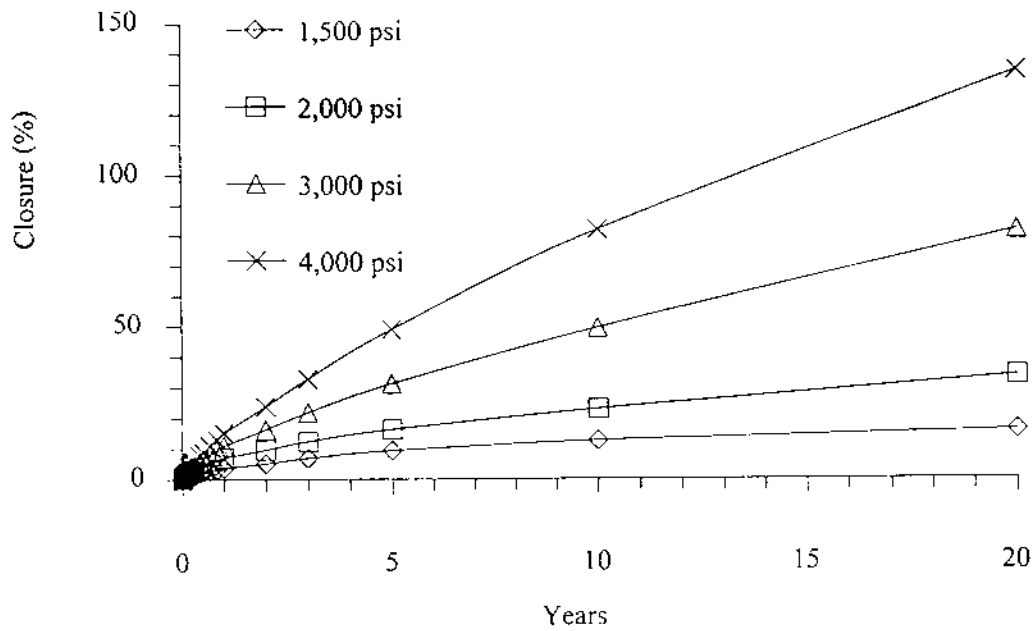
รูปที่ ก-42 การเปรียบเทียบการหดตัวของโพรงทรงกลม (Model SP10) ที่ระดับความลึก 4 ระดับคือที่ระดับที่มีความเค้นในชั้นเกลือเท่ากับ 1,500, 2,000, 2,500 และ 3,000 psi ในช่วง 20 ปี หลังจากสร้างโพรง ความแตกต่างระหว่างความคืบภายในและความเค้นในชั้นเกลือหิน (P/P_0) เท่ากับ 70%



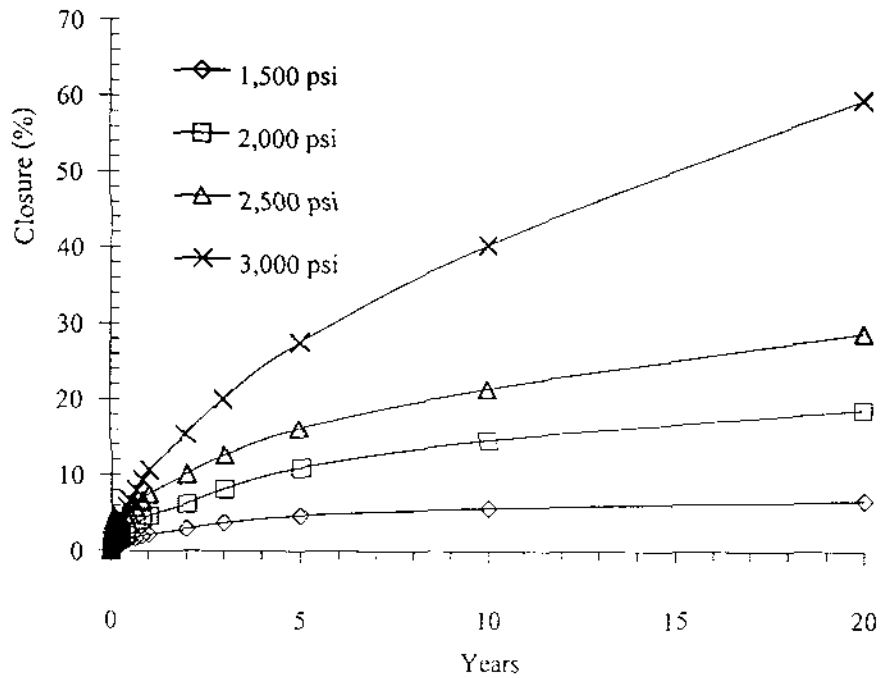
รูปที่ ก-43 การเปรียบเทียบการหดตัวของโพรงทรงกลม (Model SP10) ที่ระดับความลึก 4 ระดับคือที่ระดับที่มีความเค้นในชั้นเกลือเท่ากับ 1,500, 2,000, 2,500 และ 3,000 psi ในช่วง 20 ปี หลังจากสร้างโพรง ความแตกต่างระหว่างความเค้นภายในและความเค้นในชั้นเกลือหิน (P/P_0) เท่ากับ 80%



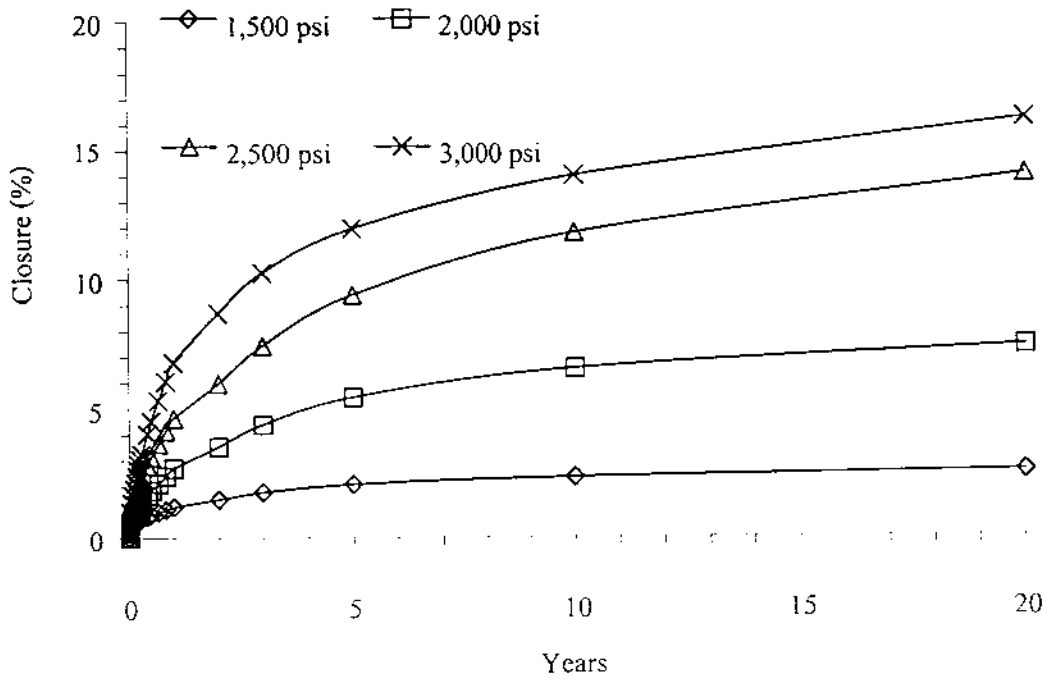
รูปที่ ก-44 การเปรียบเทียบการหดตัวของโพรทรวงกลม (Model SP10) ที่ระดับความลึก 4 ระดับคือที่ระดับที่มีความเค้นในชั้นเกลือเท่ากับ 1,500, 2,000, 2,500 และ 3,000 psi ในช่วง 20 ปี หลังจากสร้างโพรท ความแตกต่างระหว่างความดันภายในและความเค้นในชั้นเกลือหิน ($P - P_o$) เท่ากับ 90%



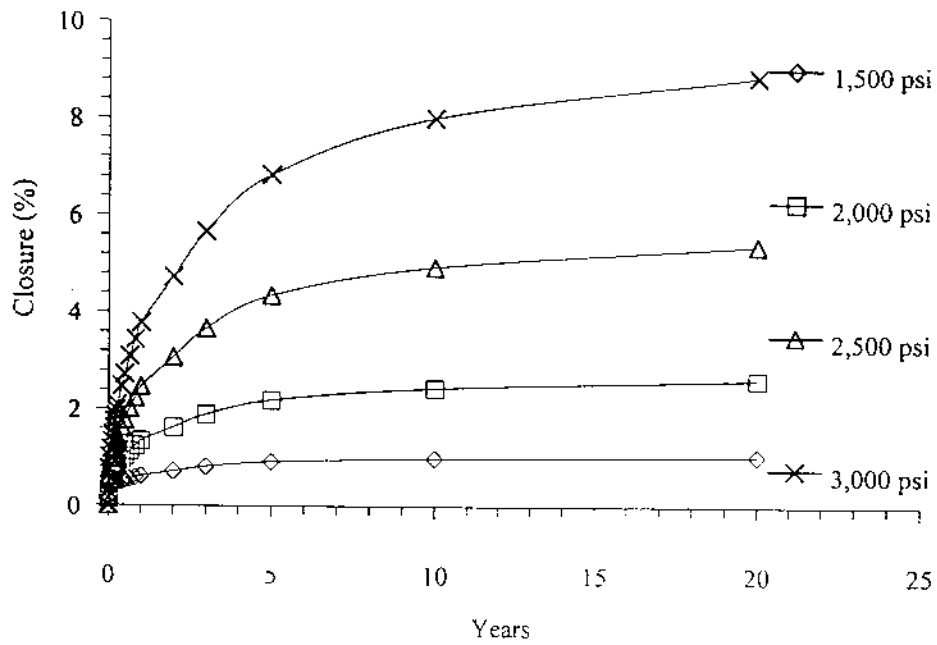
รูปที่ ก-45 การเปรียบเทียบการหดตัวของโพรงทรงรีในทิศทาง X (Model EL15) ที่ระดับความลึก 4 ระดับคือที่ระดับที่มีความเค้นในชั้นเกลือเท่ากับ 1,500, 2,000, 2,500 และ 3,000 psi ในช่วง 20 ปี หลังจากสร้างโพรง ความแตกต่างระหว่างความดันภายในและความเค้นในชั้นเกลือหิน (P_i/P_o) เท่ากับ 20%



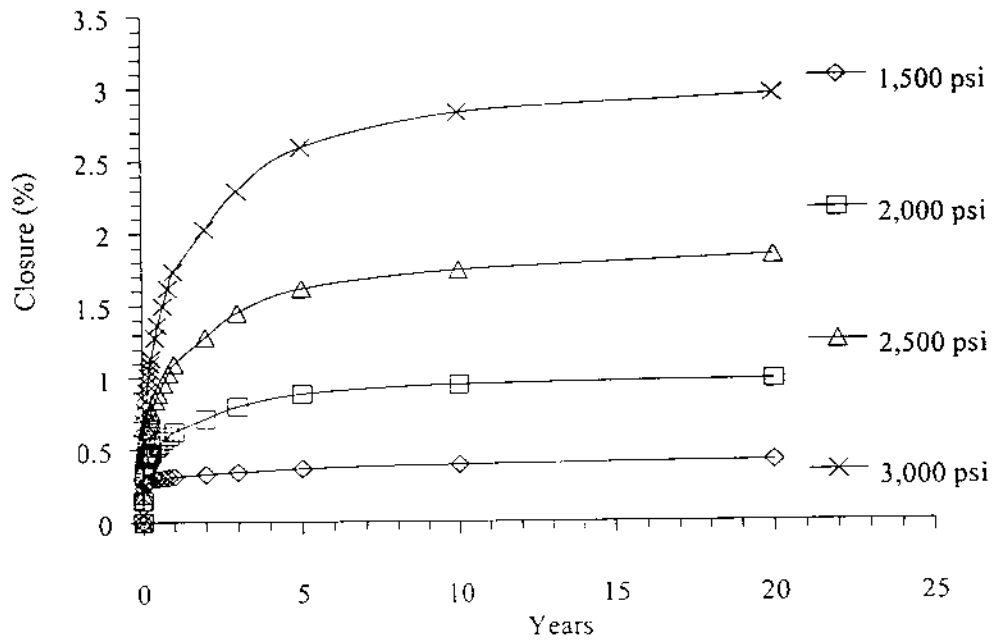
รูปที่ ก-46 การเปรียบเทียบการหดตัวของโครงทรงรีในทิศทาง X (Model EL15) ที่ระดับความลึก 4 ระดับคือที่ระดับที่มีความเค้นในชั้นเกลือเท่ากับ 1,500, 2,000, 2,500 และ 3,000 psi ในช่วง 20 ปี หลังจากสร้างโครง ความแตกต่างระหว่างความดันภายในและความเค้นในชั้นเกลือหิน (P/P_0) เท่ากับ 30%



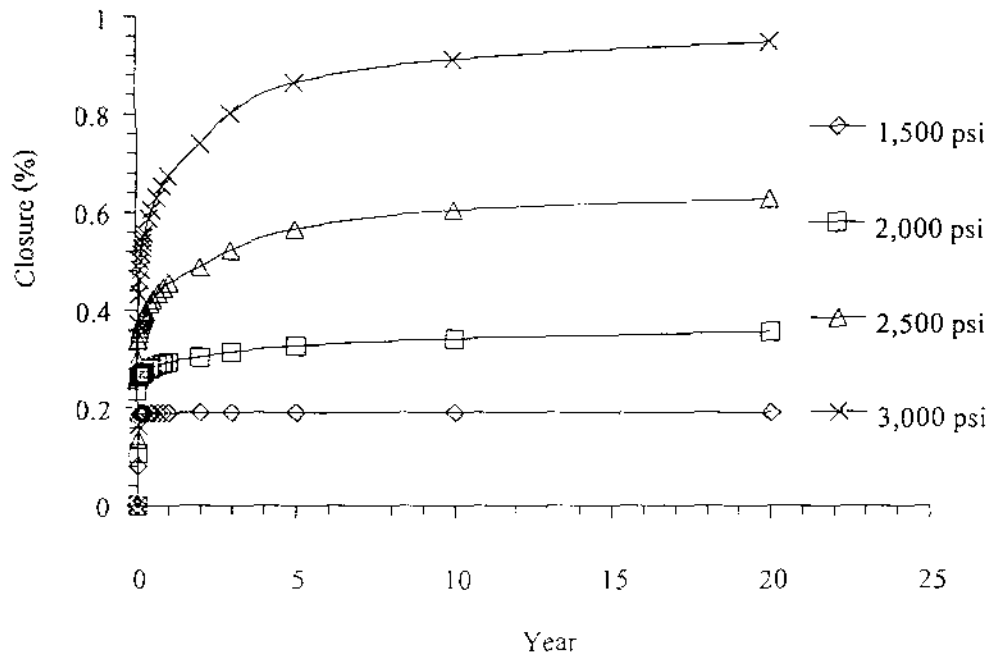
รูปที่ ก-47 การเปรียบเทียบการหดตัวของโครงทรงรีในทิศทาง X (Model EL15) ที่ระดับความตึก 4 ระดับคือที่ระดับที่มีความเค้นในชั้นเกลือเท่ากับ 1,500, 2,000, 2,500 และ 3,000 psi ในช่วง 20 ปี หลังจากสร้างโครง ความแตกต่างระหว่างความดันภายในและความเค้นในชั้นเกลือหิน (P_i/P_o) เท่ากับ 40%



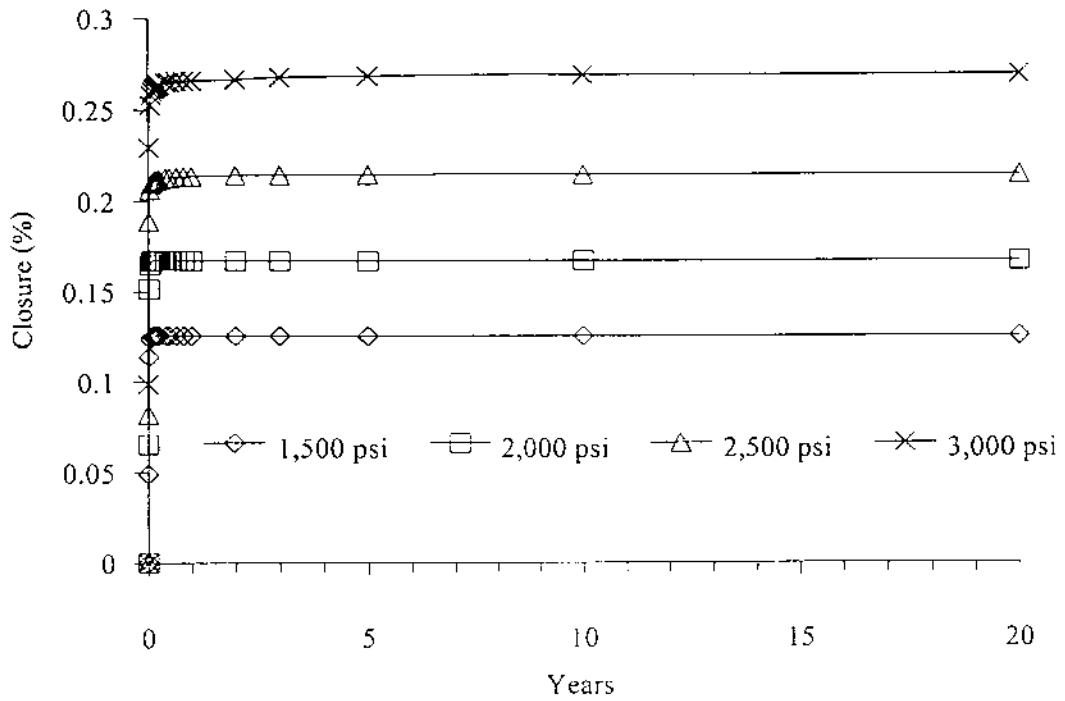
รูปที่ ก-48 การเปรียบเทียบการหดตัวของโพรงทรงรีในทิศทาง X (Model EL15) ที่ระดับความตึก 4 ระดับคือที่ระดับที่มีความเค้นในชั้นเกลือเท่ากับ 1,500, 2,000, 2,500 และ 3,000 psi ในช่วง 20 ปี หลังจากสร้างโพรง ความแตกต่างระหว่างความดันภายในและความเค้นในชั้นเกลือหิน (P/P_0) เท่ากับ 50%



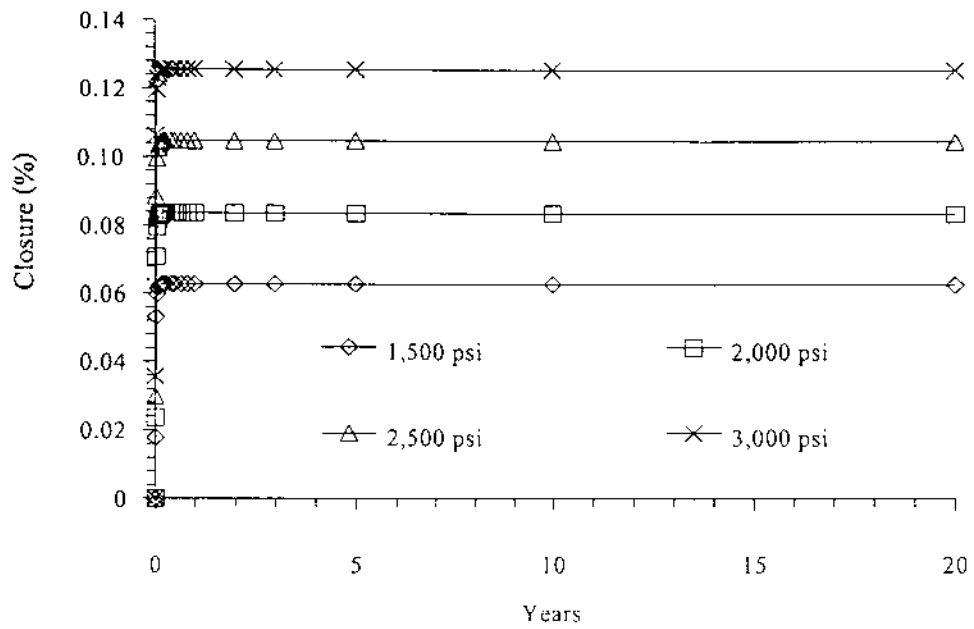
รูปที่ ก-49 การเปรียบเทียบการหดตัวของโพรงทรงรีในทิศทาง X (Model EL15) ที่ระดับความลึก 4 ระดับคือที่ระดับที่มีความเค้นในชั้นเกลือเท่ากับ 1,500, 2,000, 2,500 และ 3,000 psi ในช่วง 20 ปี หลังจากสร้างโพรง ความแตกต่างระหว่างความดันภายในและความเค้นในชั้นเกลือหิน (P/P_0) เท่ากับ 60%



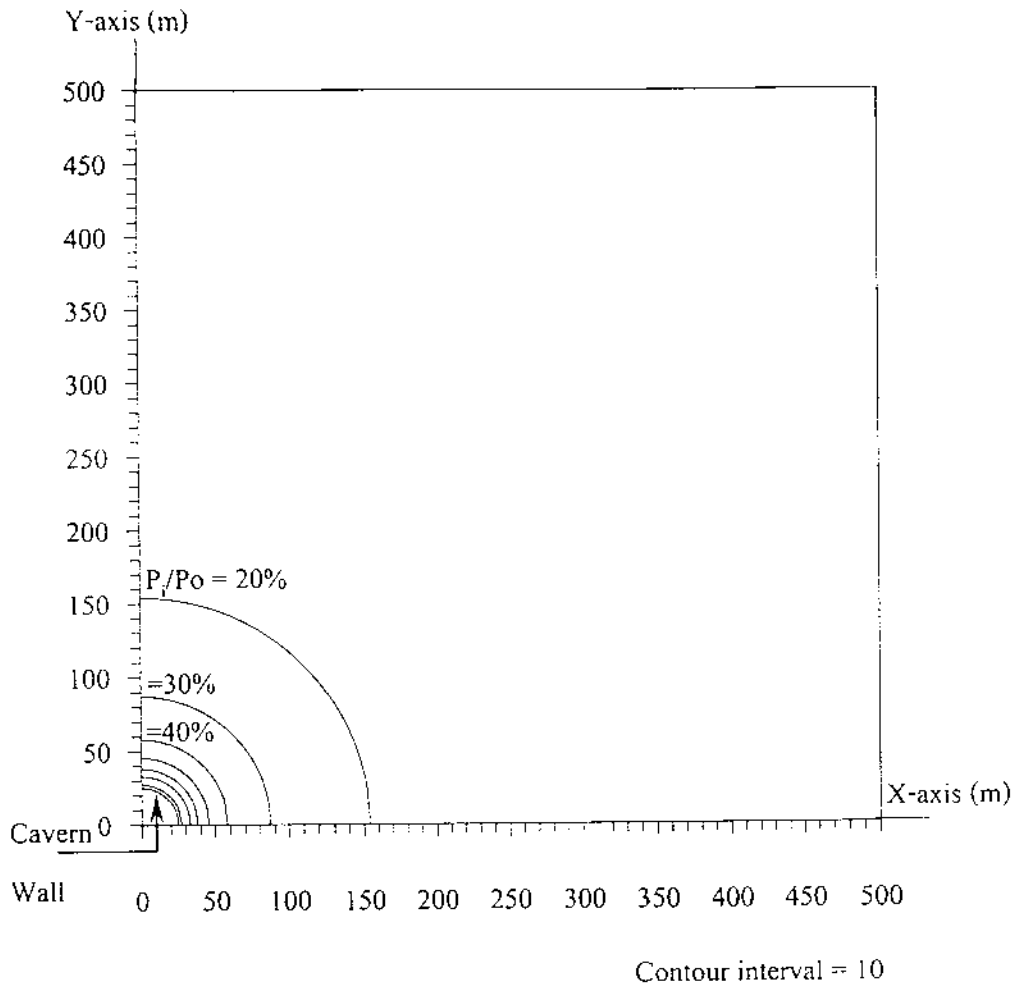
รูปที่ ก-50 การเปรียบเทียบการหดตัวของโพรงทรงรีในทิศทาง X (Model EL15) ที่ระดับความลึก 4 ระดับคือที่ระดับที่มีความเค้นในชั้นเกลือเท่ากับ 1,500, 2,000, 2,500 และ 3,000 psi ในช่วง 20 ปี หลังจากสร้างโพรง ความแตกต่างระหว่างความดันภายในและความเค้นในชั้นเกลือหิน (P_i/P_o) เท่ากับ 70%



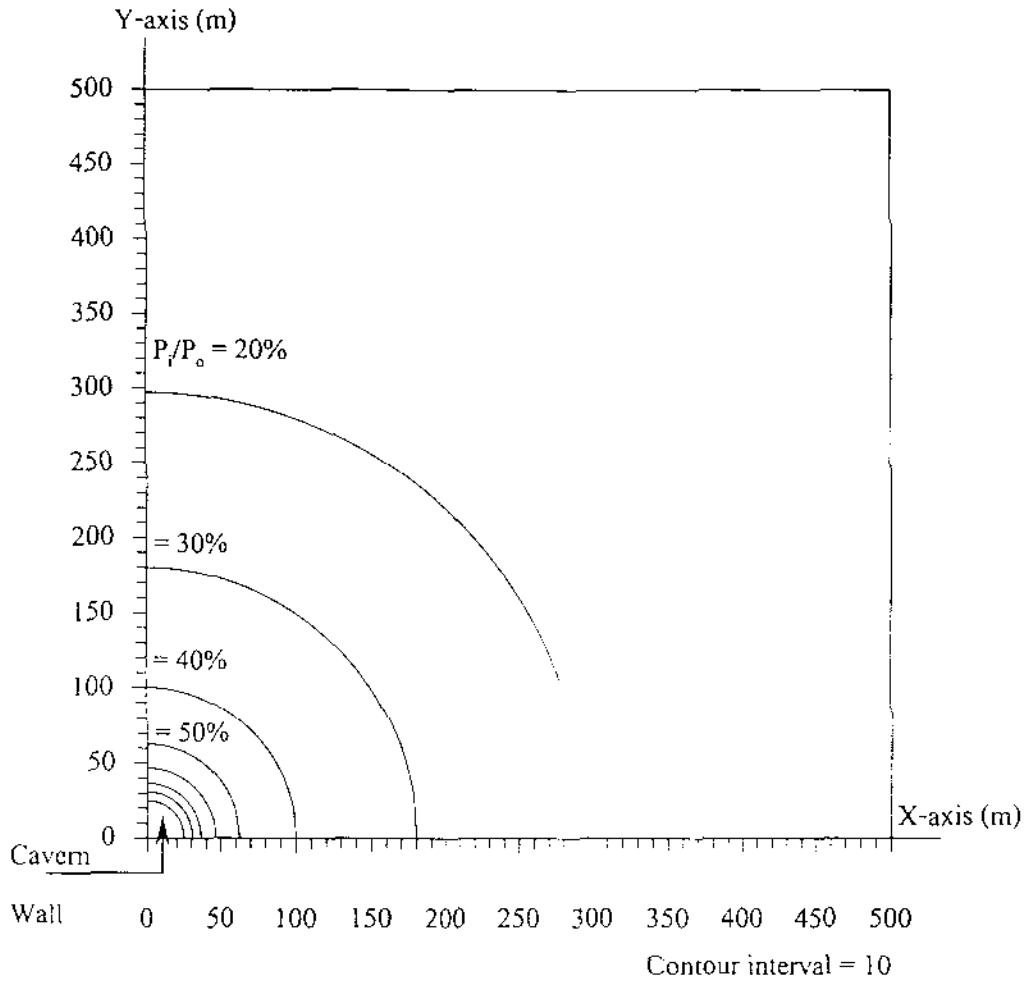
รูปที่ ก-51 การเปรียบเทียบการหดตัวของโพรงทรงรีในทิศทาง X (Model EL15) ที่ระดับความลึก 4 ระดับคือที่ระดับที่มีความเค้นในชั้นเกลือเท่ากับ 1,500, 2,000, 2,500 และ 3,000 psi ในช่วง 20 ปี หลังจากสร้างโพรง ความแตกต่างระหว่างความดันภายในและความเค้นในชั้นเกลือหิน (P/P_0) เท่ากับ 80%



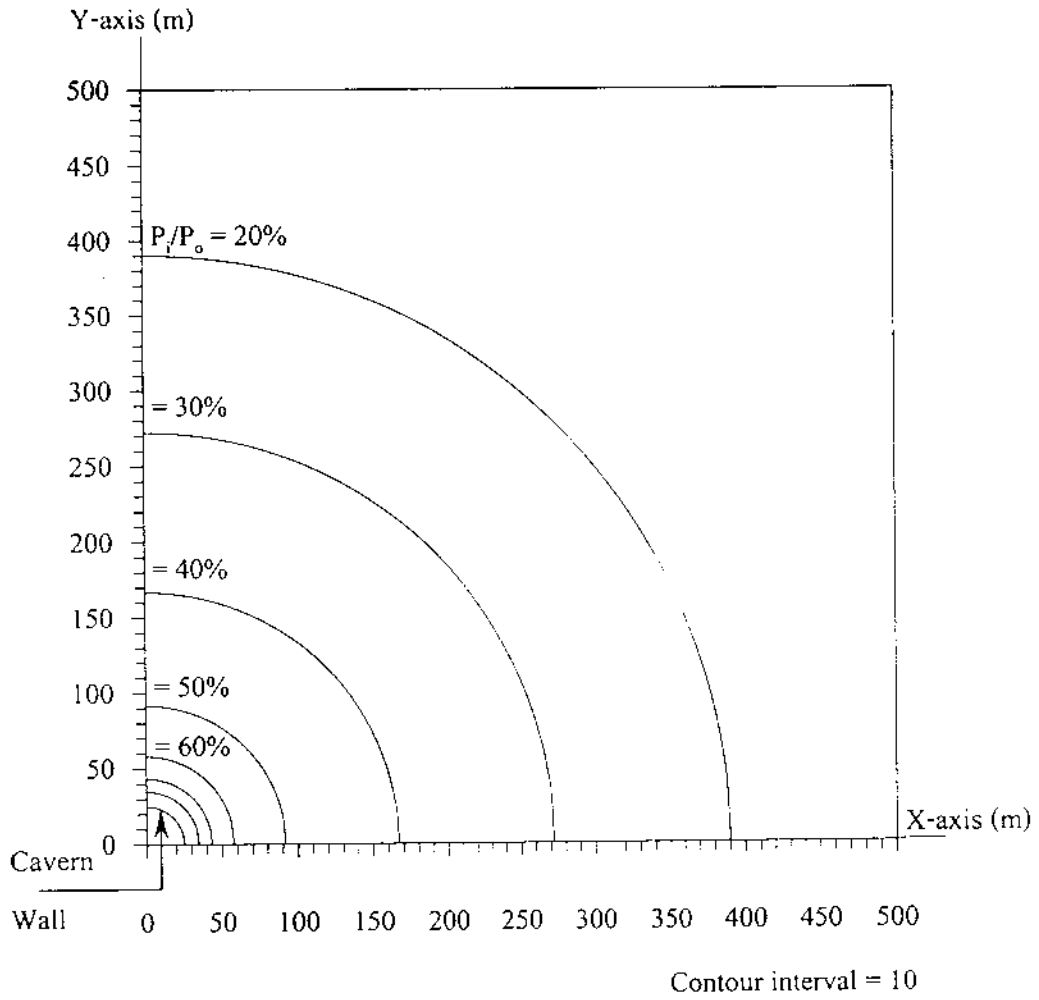
รูปที่ ก-52 การเปรียบเทียบการหดตัวของโพรงทรงรีในทิศทาง X (Model EL15) ที่ระดับความลึก 4 ระดับคือที่ระดับที่มีความเค้นในชั้นเกลือเท่ากับ 1,500, 2,000, 2,500 และ 3,000 psi ในช่วง 20 ปี หลังจากสร้าง โปรง ความแตกต่างระหว่างความดันภายในและความเค้นในชั้นเกลือหิน (P/P_0) เท่ากับ 90%



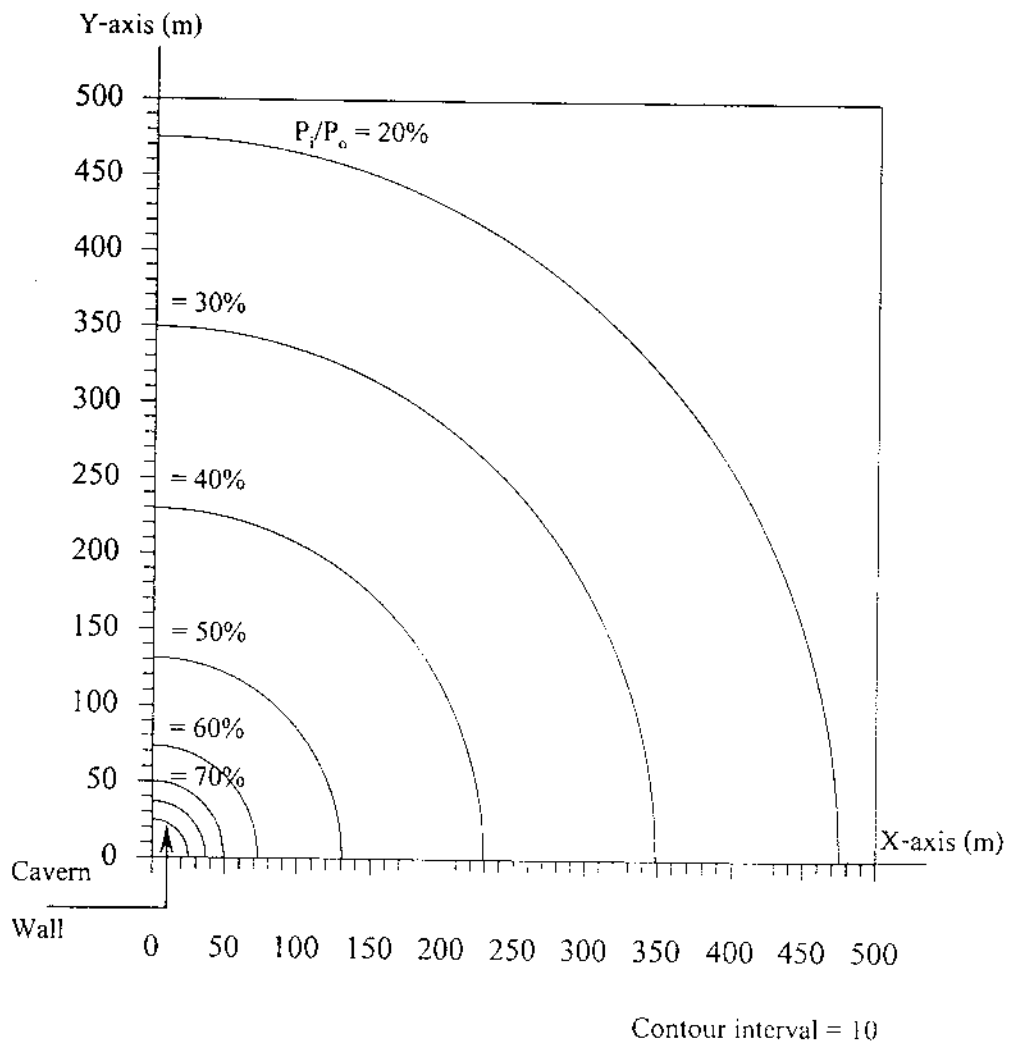
รูปที่ ก-53 ขอบเขตของ Plastic zone ของแบบจำลอง SP10 ที่ระดับความเค้นภายใน
 ชั้นเกลื่อหินคงที่เท่ากับ 1,500 psi ความดันภายในโพรงที่ 20% ถึง 80%
 ของความเค้นภายในชั้นเกลื่อหิน



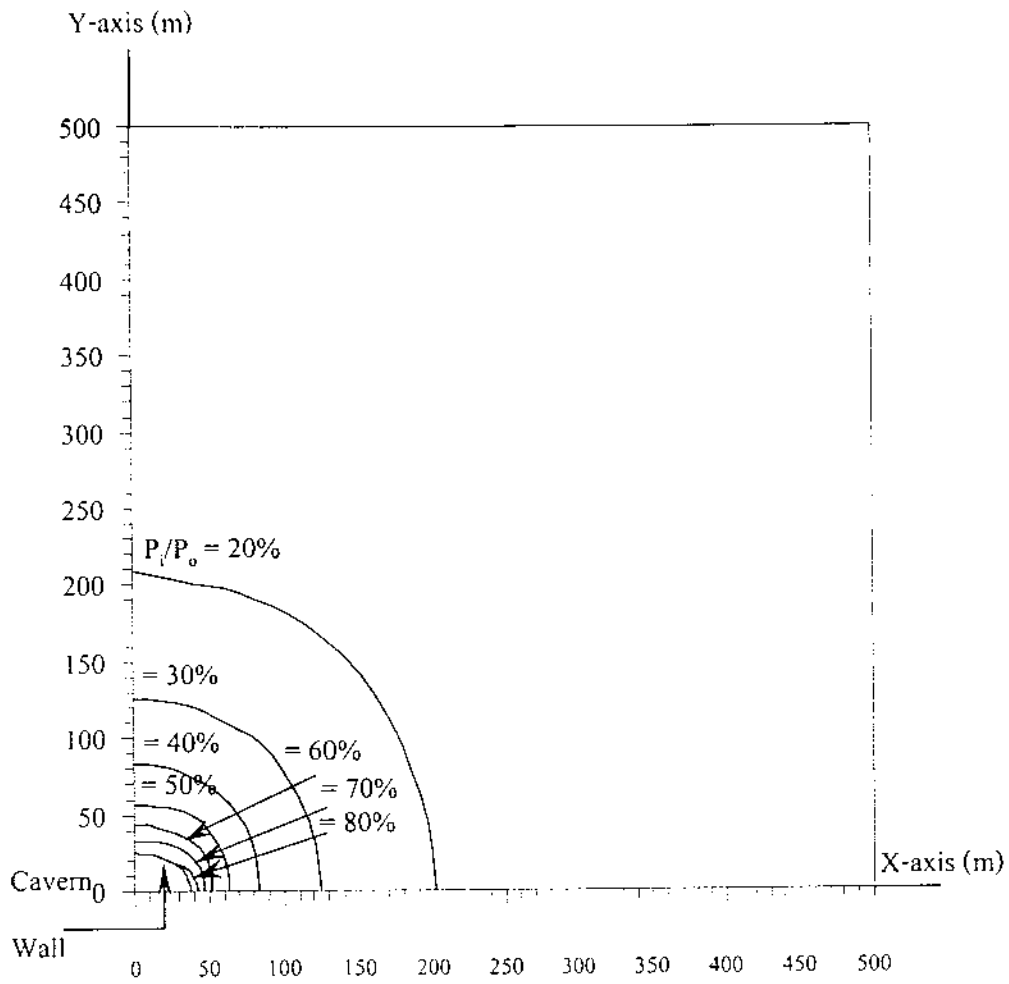
รูปที่ ก-54 ขอบเขตของ Plastic zone ของแบบจำลอง SP10 ที่ระดับความเค้นภายในชั้นเกลือหินคงที่เท่ากับ 2,000 psi ความดันภายในโพรงที่ 20% ถึง 80% ของความเค้นภายในชั้นเกลือหิน



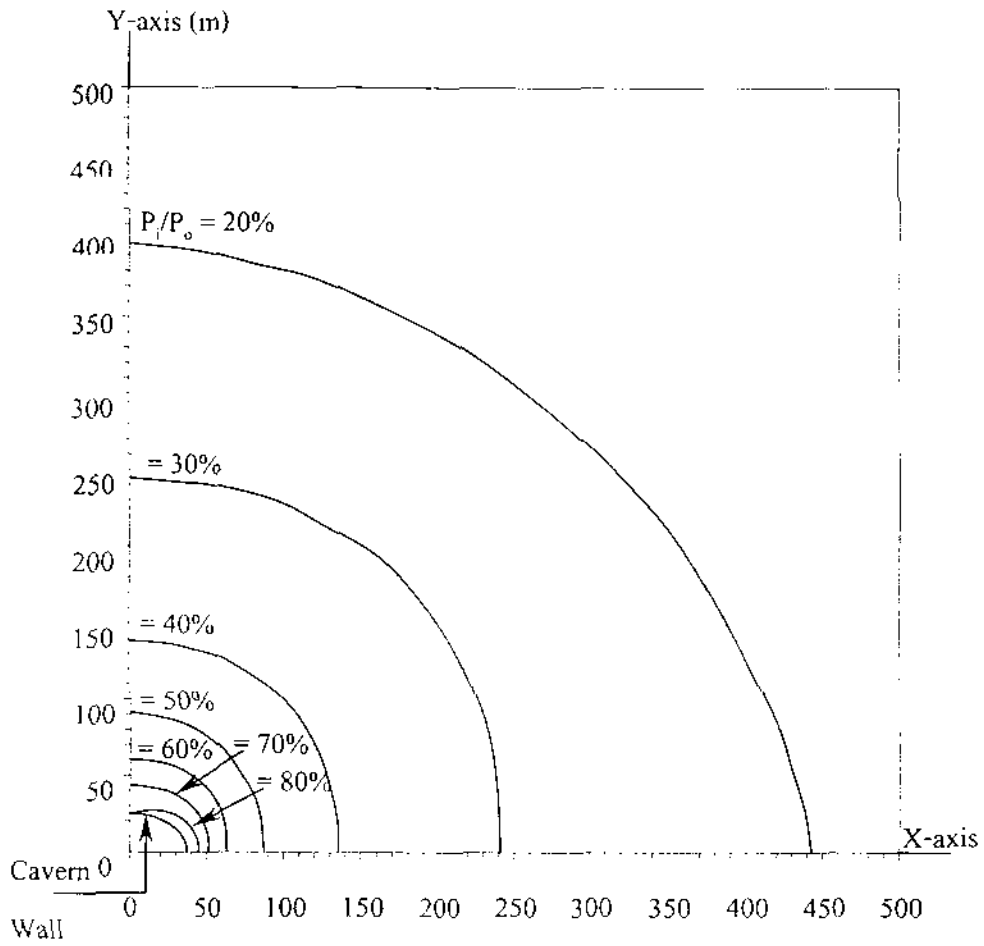
รูปที่ ก-55 ขอบเขตของ Plastic zone ของแบบจำลอง SP10 ที่ระดับความเค้นภายในชั้นเกลือหินคงที่เท่ากับ 2,500 psi ความดันภายในโพรงที่ 20% ถึง 80% ของความเค้นภายในชั้นเกลือหิน



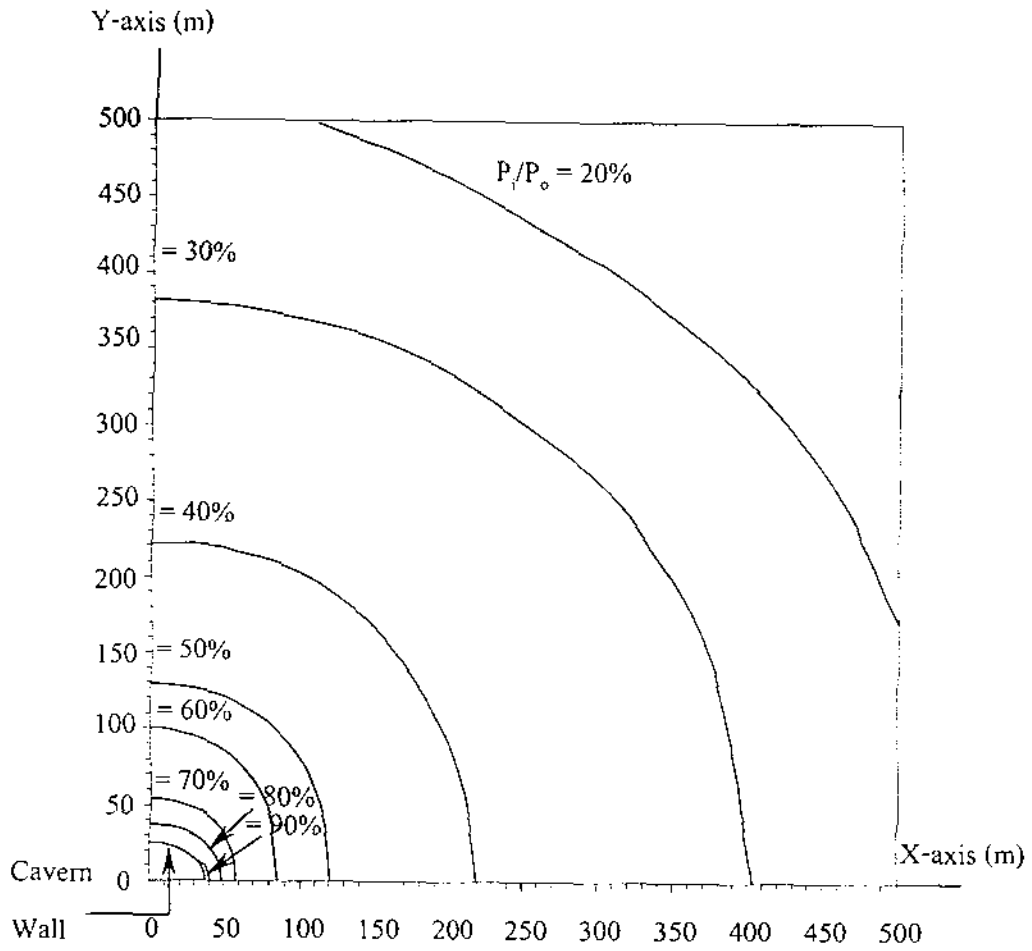
รูปที่ ก-56 ขอบเขตของ Plastic zone ของแบบจำลอง SP10 ที่ระดับความเค้นภายใน
 ชั้นเกลือหินคงที่เท่ากับ 3,000 psi ความดันภายในโพรงที่ 20% ถึง 80%
 ของความเค้นภายในชั้นเกลือหิน



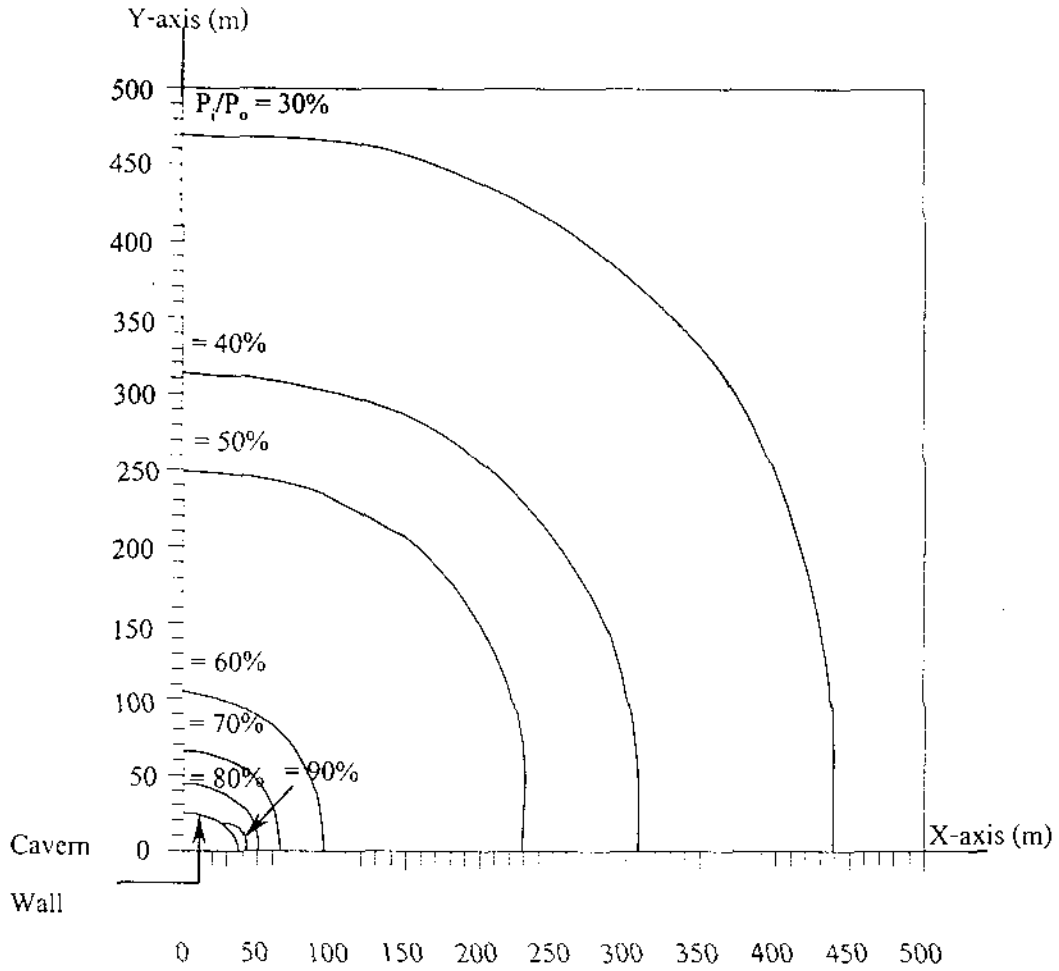
รูปที่ ก-57 ขอบเขตของ Plastic zone ของแบบจำลอง EL15 ที่ระดับความเค้นภายในชั้นเกลือหินคงที่เท่ากับ 1,500 psi ความดันภายในโพรงมีค่าตั้งแต่ 20% ถึง 90% ของความเค้นภายในชั้นเกลือหิน (ที่ 90% ไม่เกิด Plastic zone)



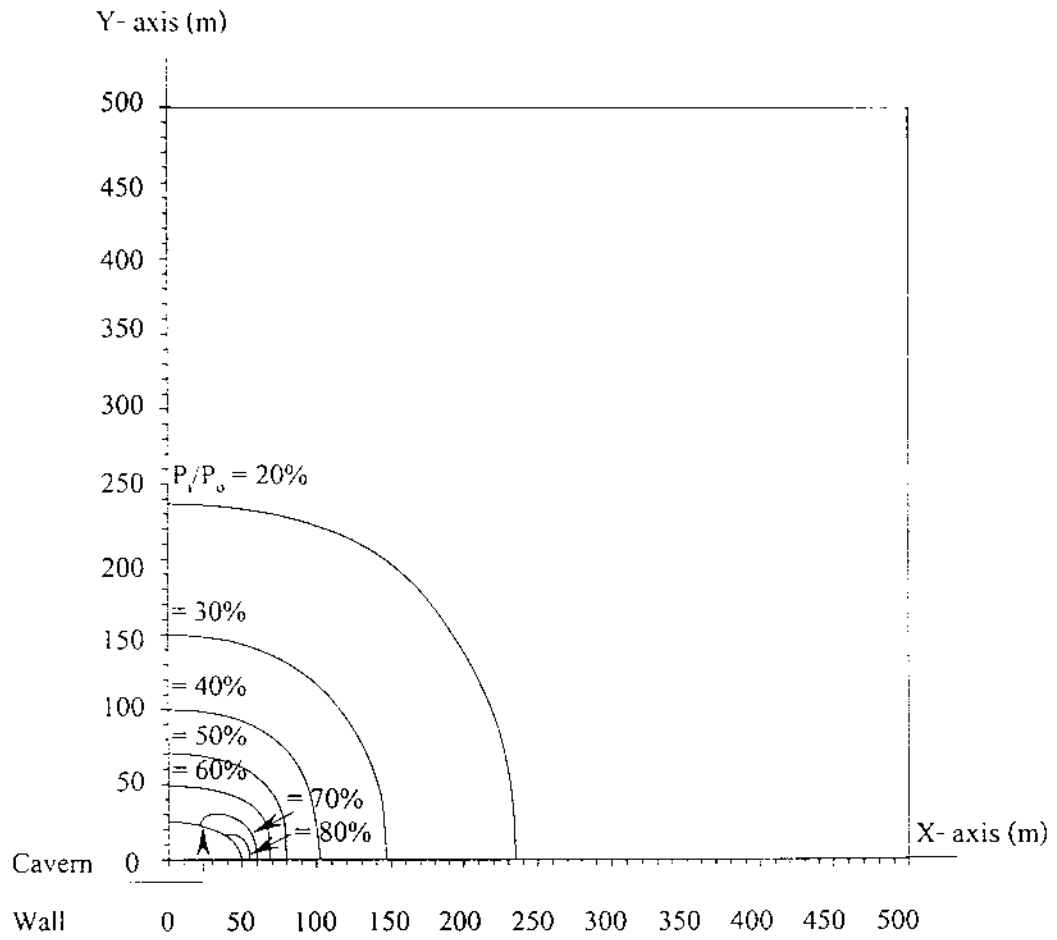
รูปที่ ก-58 ขอบเขตของ Plastic zone ของแบบจำลอง EL15 ที่ระดับความเค้นภายในชั้นเกลือหินคงที่เท่ากับ 2,000 psi ความดันภายในโพรงมีค่าตั้งแต่ 20% ถึง 90% ของความเค้นภายในชั้นเกลือหิน (ที่ 90% ไม่เกิด Plastic zone)



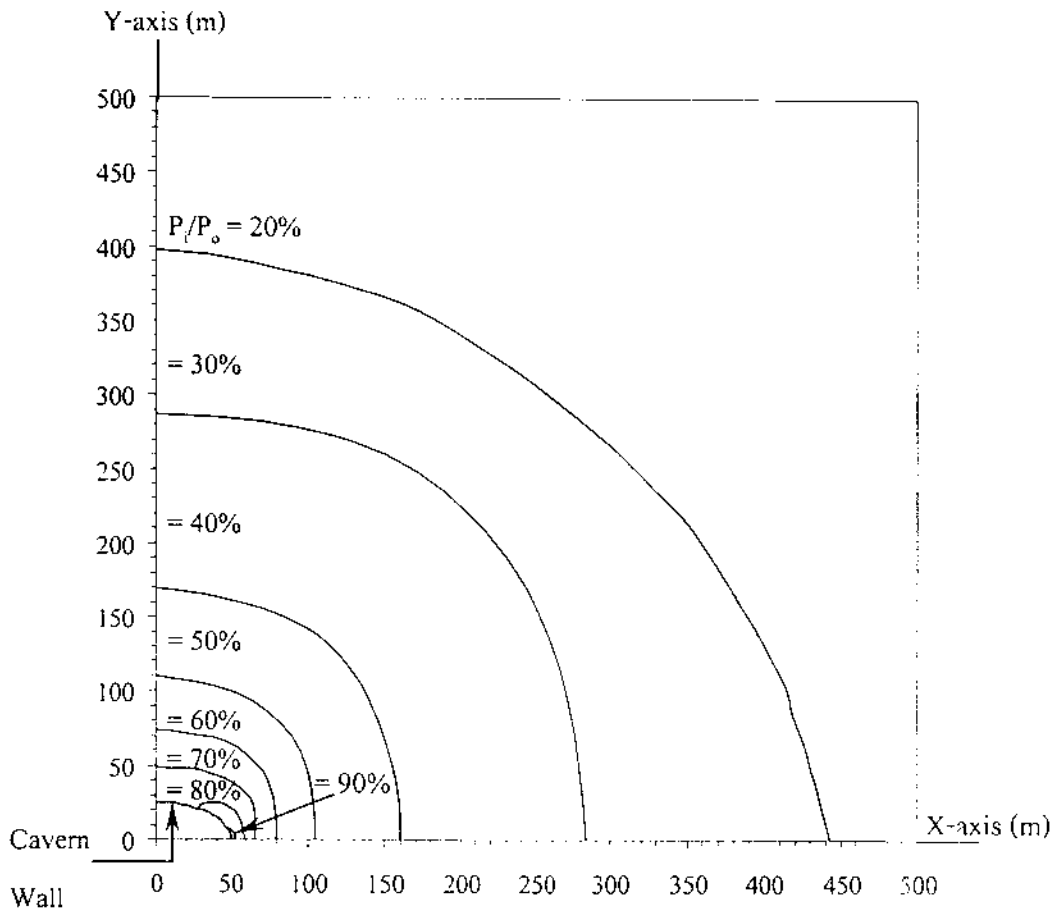
รูปที่ ก-59 ขอบเขตของ Plastic zone ของแบบจำลอง EL15 ที่ระดับความเค้นภายในชั้นเกลือหินคงที่เท่ากับ 2,500 psi ความดันภายในโพรงมีค่าตั้งแต่ 20% ถึง 90% ของความเค้นภายในชั้นเกลือหิน



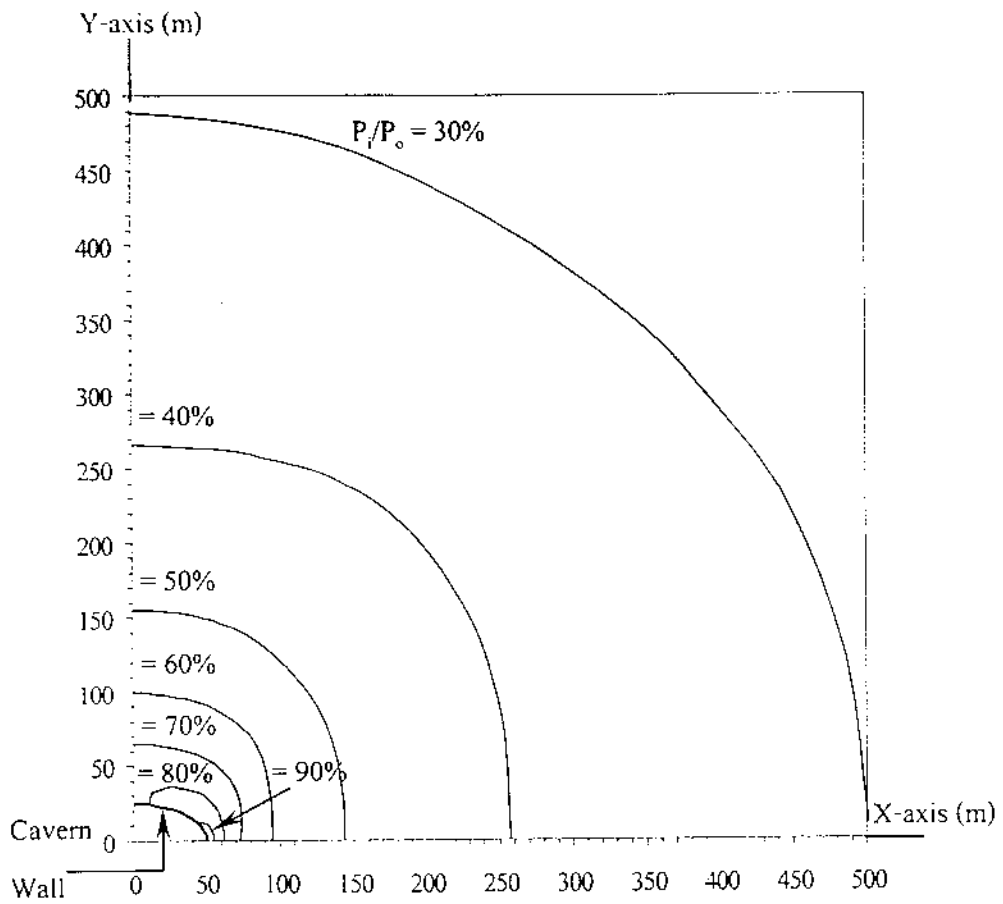
รูปที่ ก-60 ขอบเขตของ Plastic zone ของแบบจำลอง ELIS ที่ระดับความเค้นภายในชั้นเกลือหินคงที่เท่ากับ 3,000 psi ความดันภายในโพรงมีค่าตั้งแต่ 30% ถึง 90% ของความเค้นภายในชั้นเกลือหิน



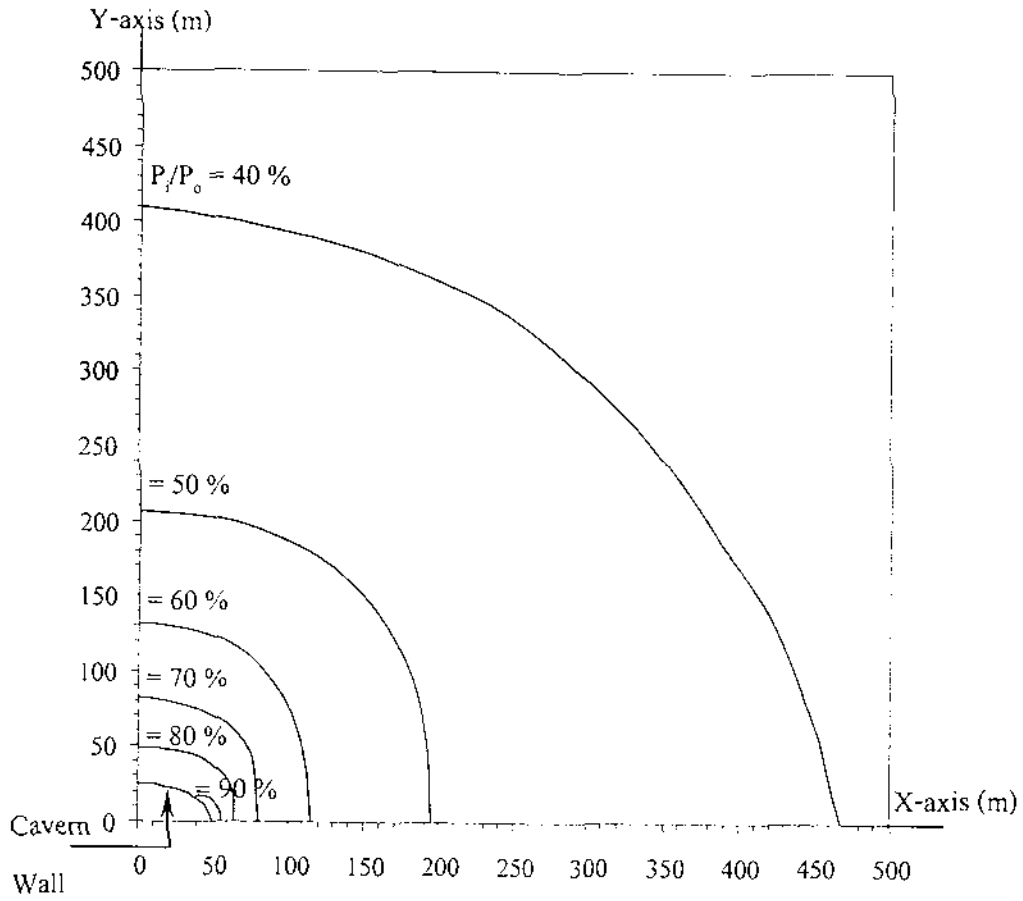
รูปที่ ก-61 ขอบเขตของ Plastic zone ของแบบจำลอง EL20 ที่ระดับความเค้นภายในชั้นเกลือหินคงที่เท่ากับ 1,500 psi ความดันภายในโพรงมีค่าตั้งแต่ 20% ถึง 90% ของความเค้นภายในชั้นเกลือหิน (ที่ 90% ไม่เกิด Plastic zone)



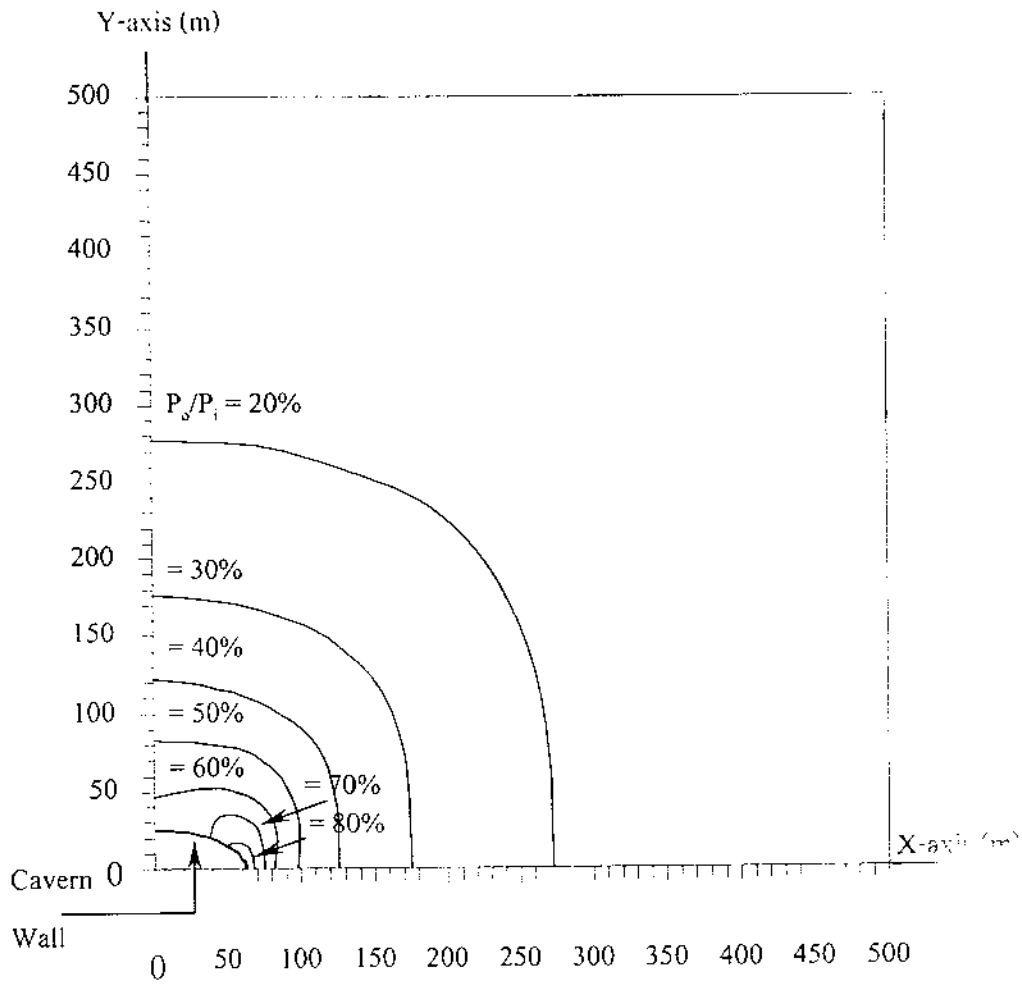
รูปที่ ก-62 ขอบเขตของ Plastic zone ของแบบจำลอง EL20 ที่ระดับความเค้นภายในชั้นเกลือหินคงที่เท่ากับ 2,000 psi ความดันภายในโพรงมีค่าตั้งแต่ 20% ถึง 90% ของความเค้นภายในชั้นเกลือหิน



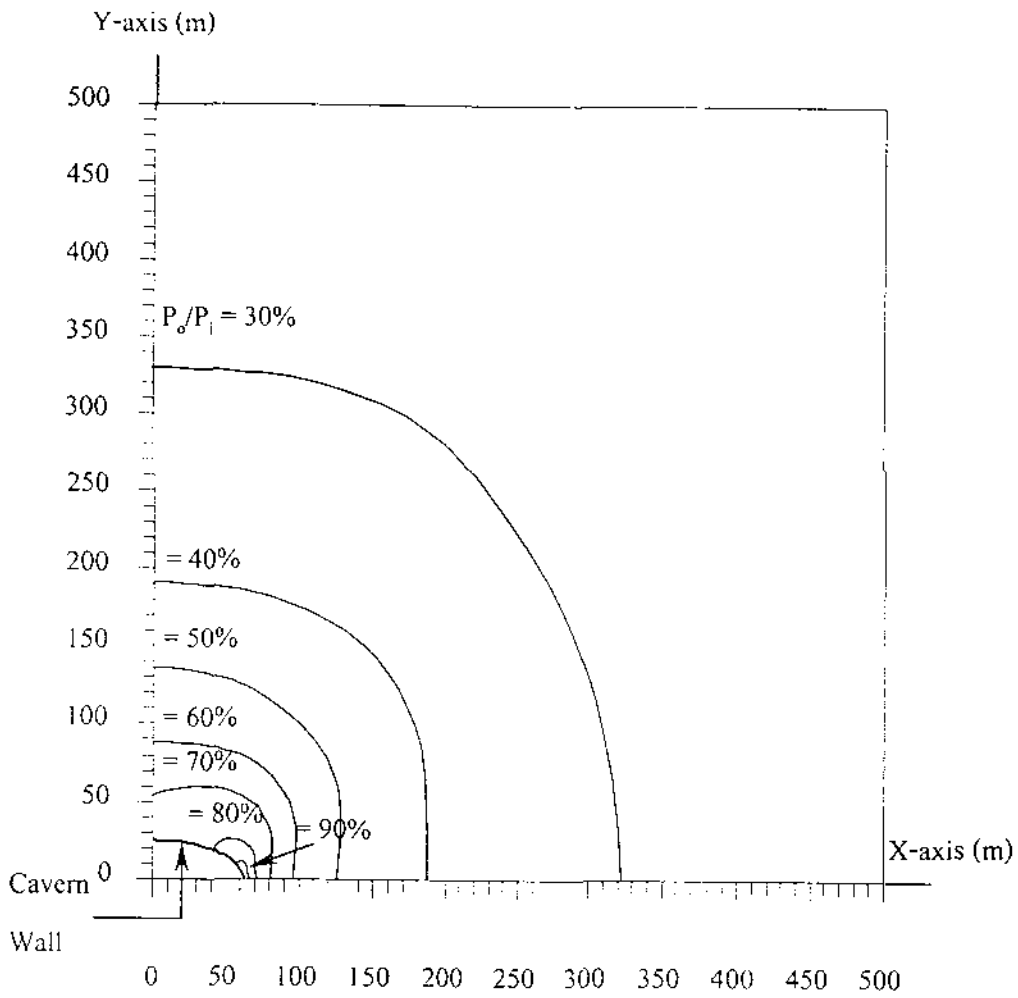
รูปที่ ก-63 ขอบเขตของ Plastic zone ของแบบจำลอง EL20 ที่ระดับความเค้นภายในชั้นเกลือหินคงที่เท่ากับ 2,500 psi ความดันภายในโพรงมีค่าตั้งแต่ 30% ถึง 90% ของความเค้นภายในชั้นเกลือหิน



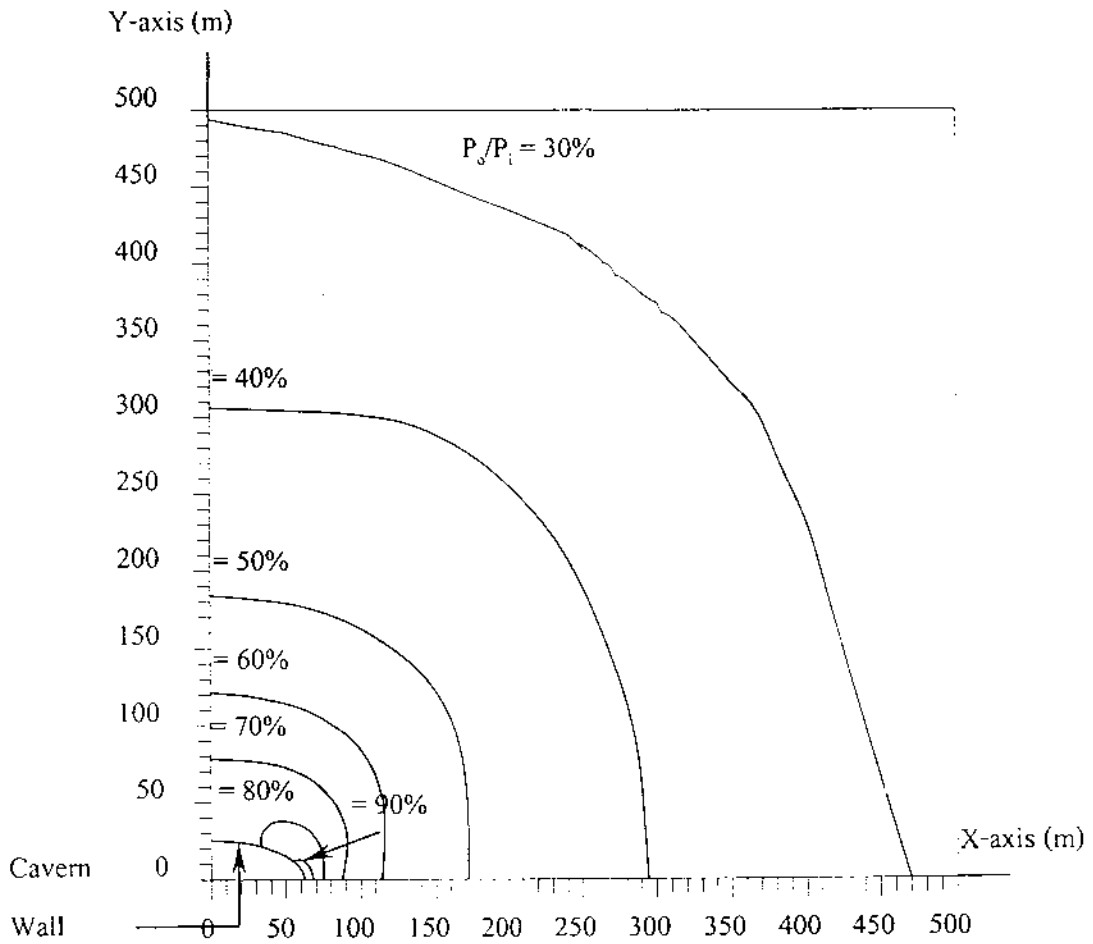
รูปที่ ก-64 ขอบเขตของ Plastic zone ของแบบจำลอง EL20 ที่ระดับความดันภายใน ชั้นเกลือหินคงที่เท่ากับ 3,000 psi ความดันภายในโพรงที่ 40% ถึง 90% ของความดันภายในชั้นเกลือหิน



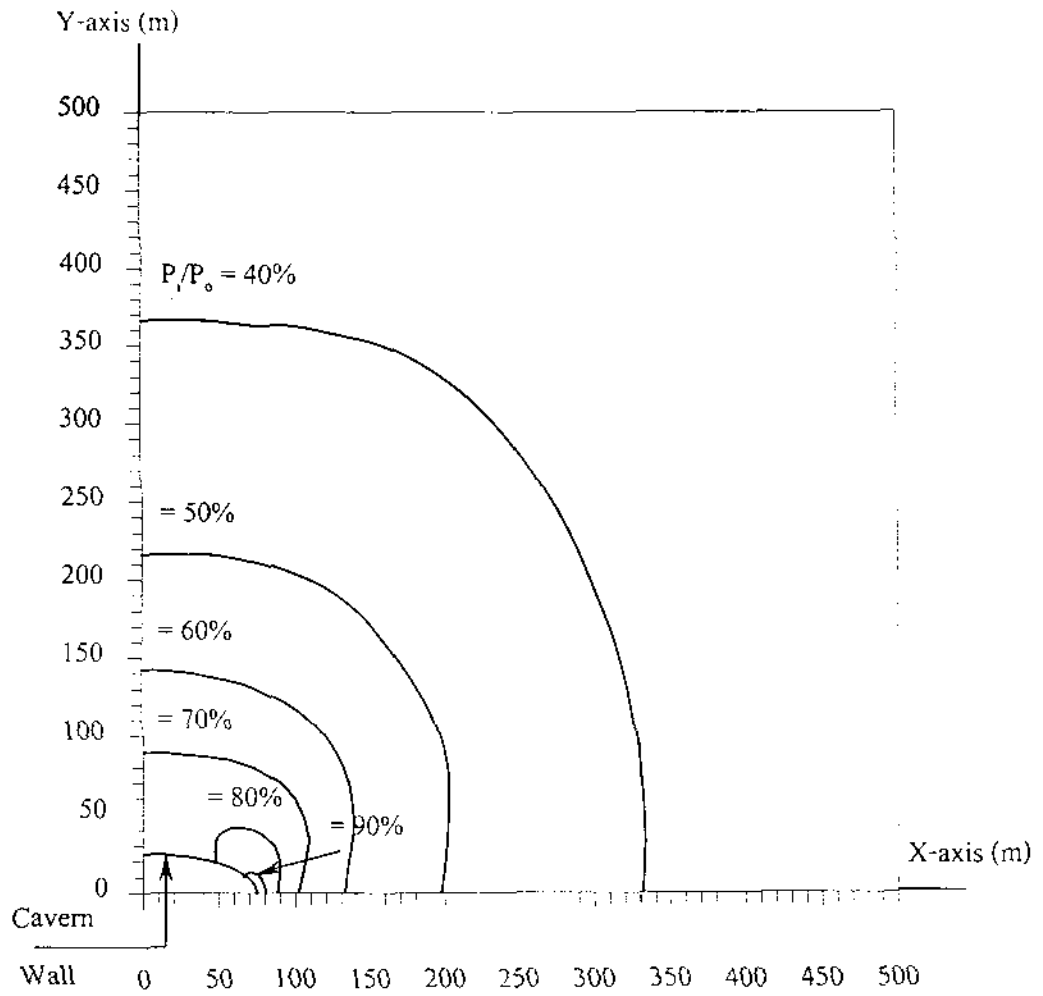
รูปที่ ก-65 ขอบเขตของ Plastic zone ของแบบจำลอง EL25 ที่ระดับความเค้นภายในชั้นเกลือหินคงที่เท่ากับ 1,500 psi ความดันภายในโพรงมีค่าตั้งแต่ 20% ถึง 90% ของความเค้นภายในชั้นเกลือหิน (ที่ 90% ไม่เกิด Plastic zone)



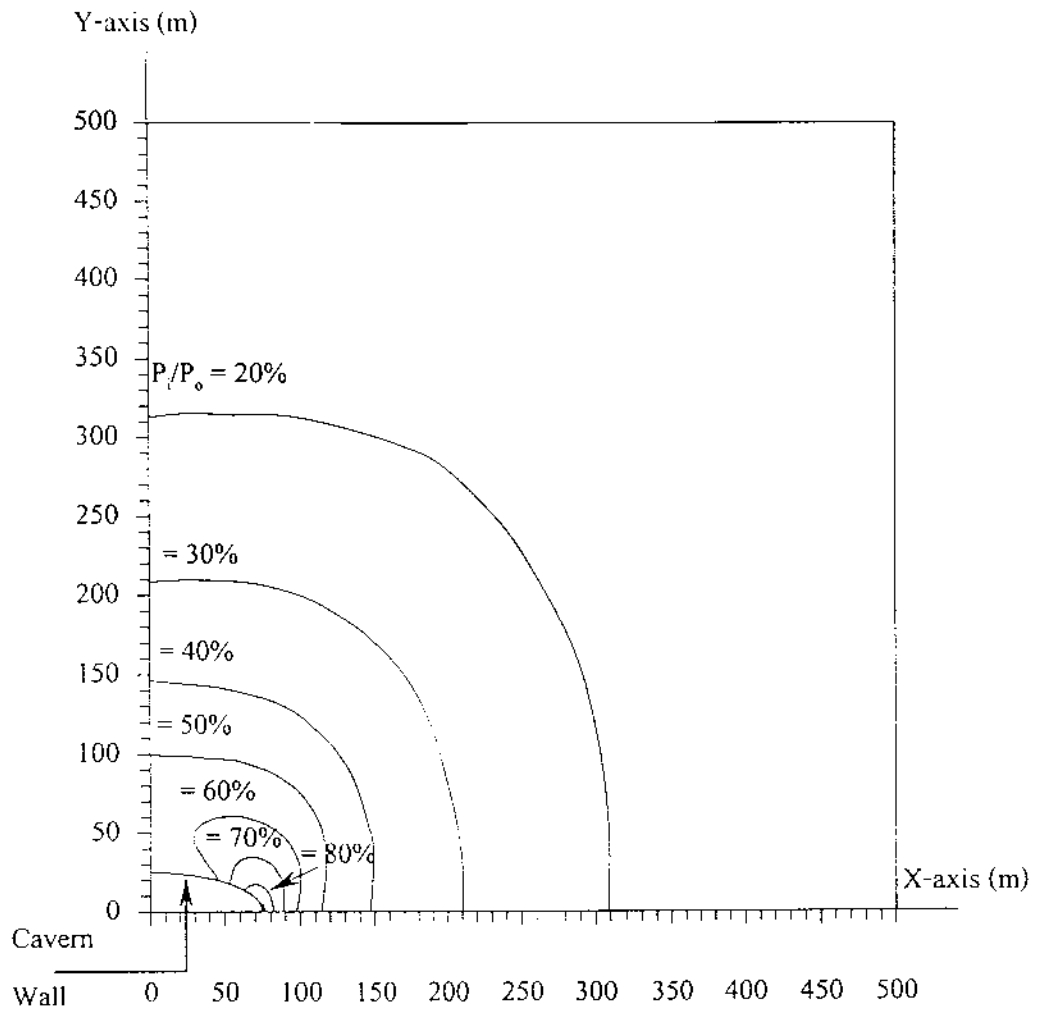
รูปที่ ก-66 ขอบเขตของ Plastic zone ของแบบจำลอง EL25 ที่ระดับความเค้นภายในชั้นเกลือหินคงที่เท่ากับ 2,000 psi ความดันภายในโพรงมีค่าตั้งแต่ 30% ถึง 90% ของความเค้นภายในชั้นเกลือหิน



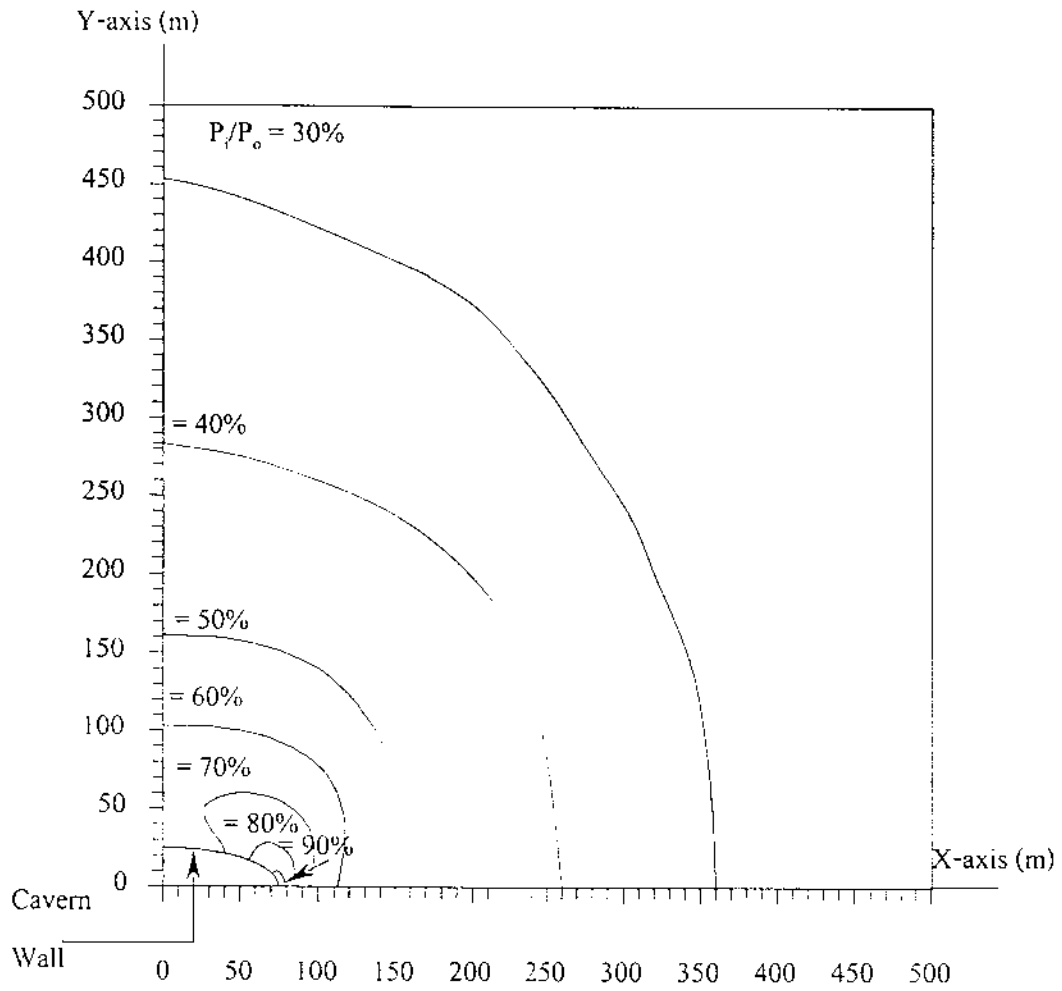
รูปที่ ก-67 ขอบเขตของ Plastic zone ของแบบจำลอง EL25 ที่ระดับความเค้นภายใน ชั้นเกลือหินคงที่เท่ากับ 2,500 psi ความดันภายในโพรงมีค่าตั้งแต่ 30% ถึง 90% ของความเค้นภายในชั้นเกลือหิน



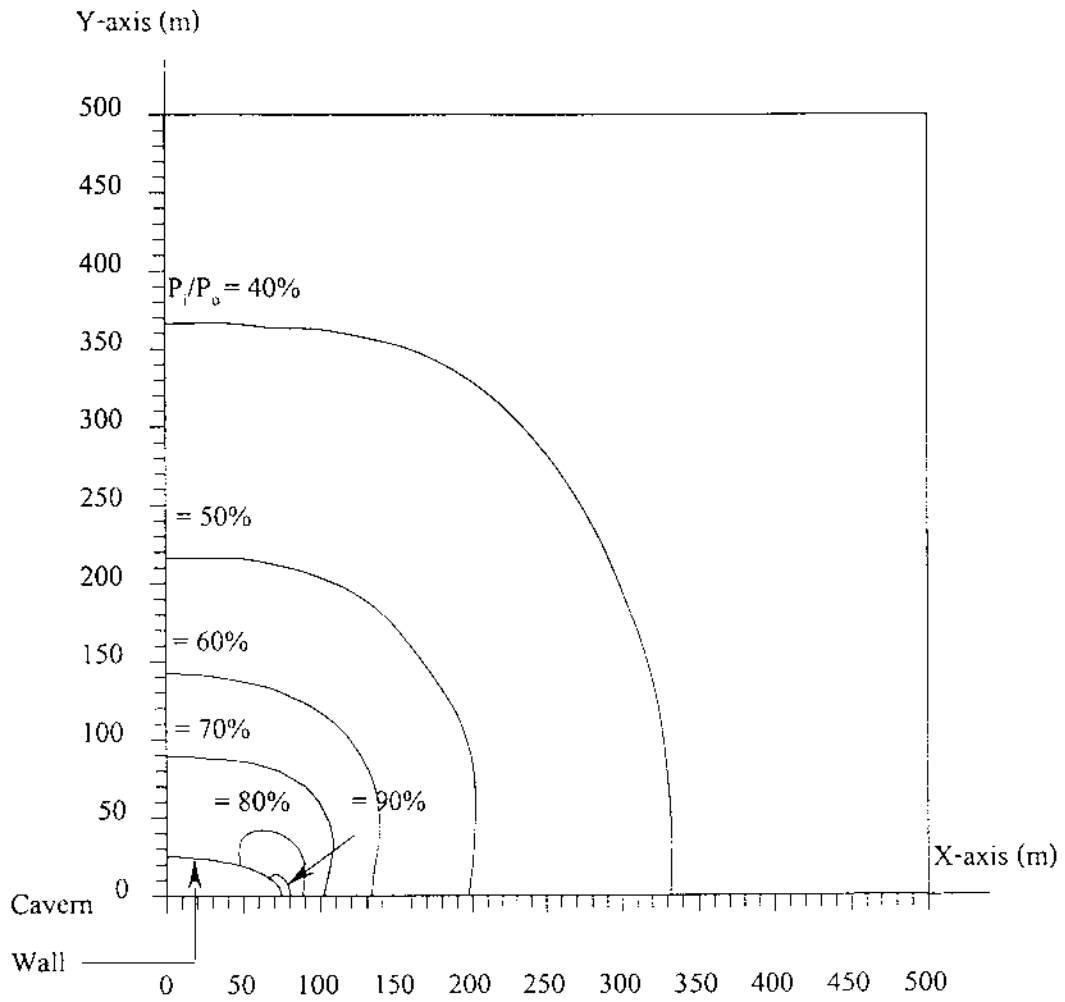
รูปที่ ก-68 ขอบเขตของ Plastic zone ของแบบจำลอง EL25 ที่ระดับความเค้นภายใน
 ชั้นเกลือหินคงที่เท่ากับ 3,000 psi ความดันภายในโพรงที่ 40% ถึง 90%
 ของความเค้นภายในชั้นเกลือหิน



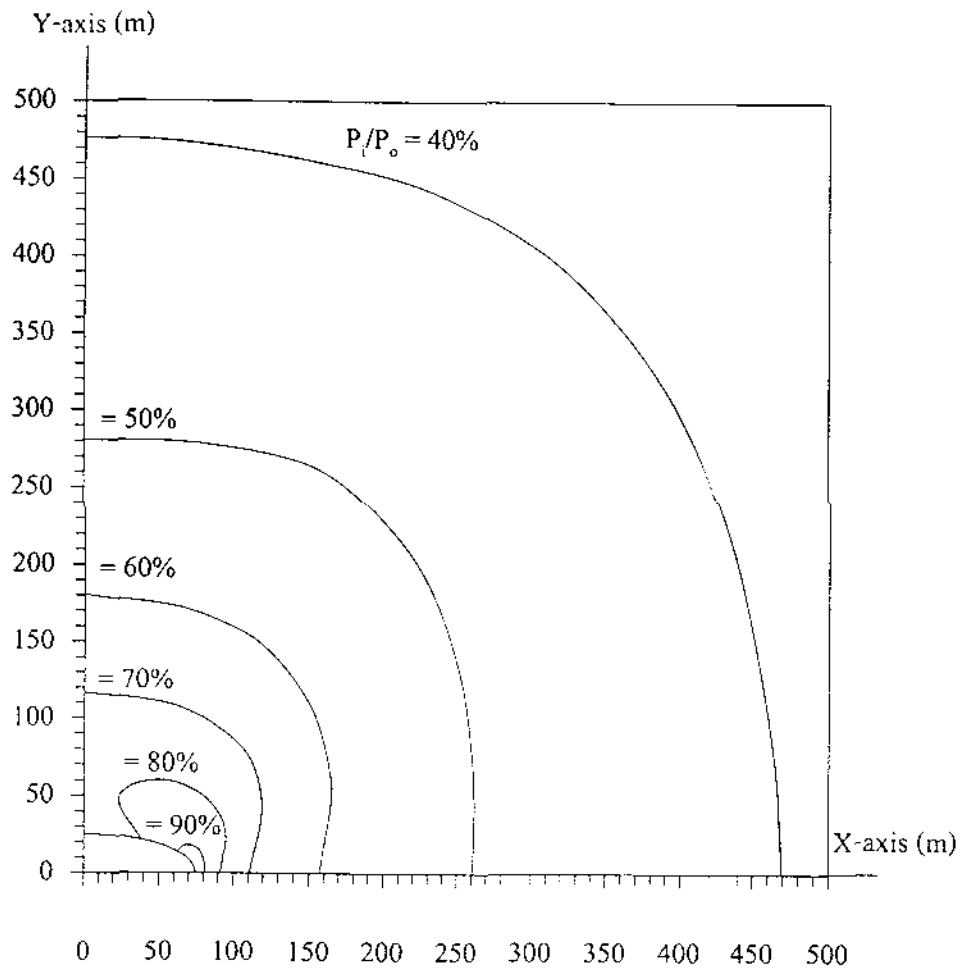
รูปที่ ก-69 ขอบเขตของ Plastic zone ของแบบจำลอง EL30 ที่ระดับความเค้นภายในชั้นเกลือหินคงที่เท่ากับ 1,500 psi ความดันภายในโพรงมีค่าตั้งแต่ 20% ถึง 90% ของความเค้นภายในชั้นเกลือหิน (ที่ 90% ไม่เกิด Plastic zone)



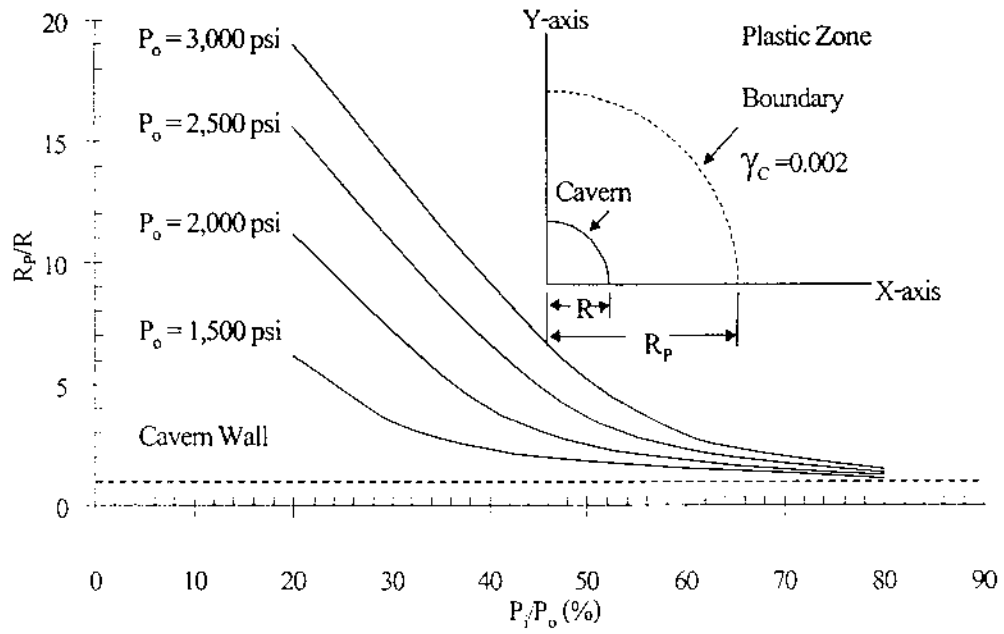
รูปที่ ก-70 ขอบเขตของ Plastic zone ของแบบจำลอง EL30 ที่ระดับความเค้นภายในชั้นเกลือหินคงที่เท่ากับ 2,500 psi ความดันภายในโพรงมีค่าตั้งแต่ 30% ถึง 90% ของความเค้นภายในชั้นเกลือหิน



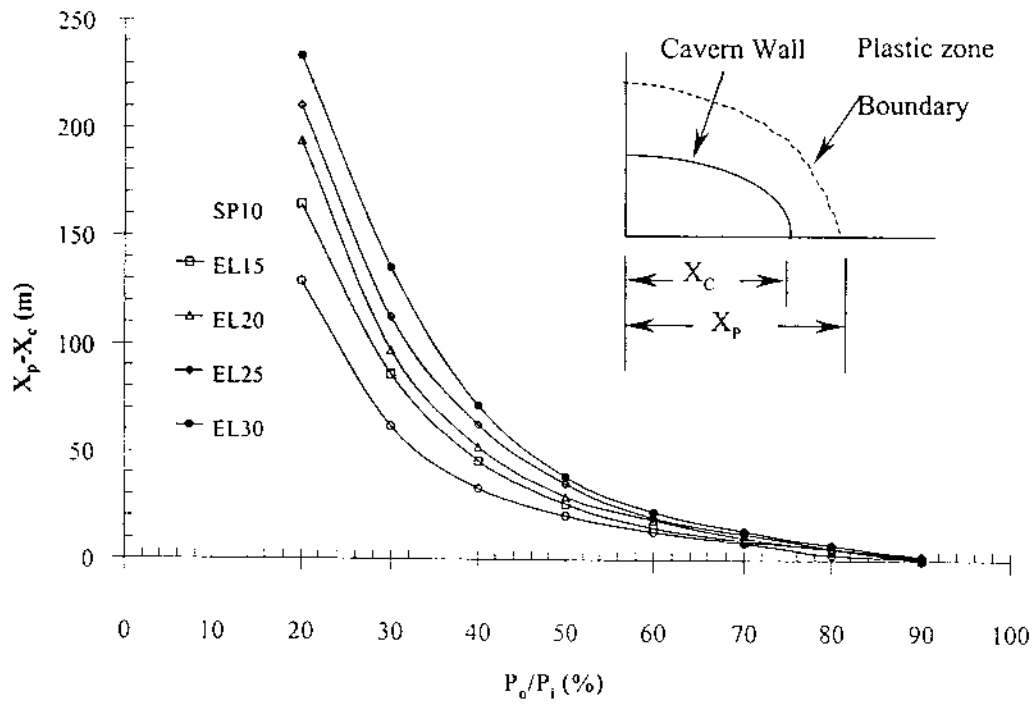
รูปที่ ก-71 ขอบเขตของ Plastic zone ของแบบจำลอง EL30 ที่ระดับความเค้นภายในชั้นเกลือหินคงที่เท่ากับ 2,500 psi ความดันภายในโพรงมีค่าตั้งแต่ 40% ถึง 90% ของความเค้นภายในชั้นเกลือหิน



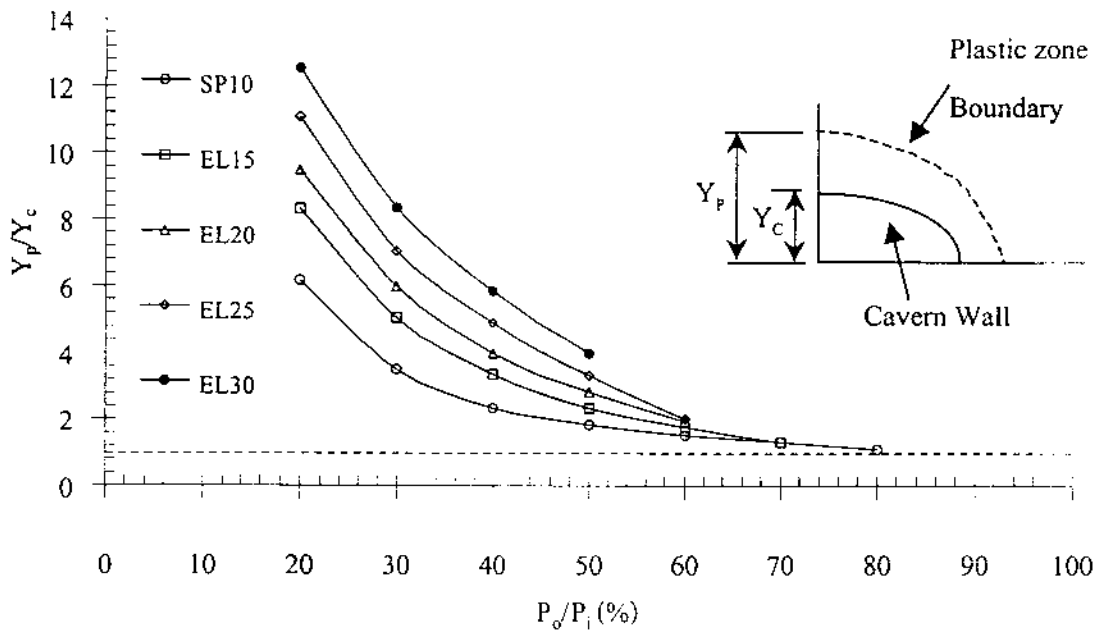
รูปที่ ก-72 ขอบเขตของ Plastic zone ของแบบจำลอง EL30 ที่ระดับความเค้นภายในชั้นเกลื่อหินคงที่เท่ากับ 3.000 psi ความดันภายในโพรงมีค่าตั้งแต่ 40% ถึง 90% ของความเค้นภายในชั้นเกลื่อหิน



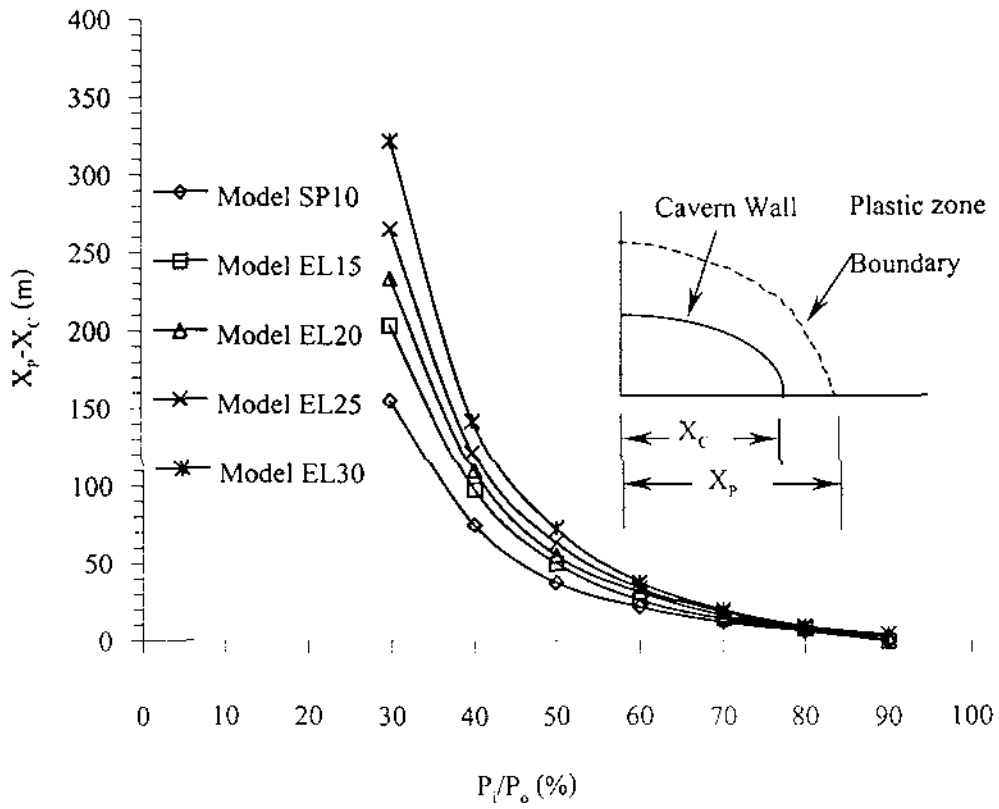
รูปที่ ก-73 เปรียบเทียบขอบเขตของ Plastic Zone ของแบบจำลอง SP10
ที่ระดับความลึก 4 ระดับ



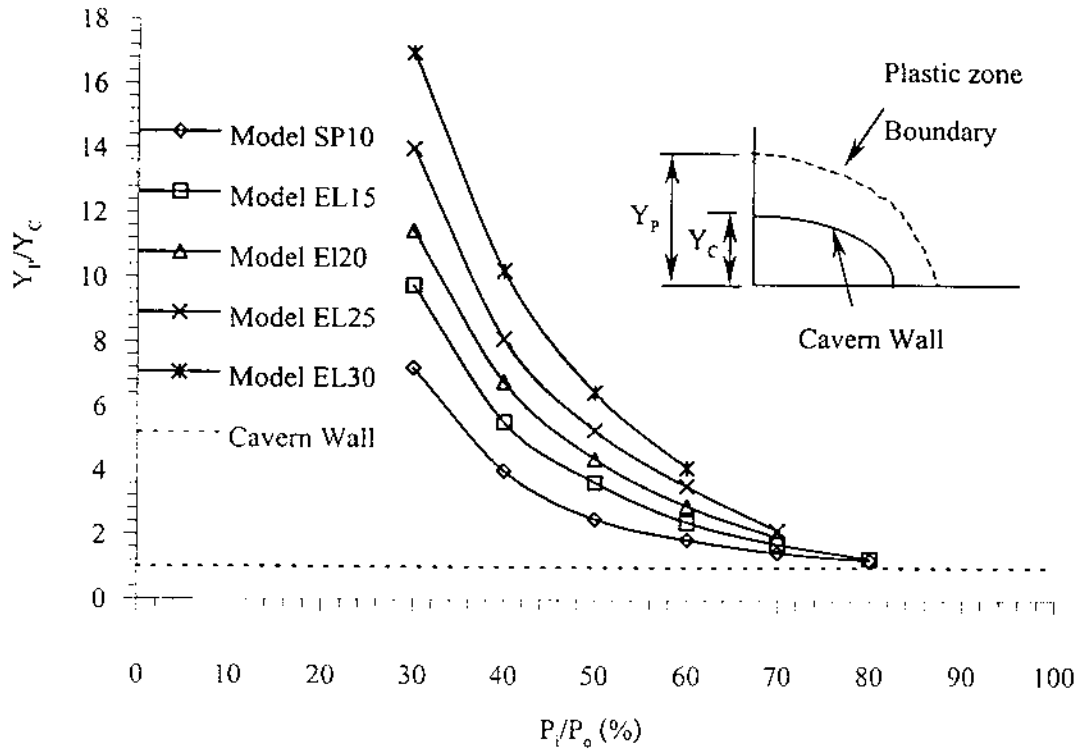
รูปที่ ก-74 ขอบเขตของ Plastic zone ในแกนหลัก (X-axis) ที่ความเค้นภายในชั้นเกลือหิน 1,500 psi เปรียบเทียบเชิงรูปร่างของแบบจำลอง SP10, EL15, EL20, EL25 และ EL30



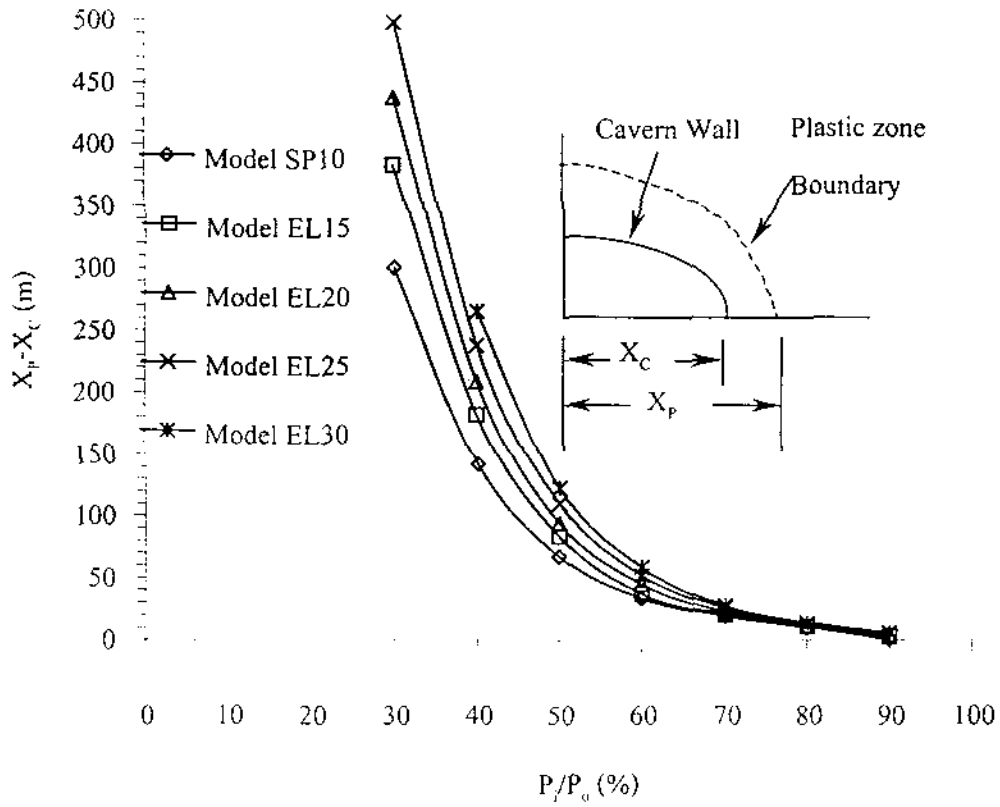
รูปที่ ก-75 ขอบเขตของ Plastic zone ในแกนรอง (Y-axis) ที่ความเค้นภายในชั้นเกลือหิน 1,500 psi เปรียบเทียบเชิงรูปร่างของแบบจำลอง SP10, EL15, EL20, EL25 และ EL30



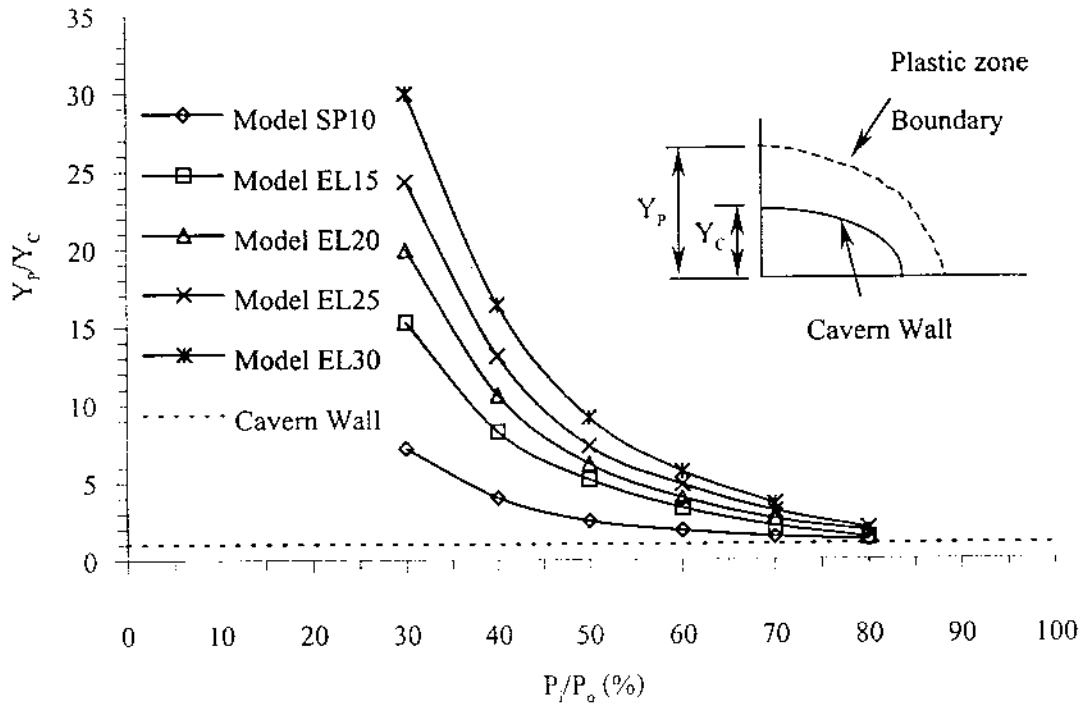
รูปที่ ก-76 ขอบเขตของ Plastic zone ในแกนหลัก (X-axis) ที่ความเค้นภายในชั้นเกลือหิน 2,000 psi เปรียบเทียบเชิงรูปร่างของแบบจำลอง SP10, EL15, EL20, EL25 และ EL30



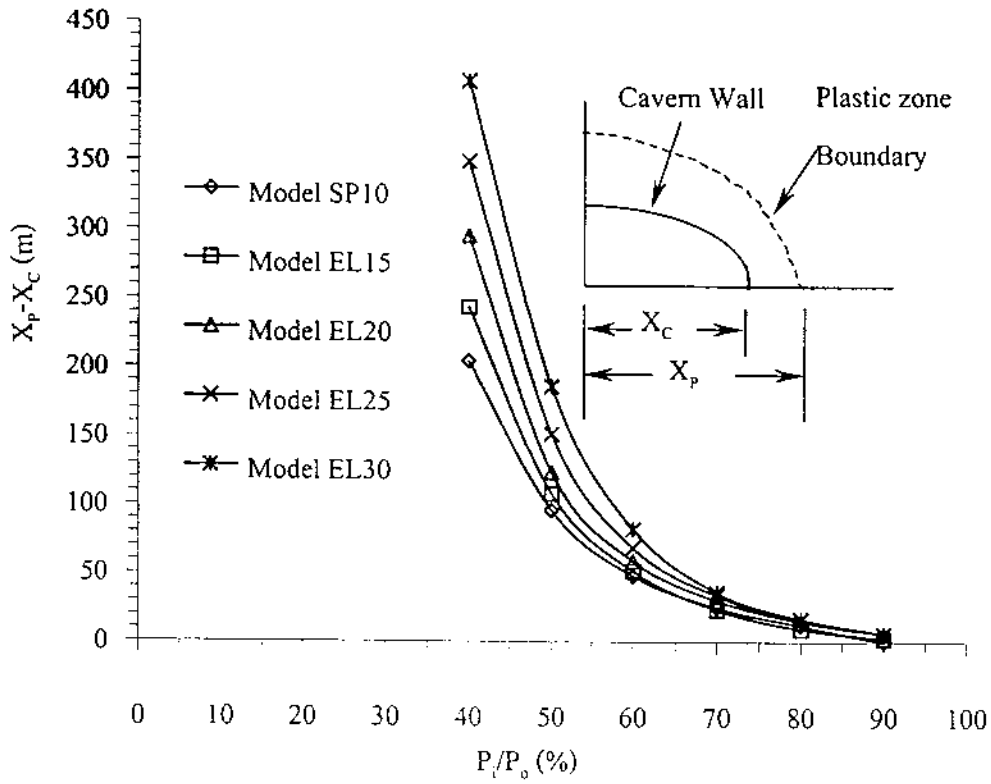
รูปที่ ก-77 ขอบเขตของ Plastic zone ในแกนรอง (Y-axis) ที่ความเค้นภายในชั้นเกลือหิน 2,000 psi เปรียบเทียบเชิงรูปร่างของแบบจำลอง SP10, EL15, EL20, EL25 และ EL30



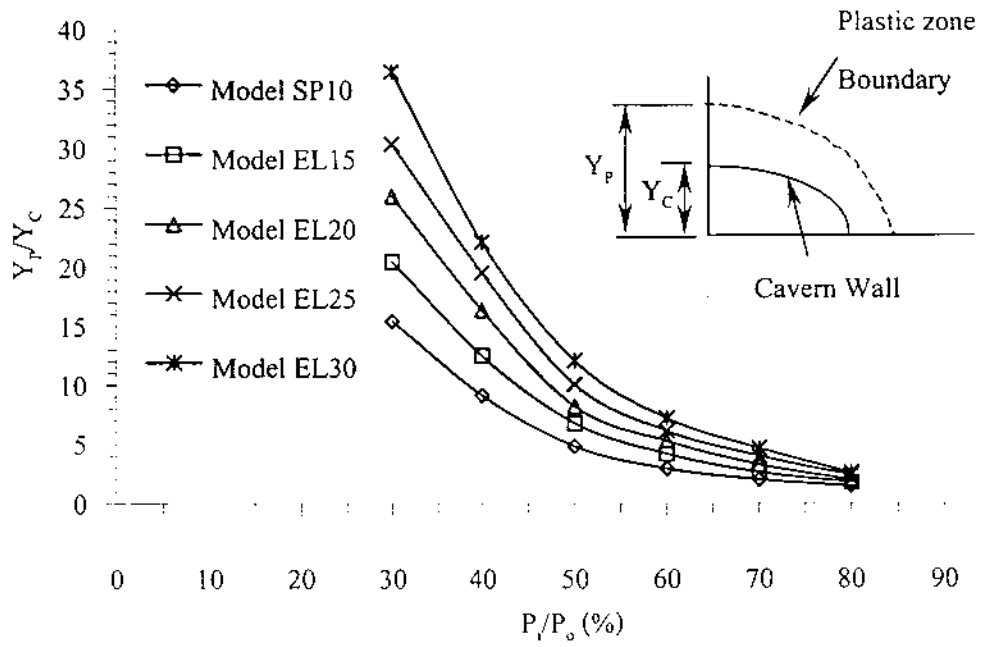
รูปที่ ก-78 ขอบเขตของ Plastic zone ในแกนหลัก (X-axis) ที่ความดันภายในชั้นเกลือหิน 2,500 psi เปรียบเทียบเชิงรูปร่างของแบบจำลอง SP10, EL15, EL20, EL25 และ EL30



รูปที่ ก-79 ขอบเขตของ Plastic zone ในแกนรอง (Y-axis) ที่ความดันภายในชั้นเกลือถึง 2,500 psi เปรียบเทียบเชิงรูปร่างของแบบจำลอง SP10, EL15, EL20, EL25 และ EL30



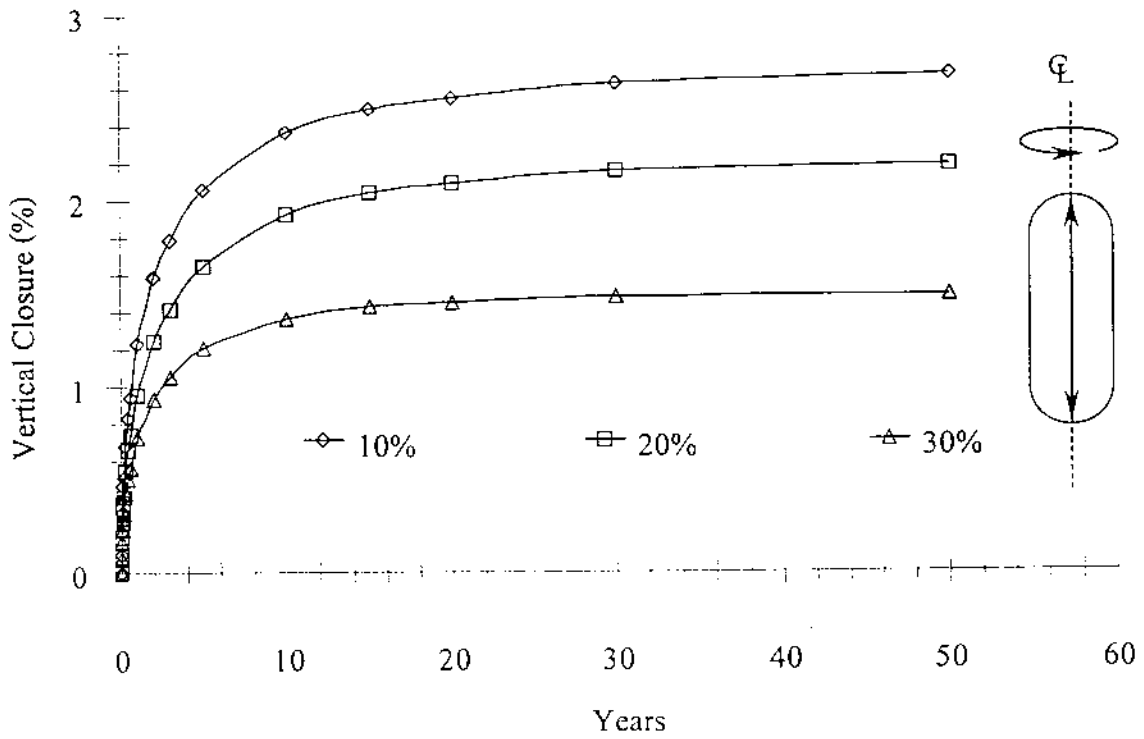
รูปที่ ก-80 ขอบเขตของ Plastic zone ในแกนหลัก (X-axis) ที่ความดันภายในชั้นเกลือหิน 3,000 psi เปรียบเทียบเชิงรูปร่างของแบบจำลอง SP10, EL15, EL20, EL25 และ EL30



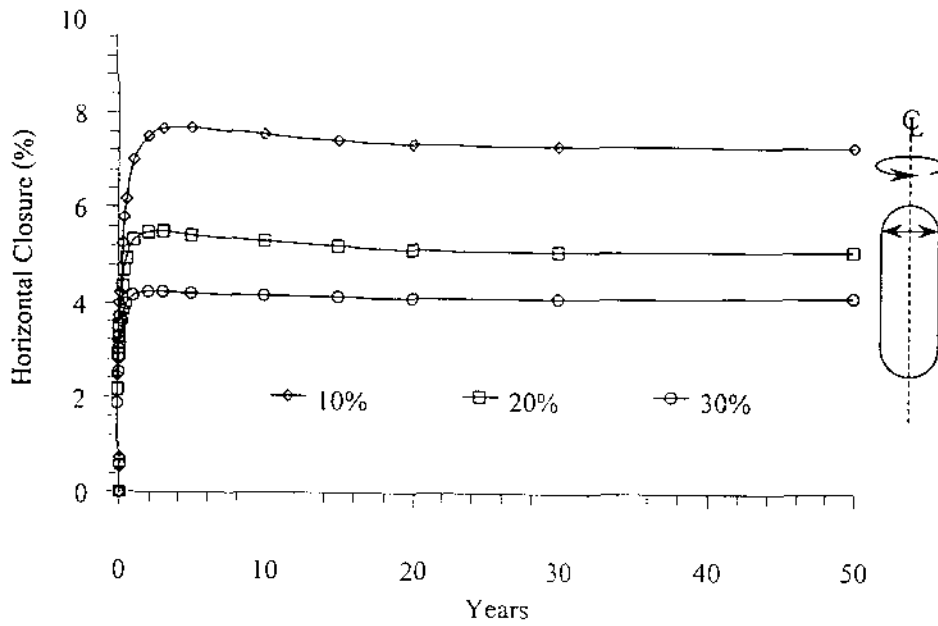
รูปที่ ก-81 ขอบเขตของ Plastic zone ในแกนรอง (Y-axis) ที่ความเค้นภายในชั้นเกลือหิน 3,000 psi เปรียบเทียบเชิงรูปร่างของแบบจำลอง SP10, EL15, EL20, EL25

ภาคผนวก ข

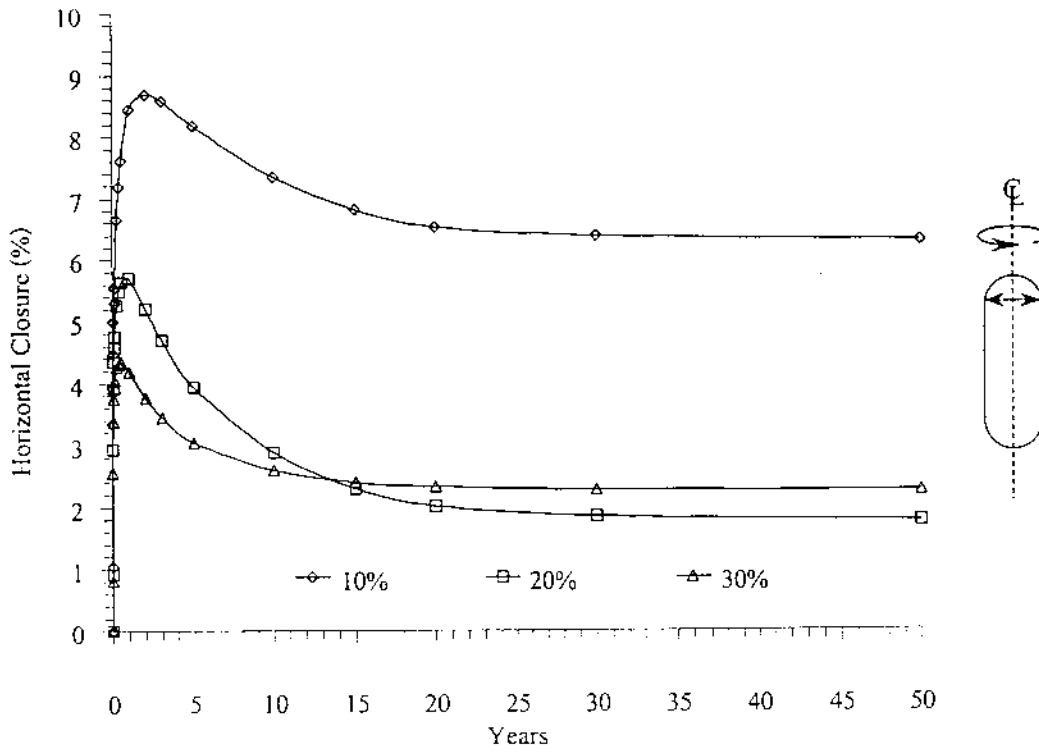
ผลการคำนวณด้วยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์
เพื่อหาคุณลักษณะของความดันอากาศที่เหมาะสม



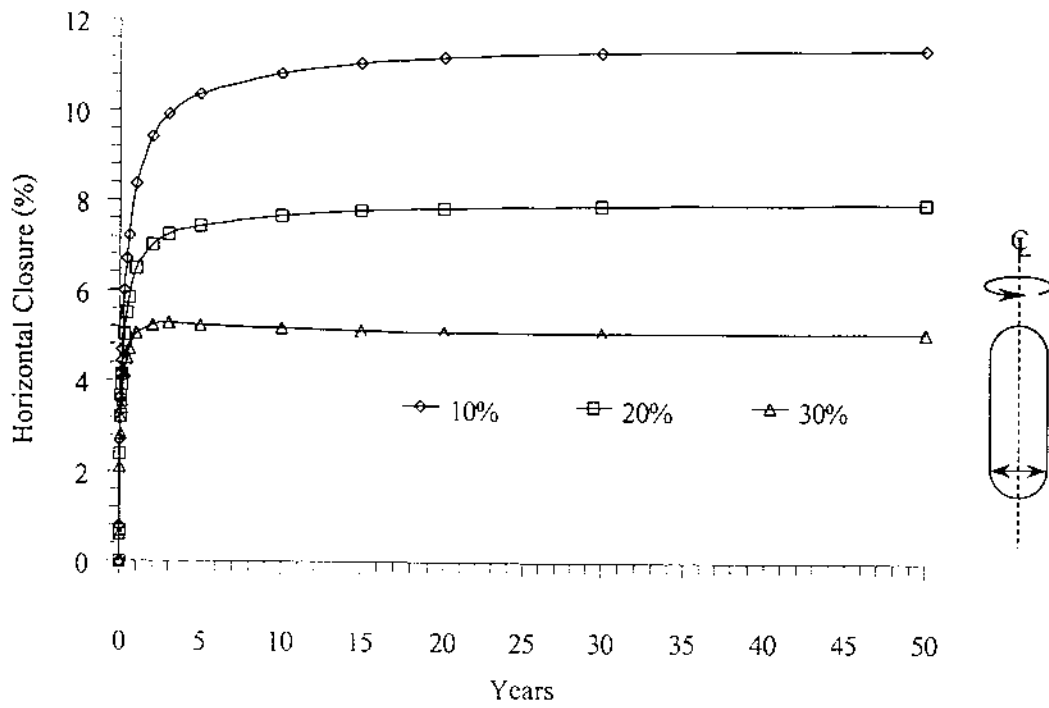
รูปที่ ข-1 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในแนวแกนที่ระดับความดันภายในโพรงเท่ากับ 10%, 20% และ 30% ของความเค้นที่หลังคาโพรง ความเค้นในชั้นเกลือหินที่ระดับหลังคาโพรงสำหรับแบบจำลองนี้เท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



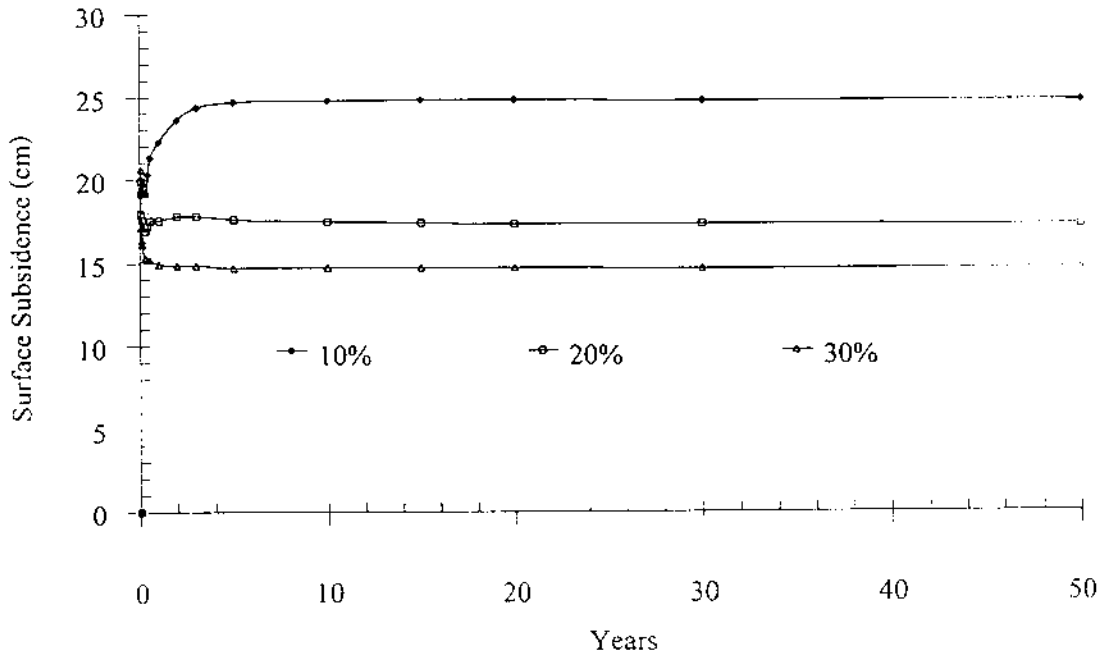
รูปที่ ข-2 การเปรียบเทียบการหดตัวในแนวระดับด้านบนของโพรงที่ค่าความดันภายในโพรงเท่ากับ 10, 20 และ 30% ของความดันที่หลังคาโพรง ความดันในชั้นเกลือหินที่ระดับหลังคาโพรงสำหรับแบบจำลองนี้เท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



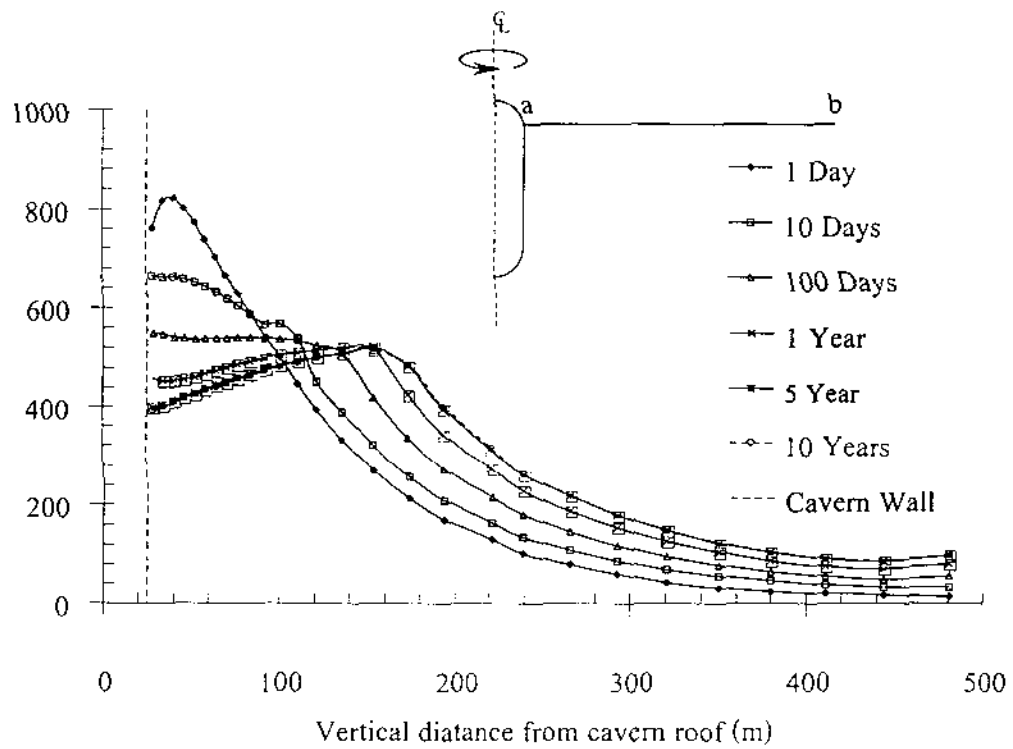
รูปที่ ข-3 การเปรียบเทียบการหดตัวในแนวระดับบริเวณกลางของโพรงที่ค่าความดันภายในโพรงเท่ากับ 10, 20 และ 30% ของความเค้นที่หลังคาโพรง ความเค้นในชั้นเกลือหินที่ระดับหลังคาโพรงสำหรับแบบจำลองนี้เท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



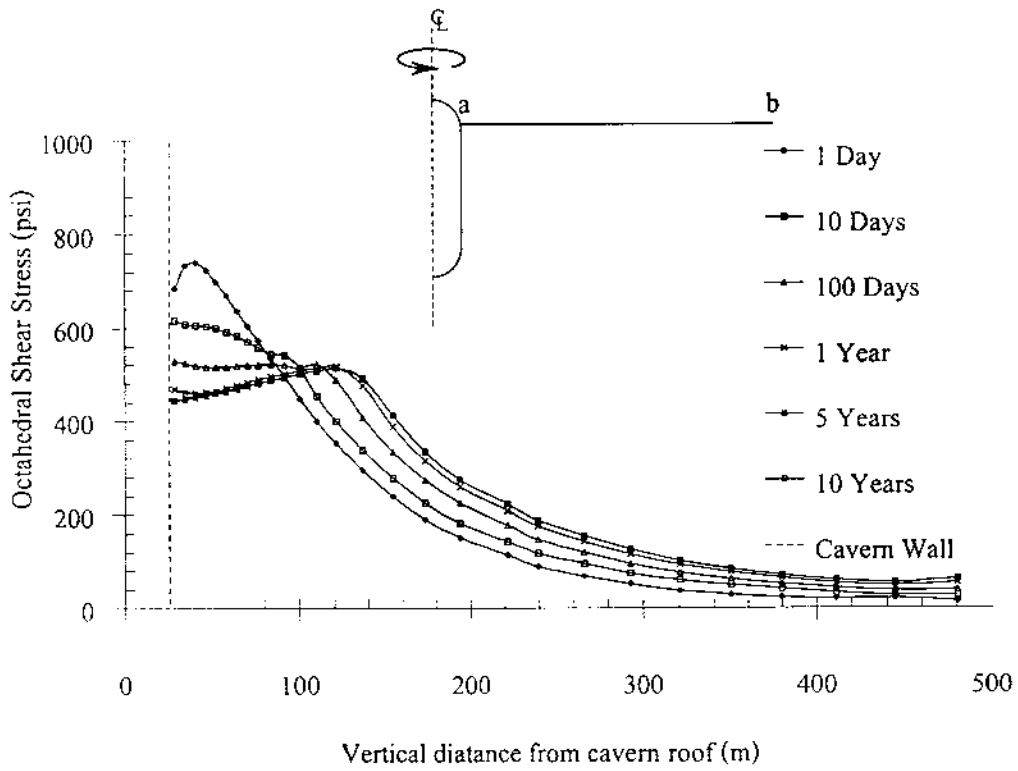
รูปที่ ข-4 การเปรียบเทียบการหดตัวในแนวระดับด้านต่างของโพรงที่ค่าความดันภายในโพรงเท่ากับ 10, 20 และ 30% ของความดันที่หลังคาโพรง ความดันในชั้นเกลือหินระดับหลังคาโพรงสำหรับแบบจำลองนี้เท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



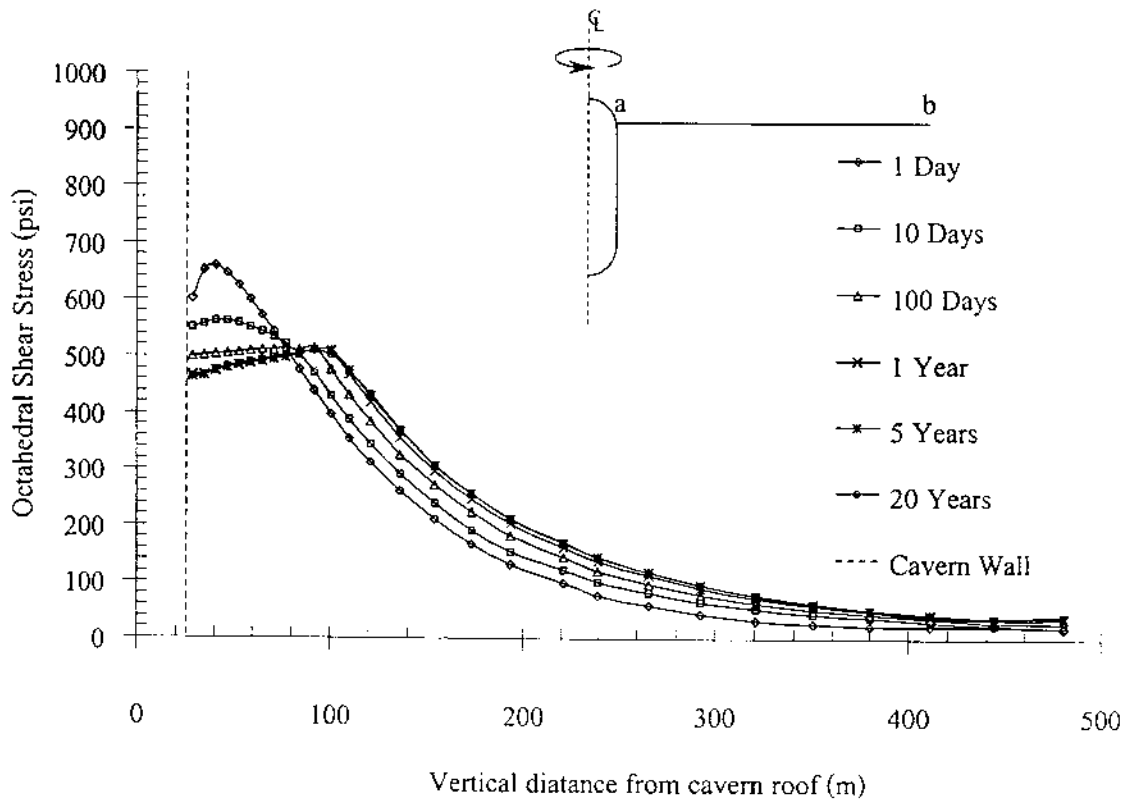
รูปที่ ข-5 การทรุดตัวของผิวดินเหนือโพรงในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับภายในโพรงเท่ากับ 10, 20 และ 30% ของความเค้นในชั้นเกลือหินรอบตัวโพรง ความเค้นในชั้นเกลือหินสำหรับแบบจำลองนี้เท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



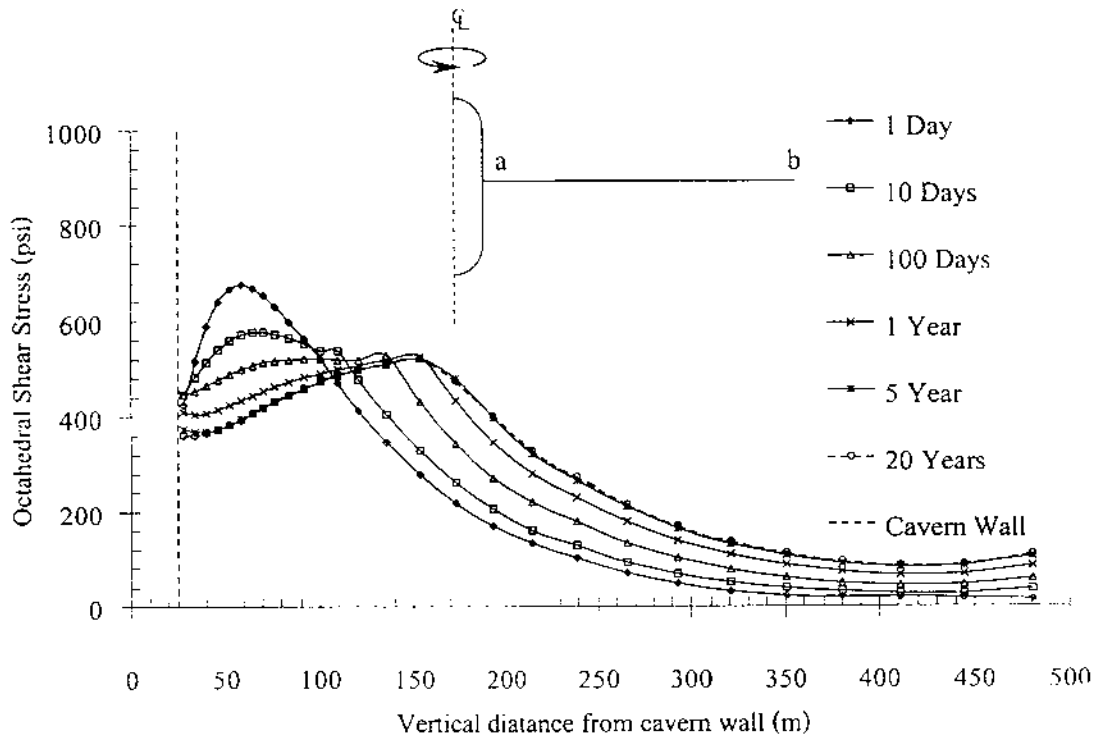
รูปที่ ข-6 การกระจายของความเค้นเฉือนในแนวระดับจากผนังโพรงด้านบนสู่ชั้นเกลือหิน (Line a-b) ที่ระยะเวลาต่าง ๆ ของแบบจำลอง NB-CAES ความดันภายในโพรง เท่ากับ 10% ของความเค้นที่หลังคาโพรง ความเค้นในชั้นเกลือหินที่ระดับหลังคาโพรงเท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



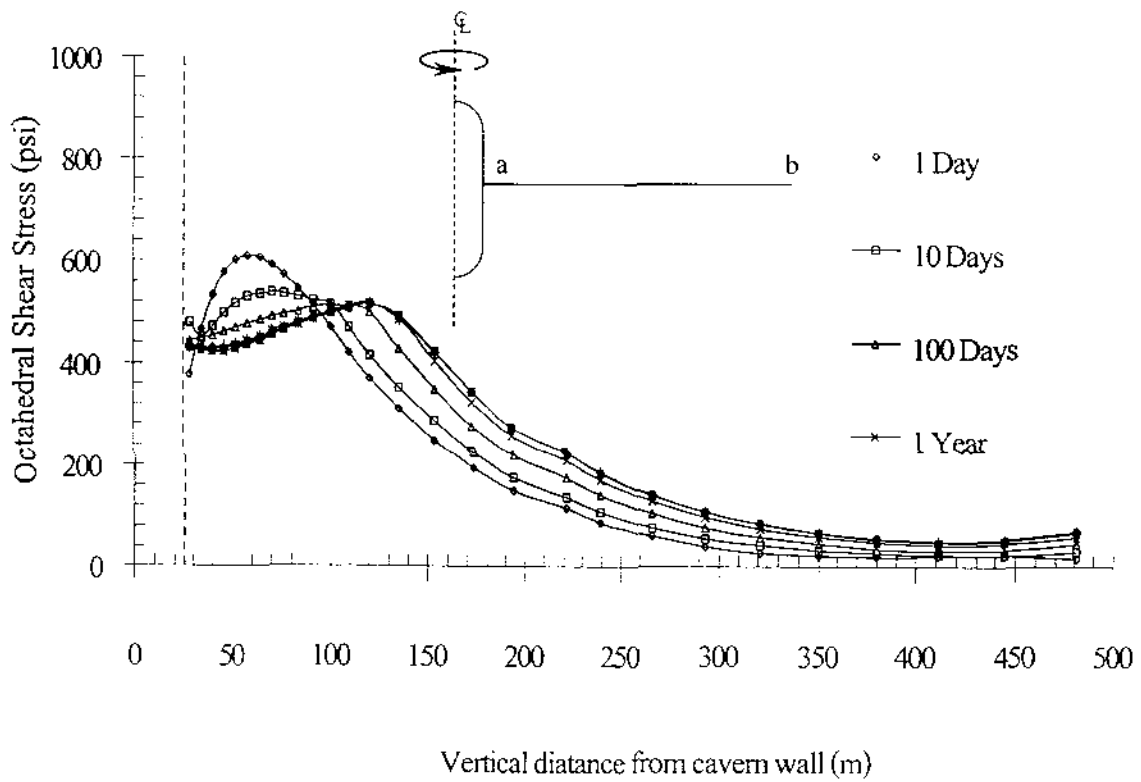
รูปที่ ข-7 การกระจายของความเค้นเฉือนในแนวระดับจากผนังโพรงด้านบนสู่ชั้นเกลือหิน (Line a-b) ที่ระยะเวลาต่าง ๆ ความเค้นภายในโพรงเท่ากับ 20% ของความเค้นที่หลังคาโพรง ความเค้นในชั้นเกลือหินที่ระดับหลังคาโพรงสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



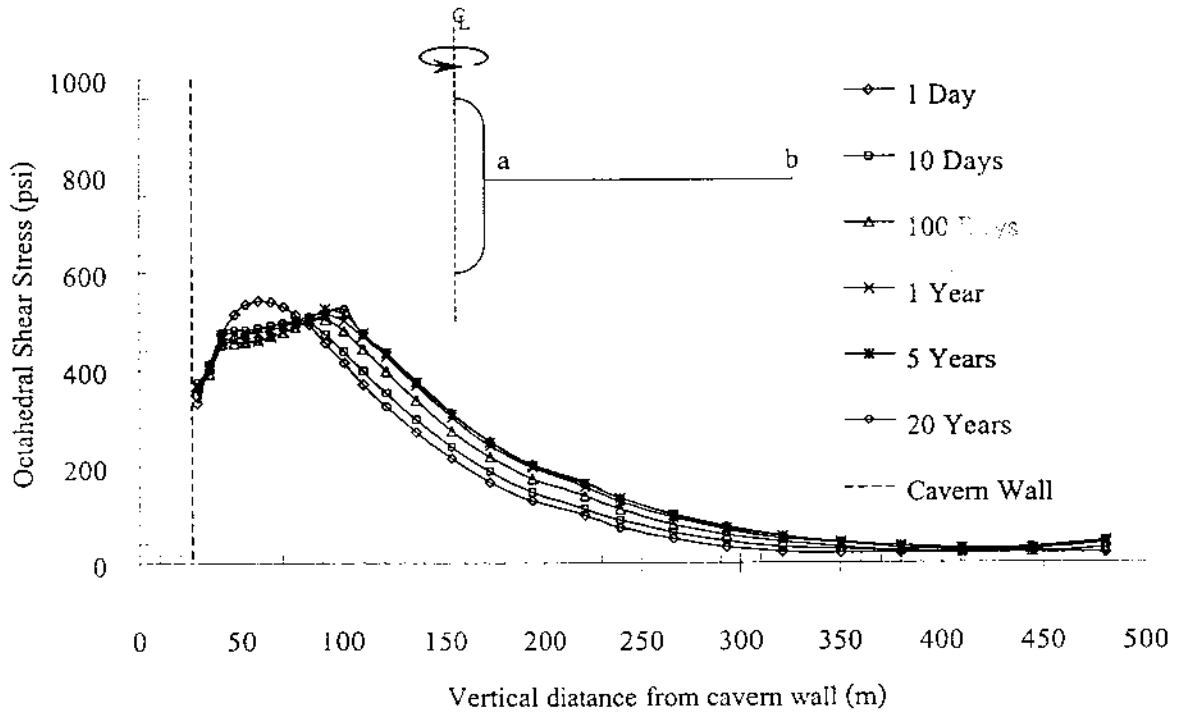
รูปที่ ข-8 การกระจายของความเค้นเฉือนในแนวระดับจากผนังโพรงด้านบนสู่ชั้นเกลือหิน (Line a-b) ที่ระยะเวลาต่าง ๆ ความเค้นภายในโพรงเท่ากับ 30% ของความเค้นที่หลังคาโพรง ความเค้นในชั้นเกลือหินระดับหลังคาโพรงสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



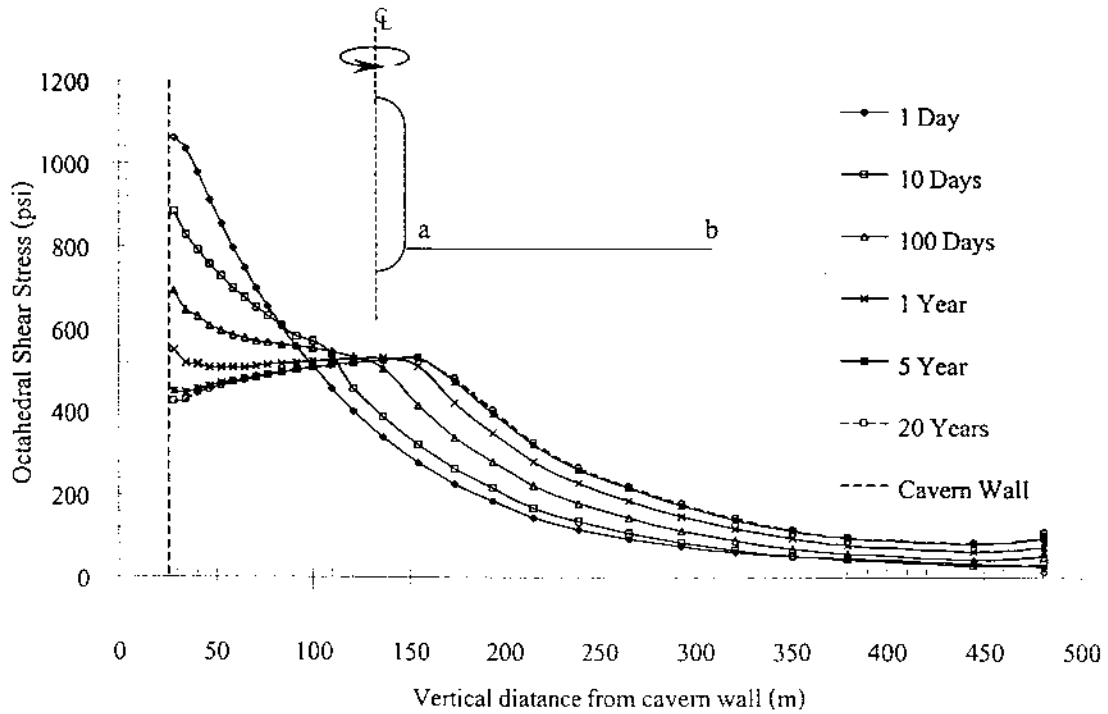
รูปที่ ๗-9 การกระจายของความเค้นเฉือนในแนวระดับจากผนังกลางโพรงสู่ชั้นเกลือหิน (Line a-b) ที่ระยะเวลาต่าง ๆ ความดันภายในโพรงเท่ากับ 10% ของความเค้นที่หลังคาโพรง ความเค้นในชั้นเกลือหินที่ระดับหลังคาโพรงสำหรับแบบจำลองนี้เท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



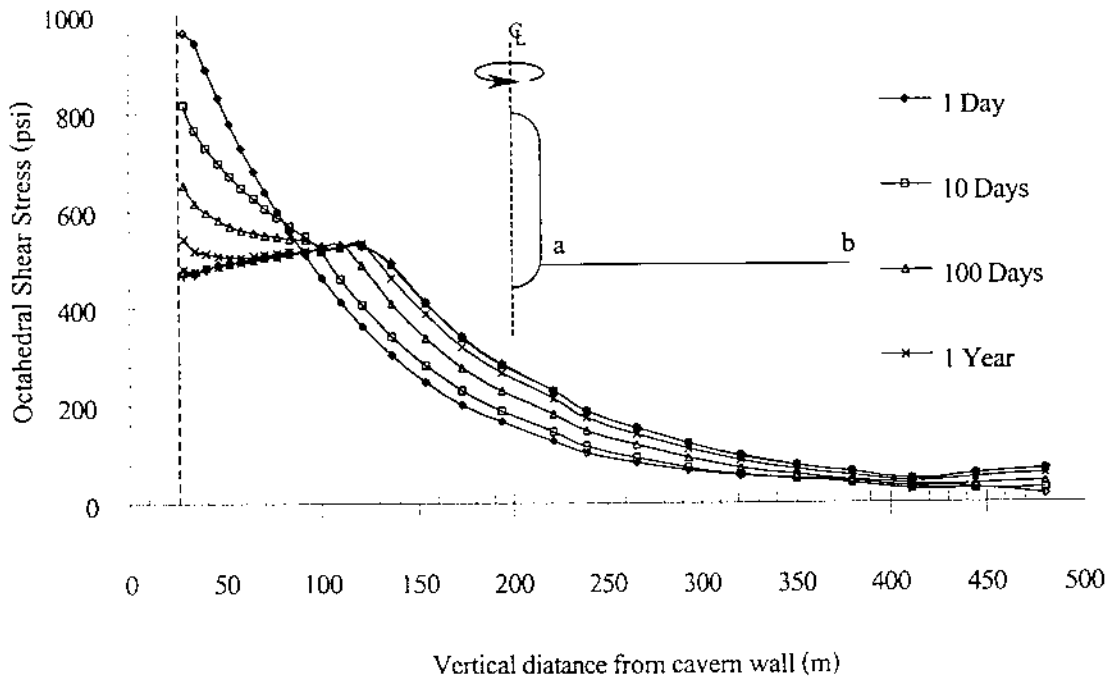
รูปที่ ข-10 การกระจายของความเค้นเฉือนในแนวระดับจากผนังกลางโพรงสู่ชั้นเกลือหิน (Line a-b) ที่ระยะเวลาต่าง ๆ ความดันภายในโพรงเท่ากับ 20% ของความเค้นที่หลังคาโพรง ความเค้นในชั้นเกลือหินที่ระดับหลังคาโพรงสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



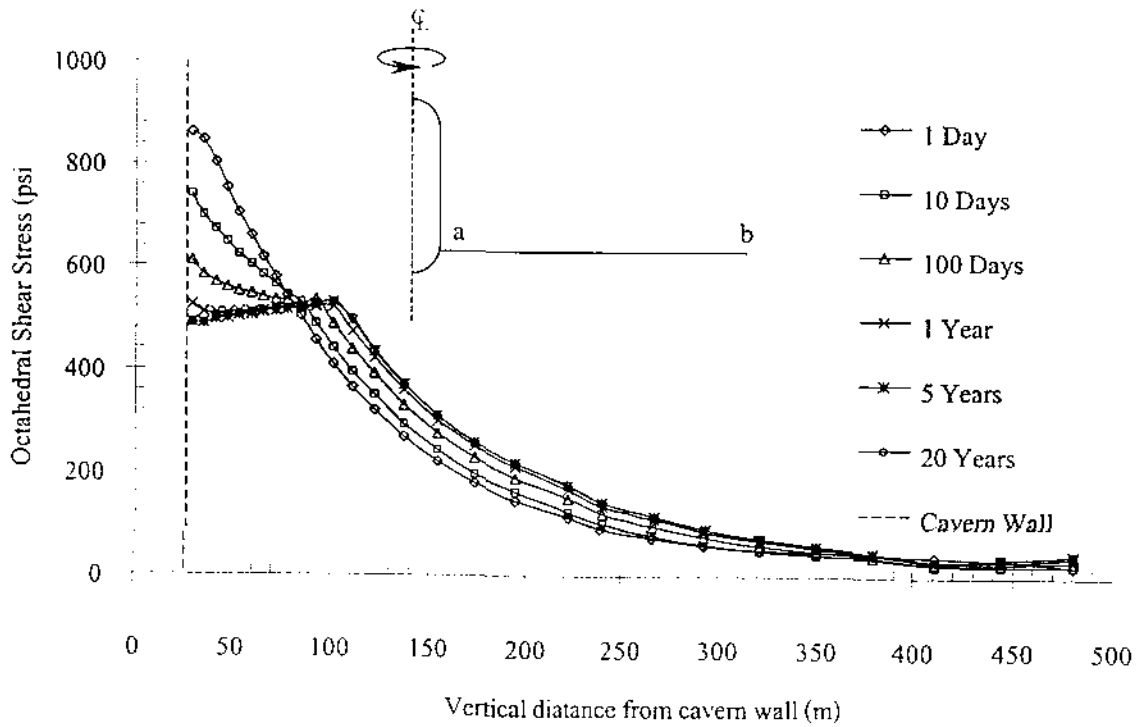
รูปที่ ข-11 การกระจายของความเค้นเฉือนในแนวระดับจากผนังกลางโพรงสู่ชั้นเกลือหิน (Line a-b) ที่ระยะเวลาต่าง ๆ ความเค้นภายในโพรงเท่ากับ 30% ของความเค้นที่หลังคาโพรง ความเค้นในชั้นเกลือหินที่ระดับหลังคาโพรงสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



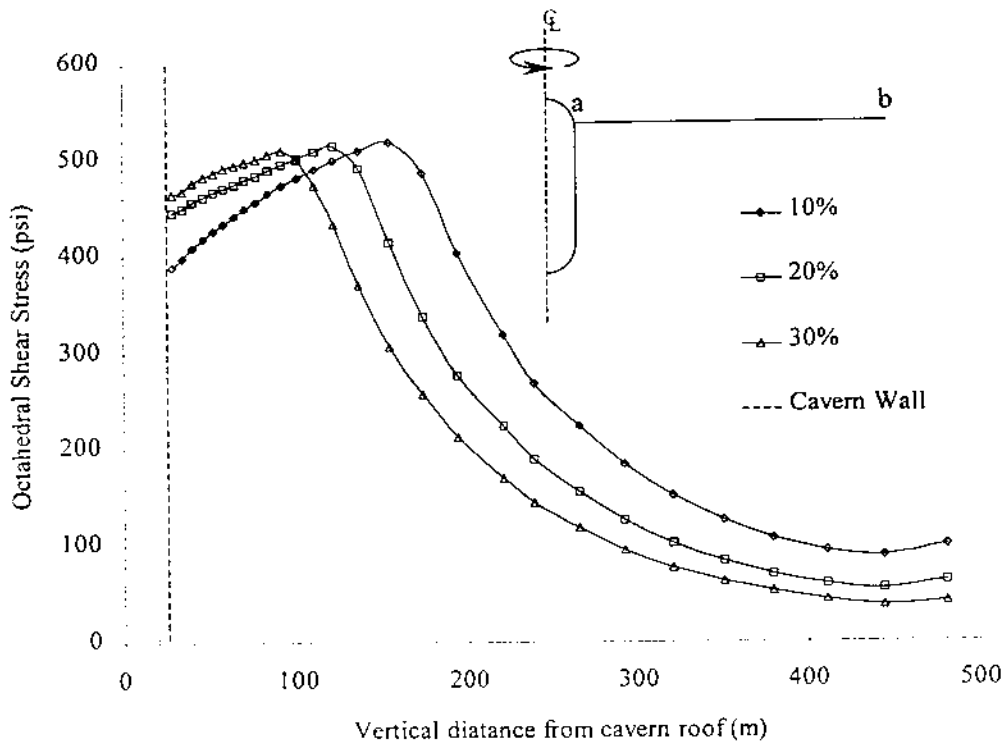
รูปที่ ข-12 การกระจายของความเค้นเฉือนในแนวระดับจากผนังโพรงส่วนล่างสู่ชั้นเกลือหิน (Line a-b) ที่ระยะเวลาต่าง ๆ ความดันภายในโพรงเท่ากับ 10% ของความเค้นที่หลังคาโพรง ความเค้นในชั้นเกลือหินที่ระดับหลังคาโพรงสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



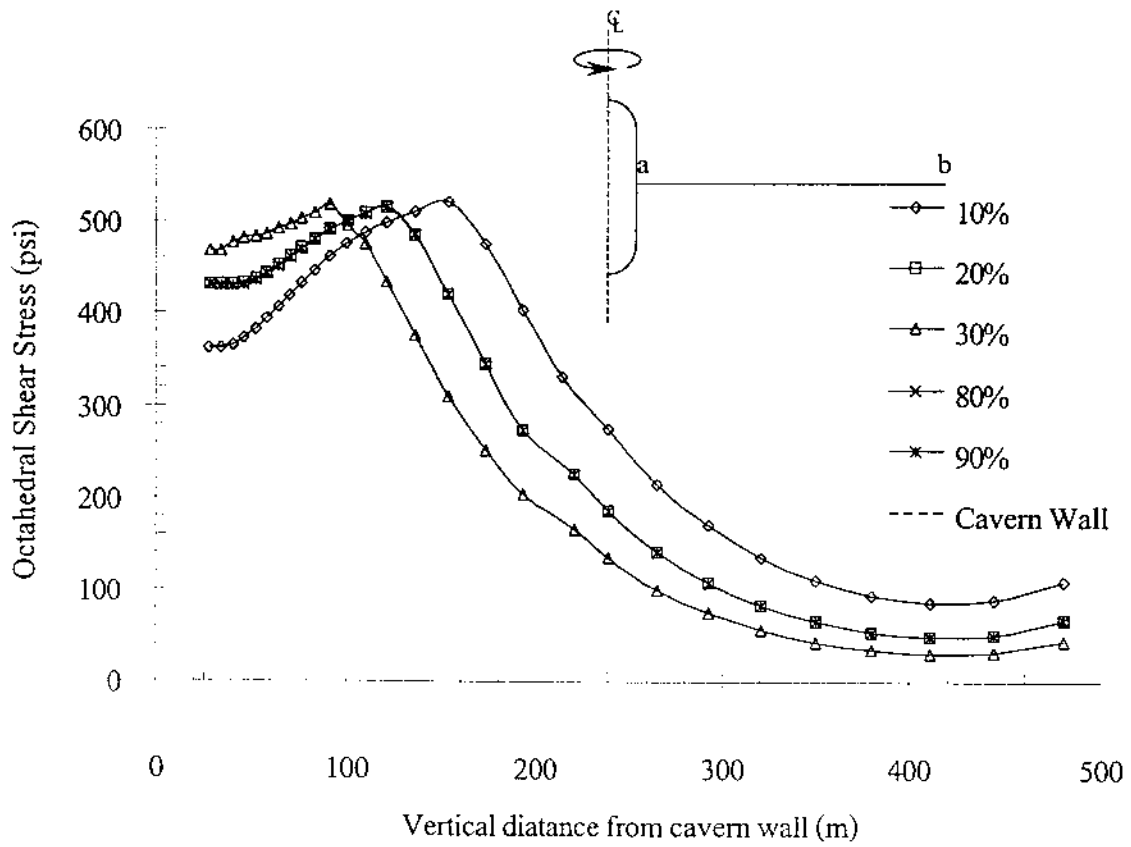
รูปที่ ๗-13 การกระจายของความเค้นเฉือนในแนวระดับจากผนังโพรงส่วนล่างสู่ชั้นเกลือหิน (Line a-b) ที่ระยะเวลาต่าง ๆ ความเค้นภายในโพรงเท่ากับ 20% ของความเค้นที่หลังคาโพรง ความเค้นในชั้นเกลือหินที่ระดับหลังคาโพรงสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



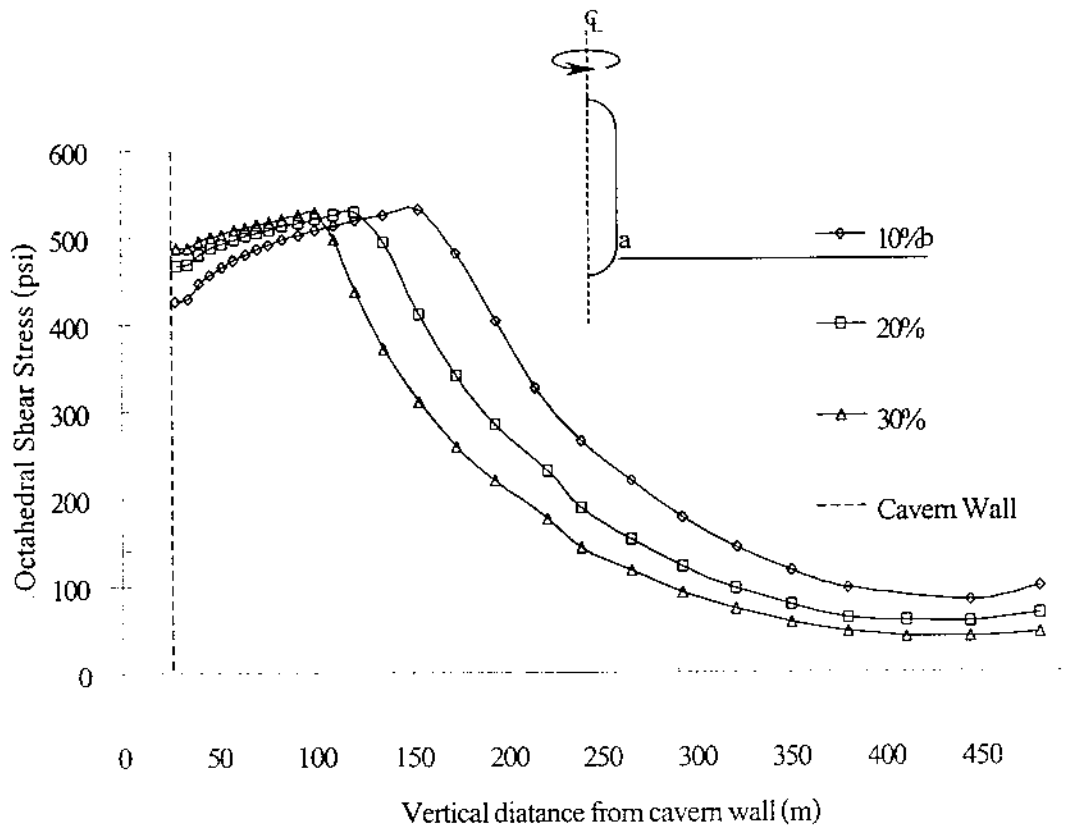
รูปที่ ข-14 การกระจายของความเค้นเฉือนในแนวระดับจากผนังโพรงส่วนล่างสู่ชั้นเกลือหิน (Line a-b) ที่ระยะเวลาต่าง ๆ ความเค้นภายในโพรงเท่ากับ 30% ของความเค้นที่หลังคาโพรง ความเค้นในชั้นเกลือหินที่ระดับหลังคาโพรงสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



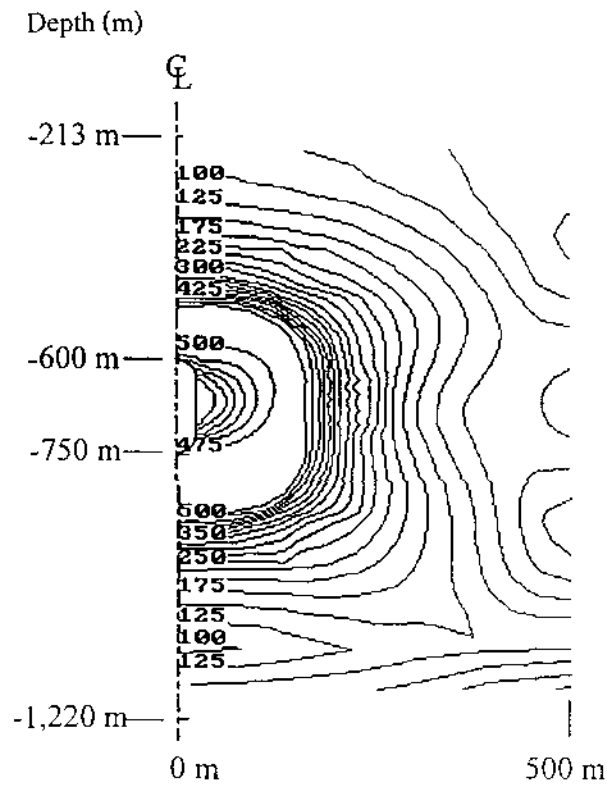
รูปที่ ข-15 การกระจายของความเค้นเฉือนในแนวระดับจากผนังโพรงส่วนบนสู่ชั้นเกลือหิน (Line a-b) ในปีที่ 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ความดันภายในโพรงเท่ากับ 10%, 20% และ 30% ของความเค้นที่หลังคาโพรง ความเค้นในชั้นเกลือหินระดับหลังคาโพรงสำหรับแบบจำลองนี้เท่ากับ 13.2 MPa (1,912-psi)



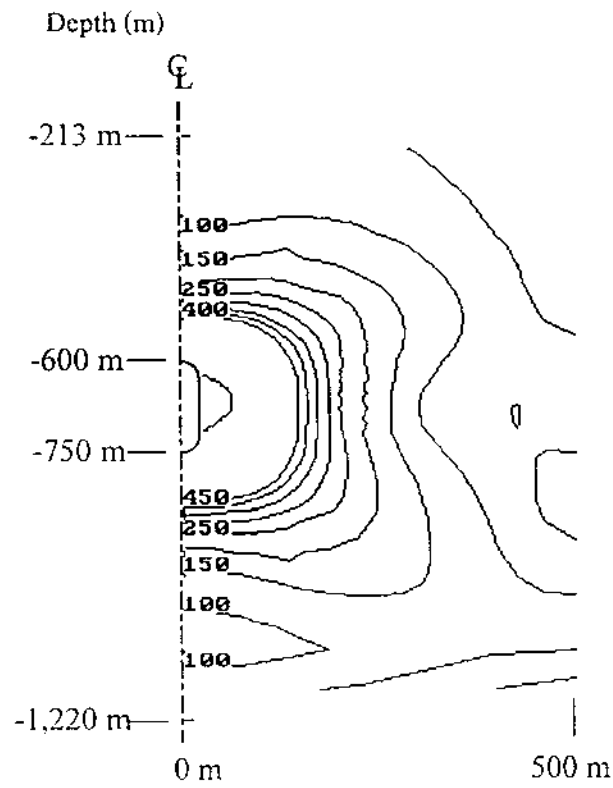
รูปที่ ข-16 การกระจายของความเค้นเฉือนในแนวระดับจากผนังกลาง โพรงสู่ชั้นเกลือหิน (Line a-b) ในปีที่ 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ความดันภายในโพรงเท่ากับ 10%, 20% และ 30% ของความเค้นที่หลังคาโพรง ความเค้นในชั้นเกลือหินระดับหลังคาโพรงสำหรับแบบจำลองนี้เท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



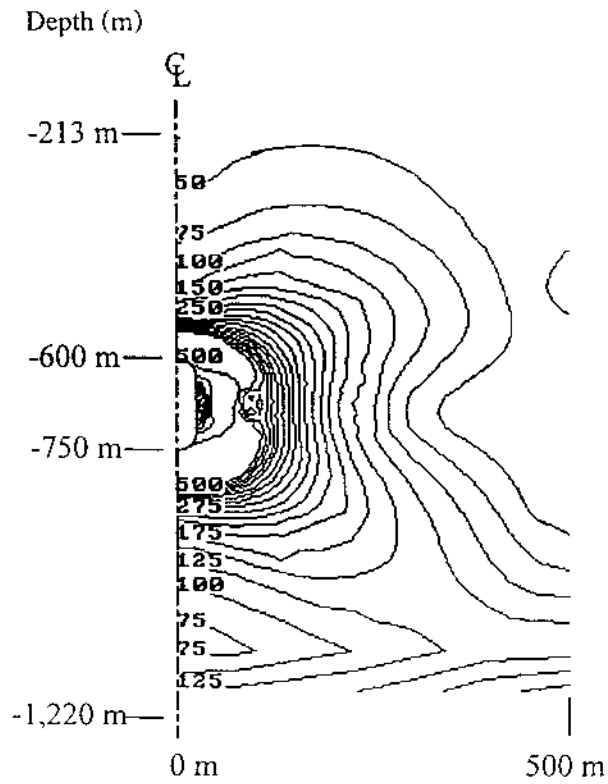
รูปที่ ข-17 การกระจายของความเค้นเฉือนในแนวระดับจากผนังโพรงส่วนล่างสู่ชั้นเกลือหิน (Line a-b) ในปีที่ 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ความดันภายในโพรงเท่ากับ 10%, 20% และ 30% ของความเค้นที่หลังคาโพรง ความเค้นในชั้นเกลือหินระดับหลังคาโพรงสำหรับแบบจำลองนี้เท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



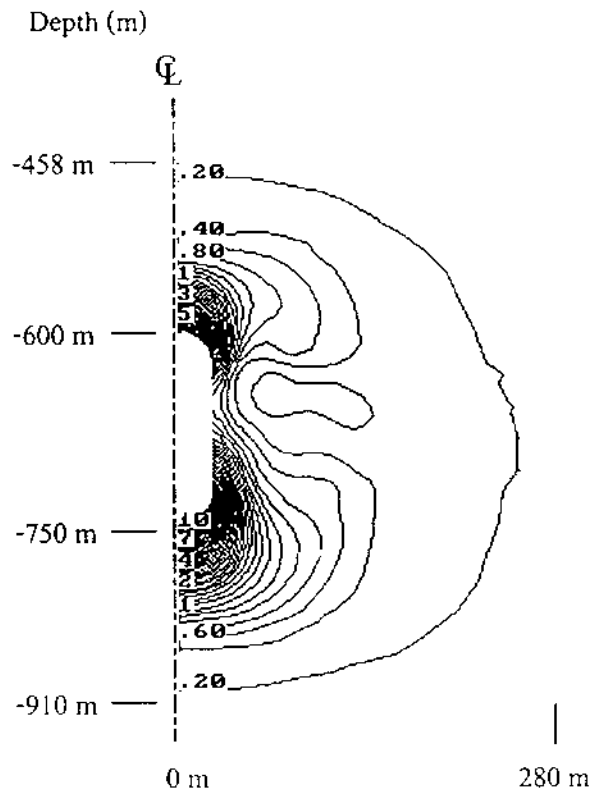
รูปที่ ข-18 Contour ของความเค้นเฉือนรอบโพรงเกลือที่ 20 ปีหลังจากสร้างโพรงของแบบจำลอง NB-CAES ความดันภายในโพรงสมมติให้คงที่เท่ากับ 10% ของความเค้นที่หลังคาโพรง (ค่าสูงสุดของความเค้นเฉือนเท่ากับ 525 psi)



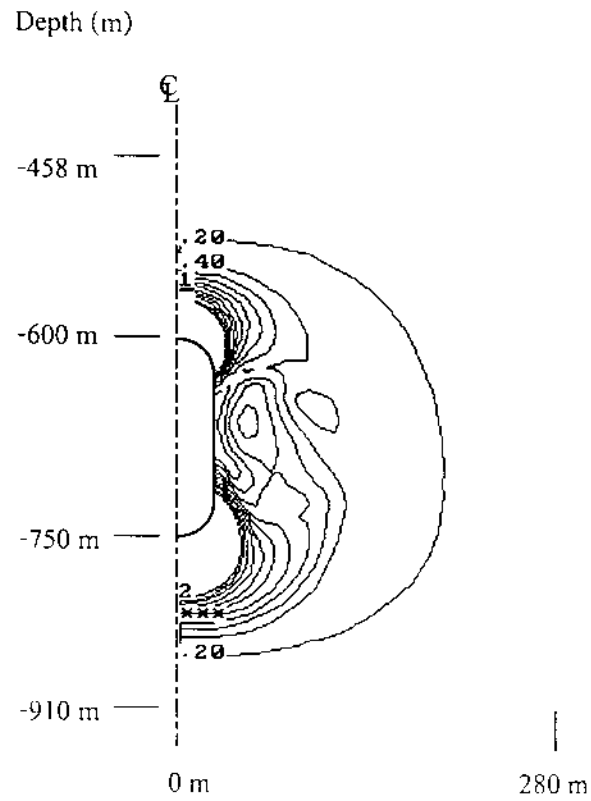
รูปที่ ข-19 Contour ของความเค้นเฉือนรอบโพรงเกลือที่ 20 ปีหลังจากสร้างโพรงของแบบจำลอง NB-CAES ความดันภายในโพรงสมมุติให้คงที่เท่ากับ 20% ของความเค้นที่หลังคาโพรง (ค่าสูงสุดของความเค้นเฉือนเท่ากับ 500 psi)



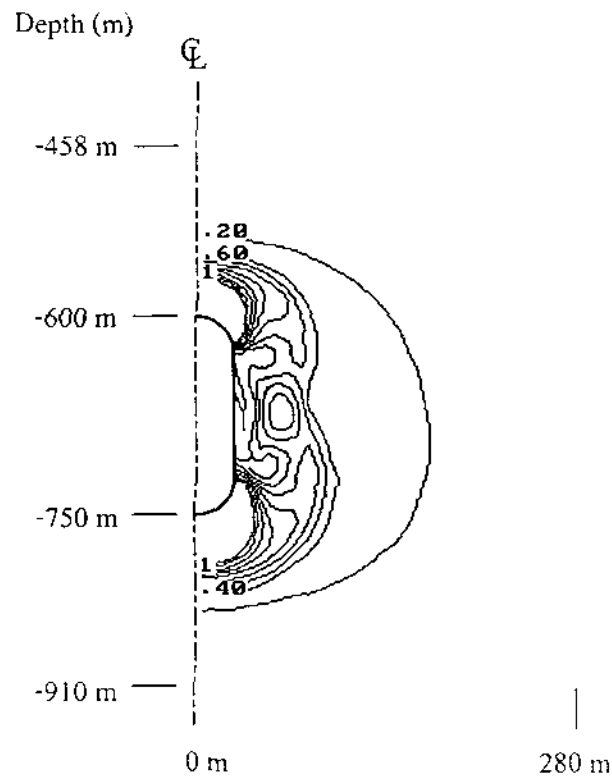
รูปที่ ข-20 Contour ของความเค้นเฉือนรอบโพรงเกลือที่ 20 ปีหลังจากสร้างโพรงของแบบจำลอง NB-CAES ความดันภายในโพรงสมมติให้คงที่เท่ากับ 30% ของความเค้นที่หลังคาโพรง (ค่าสูงสุดของความเค้นเฉือนเท่ากับ 525 psi)



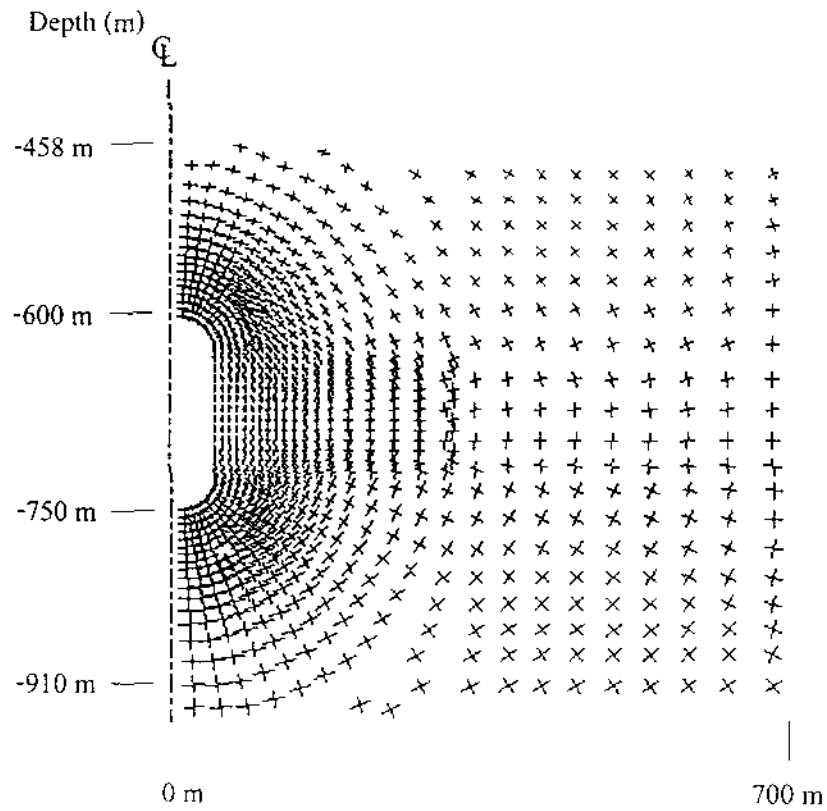
รูปที่ ข-21 Contour ของความเครียดเฉือนรอบโพรงเกลือที่ 20 ปีหลังจากสร้างโพรงของแบบจำลอง NB-CAESI ความดันภายในโพรงสมมติให้คงที่เท่ากับ 10% ของความเค้นที่หัดังคาโพรง (ค่าสูงสุดของความเครียดเฉือนเท่ากับ 10.4%)



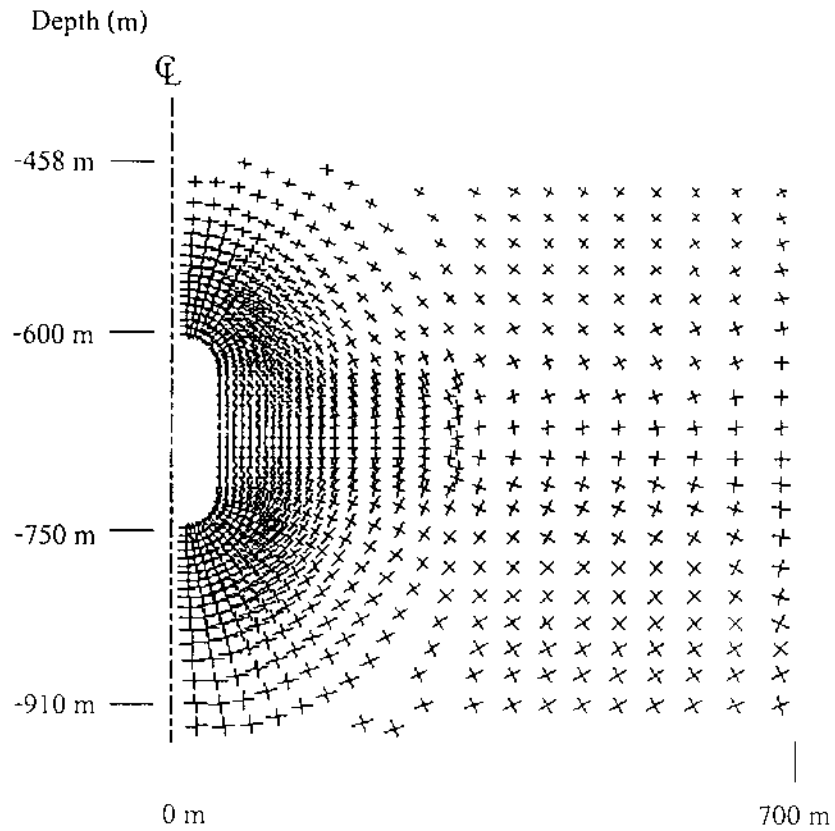
รูปที่ ข-22 Contour ของความเครียดเฉือนรอบโพรงเกลือที่ 20 ปีหลังจากสร้างโพรงของแบบจำลอง NB-CAES! ความดันภายในโพรงสมมุติให้คงที่เท่ากับ 20% ของความเค้นที่หลังคาโพรง (ค่าสูงสุดของความเครียดเฉือนเท่ากับ 9.6%)



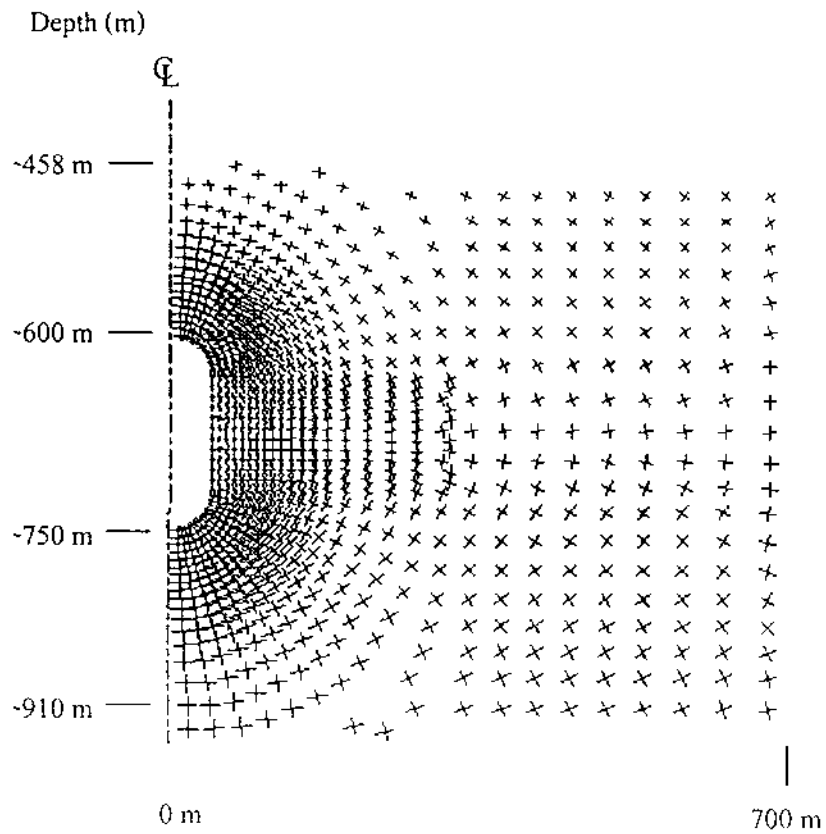
รูปที่ ข-23 Contour ของความเคียดเฉือนรอบโพรงเกลือที่ 20 ปีหลังจากสร้างโพรงของแบบจำลอง NB-CAESI ความดันภายในโพรงสมมุติให้คงที่เท่ากับ 30% ของความเค้นที่หลังคาโพรง (ค่าสูงสุดของความเคียดเฉือนเท่ากับ 7.6%)



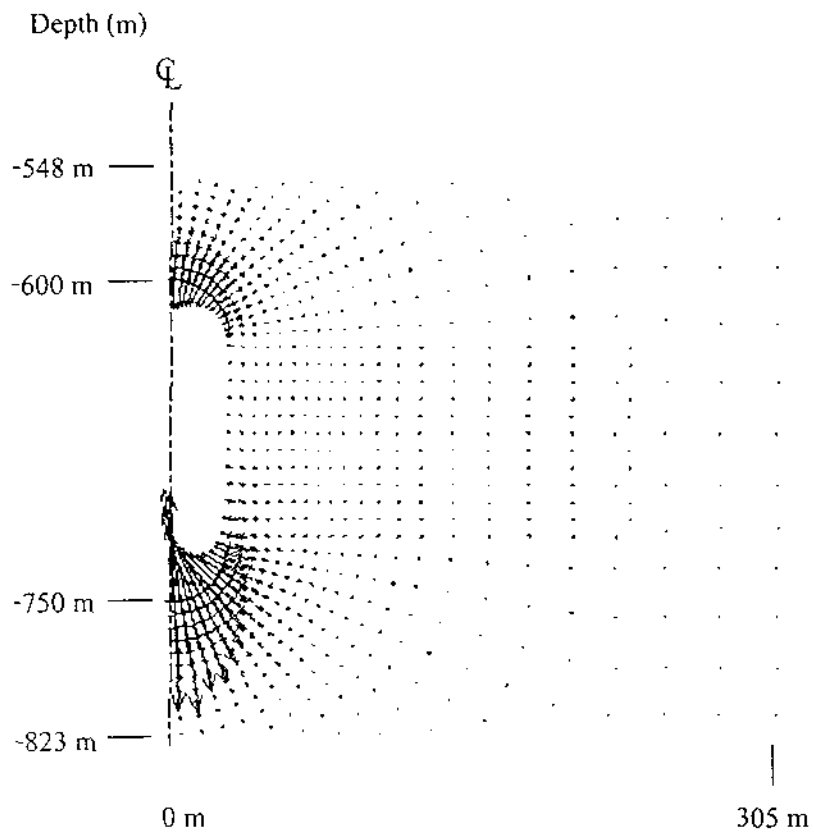
รูปที่ ข-24 ขนาดและทิศทางของความเค้นหลักที่เกิดขึ้นรอบโพรงที่ 20 ปีหลังจากสร้างโพรงของแบบจำลอง NB-CAES ความดันภายในโพรงสมมุติให้คงที่เท่ากับ 10% ของความเค้นที่หลังคาโพรง (ค่าความเค้นสูงสุดเท่ากับ 4,108 psi) (Vector Scale 20,000 psi/inch)



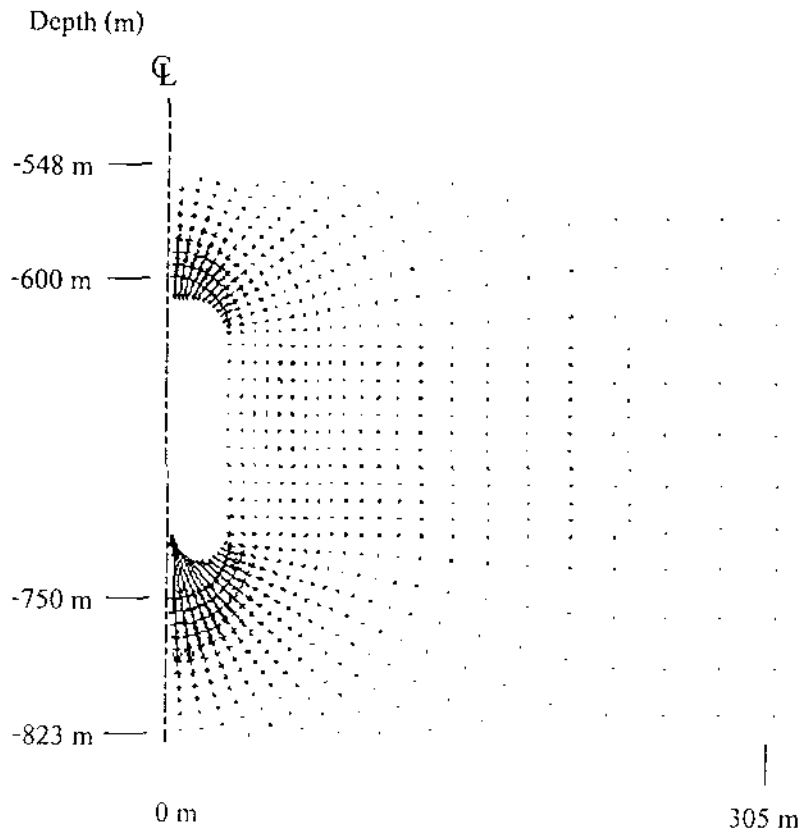
รูปที่ ข-25 ขนาดและทิศทางของความเค้นหลักที่เกิดขึ้นรอบโพรงที่ 20 ปีหลังจากสร้างโพรงของแบบจำลอง NB-CAES ความดันภายในโพรงสมมุติให้คงที่เท่ากับ 20% ของความเค้นที่หลังคาโพรง (ค่าความเค้นสูงสุดเท่ากับ 4,107 psi) (Vector Scale 20,000 psi/inch)



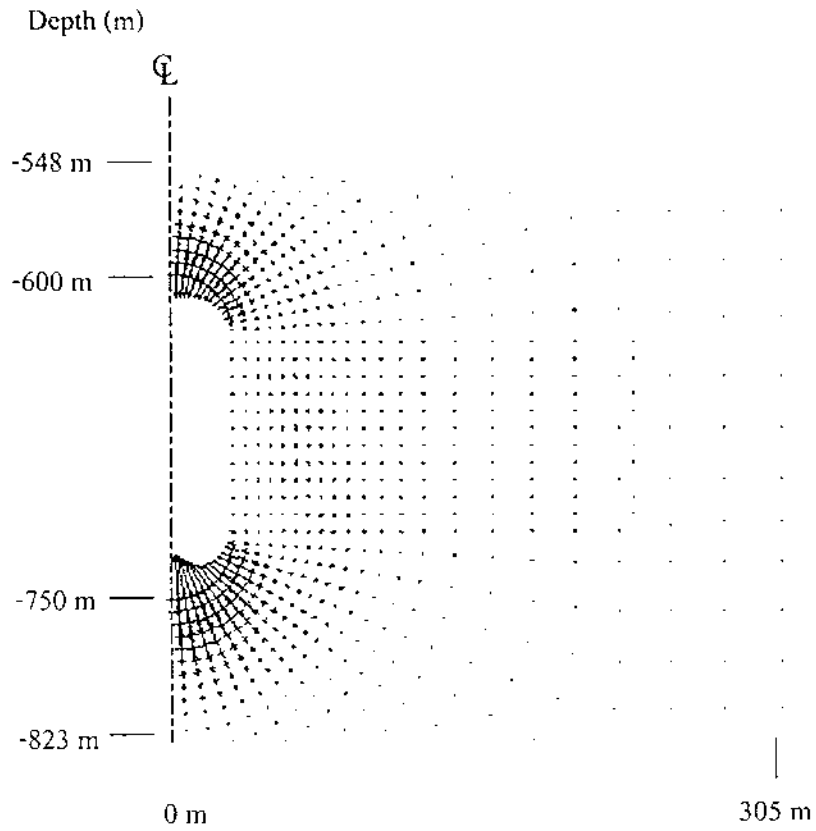
รูปที่ ข-26 ขนาดและทิศทางของความเค้นหลักที่เกิดขึ้นรอบโพรงที่ 20 ปีหลังจากสร้างโพรงของแบบจำลอง NB-CAES ความดันภายในโพรงสมมติให้คงที่เท่ากับ 30% ของความเค้นที่หลังคาโพรง (ค่าความเค้นสูงสุดเท่ากับ 4,100 psi) (Vector Scale 20,000 psi/inch)



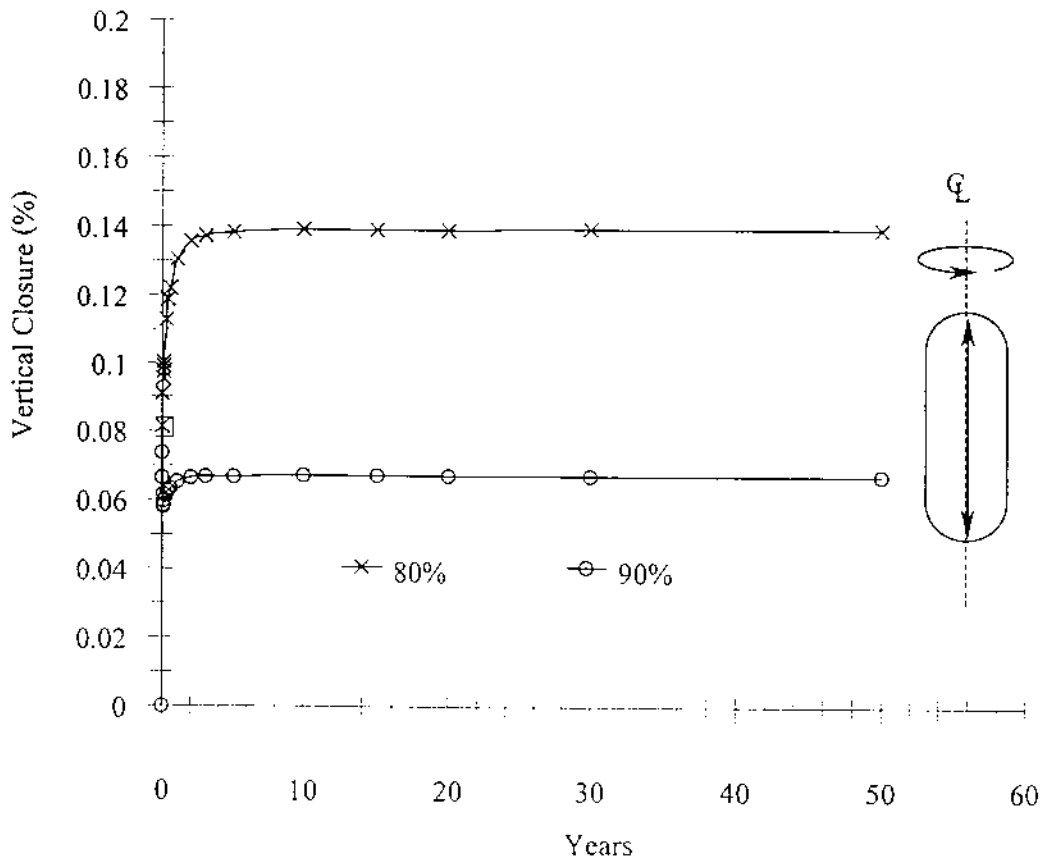
รูปที่ ข-27 ขนาดและทิศทางของความเครียดหลักที่เกิดขึ้นรอบโพรงที่ 20 ปีหลังจากสร้างโพรงของแบบจำลอง NB-CAES ความดันภายในโพรงสมมุติให้คงที่เท่ากับ 10% ของความเค้นที่หลังคาโพรง (ค่าความเครียดสูงสุดเท่ากับ 93%) (Vector Scale 50% /inch)



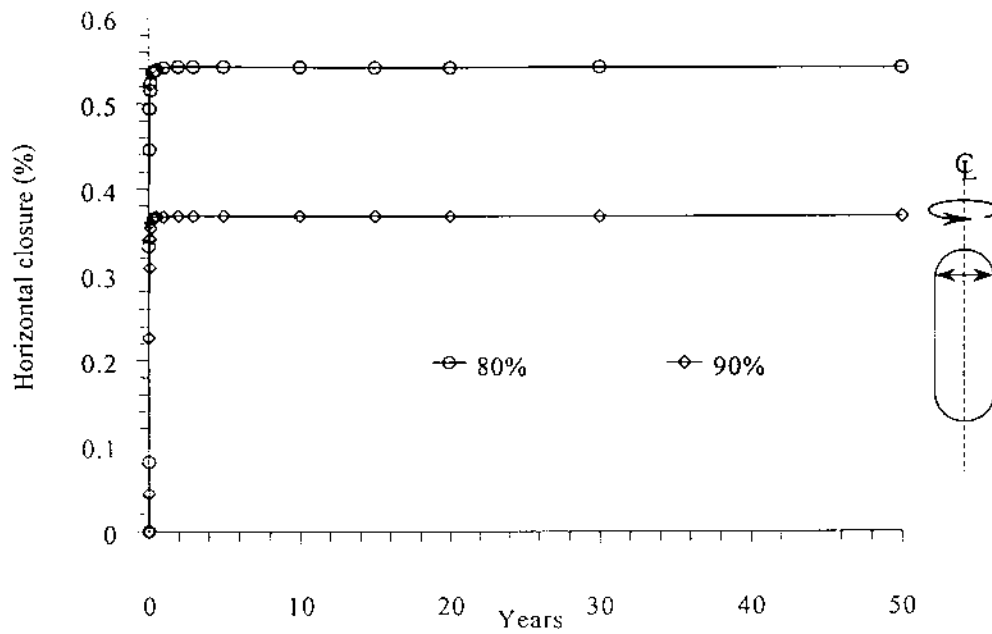
รูปที่ ข-28 ขนาดและทิศทางของความเครียดหลักที่เกิดขึ้นรอบโพรงที่ 20 ปีหลังจากสร้างโพรงของแบบจำลอง NB-CAES ความดันภายในโพรงสมมติให้คงที่เท่ากับ 20% ของความเค้นที่ล้าคาโพรง (ค่าความเครียดสูงสุดเท่ากับ 53%) (Vector Scale 50% /inch)



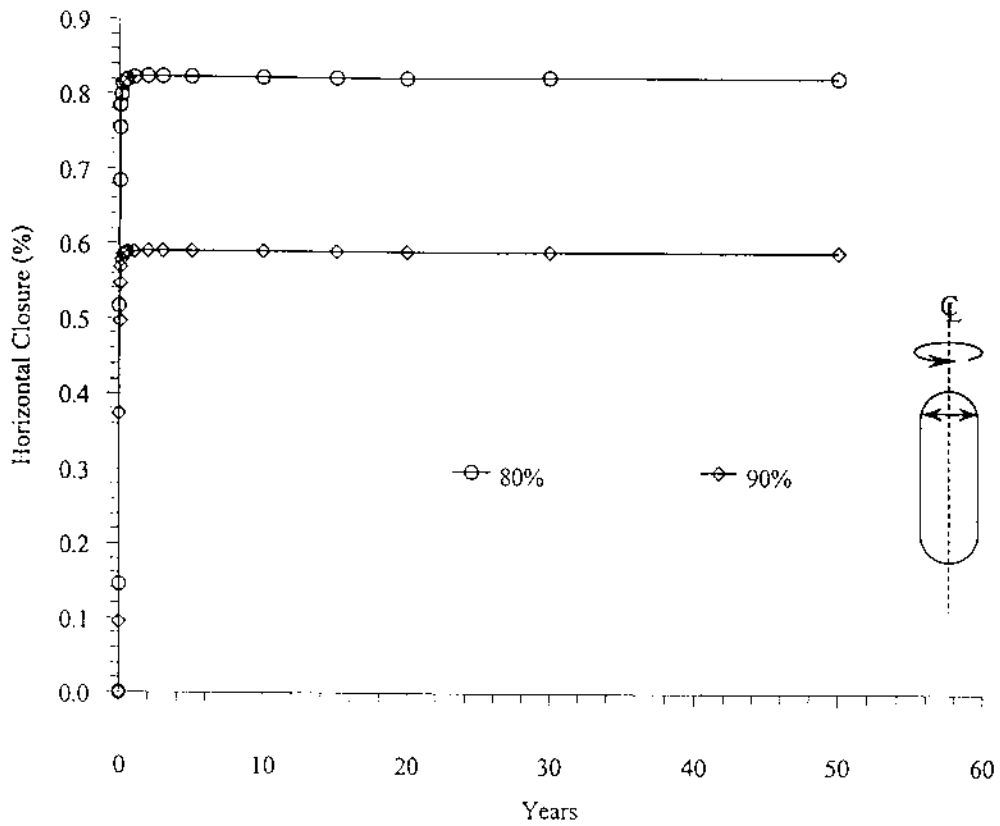
รูปที่ ข-29 ขนาดและทิศทางของความเครียดหลักที่เกิดขึ้นรอบโพรงที่ 20 ปีหลังจากสร้างโพรงของแบบจำลอง NB-CAES ความดันภายในโพรงสมมุติให้คงที่เท่ากับ 30% ของความเค้นที่หลังคาโพรง (ค่าความเครียดสูงสุดเท่ากับ 18%) (Vector Scale 25% /inch)



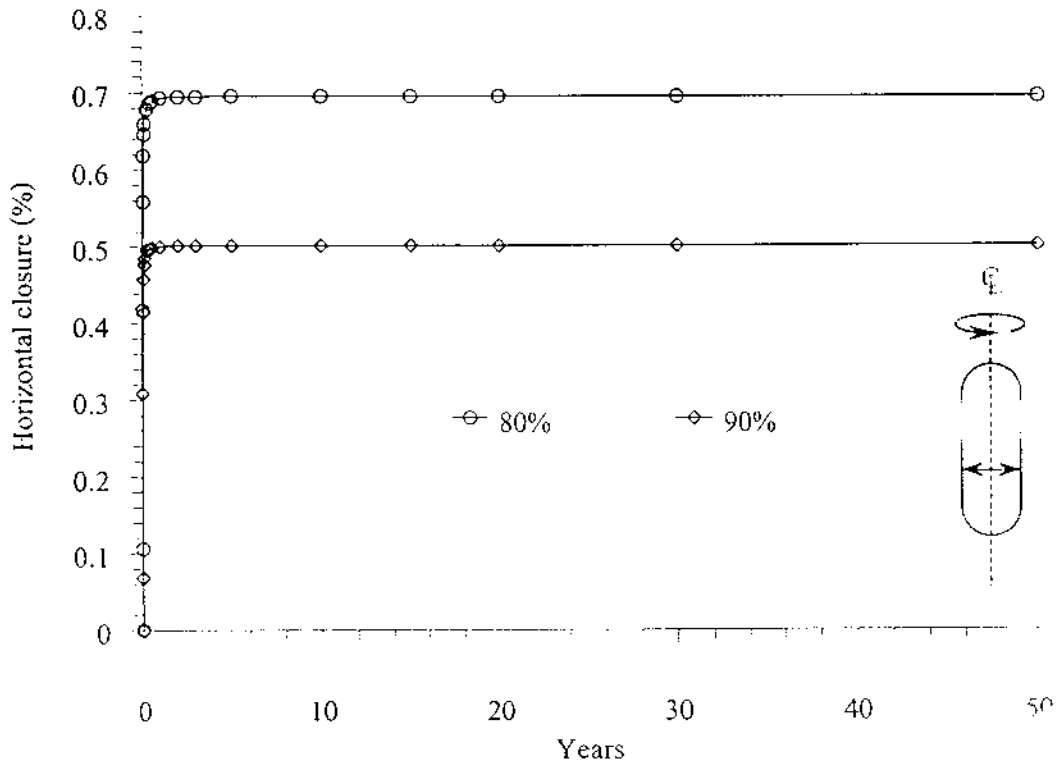
รูปที่ ข-30 เปรียบเทียบการหดตัวของโพรงในแนวแกนที่ระดับความดันภายในโพรงเท่ากับ 80% และ 90% ของความเค้นที่หลังคาโพรง ความเค้นในชั้นเกลือหินที่หลังคาโพรงสำหรับแบบจำลองนี้เท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



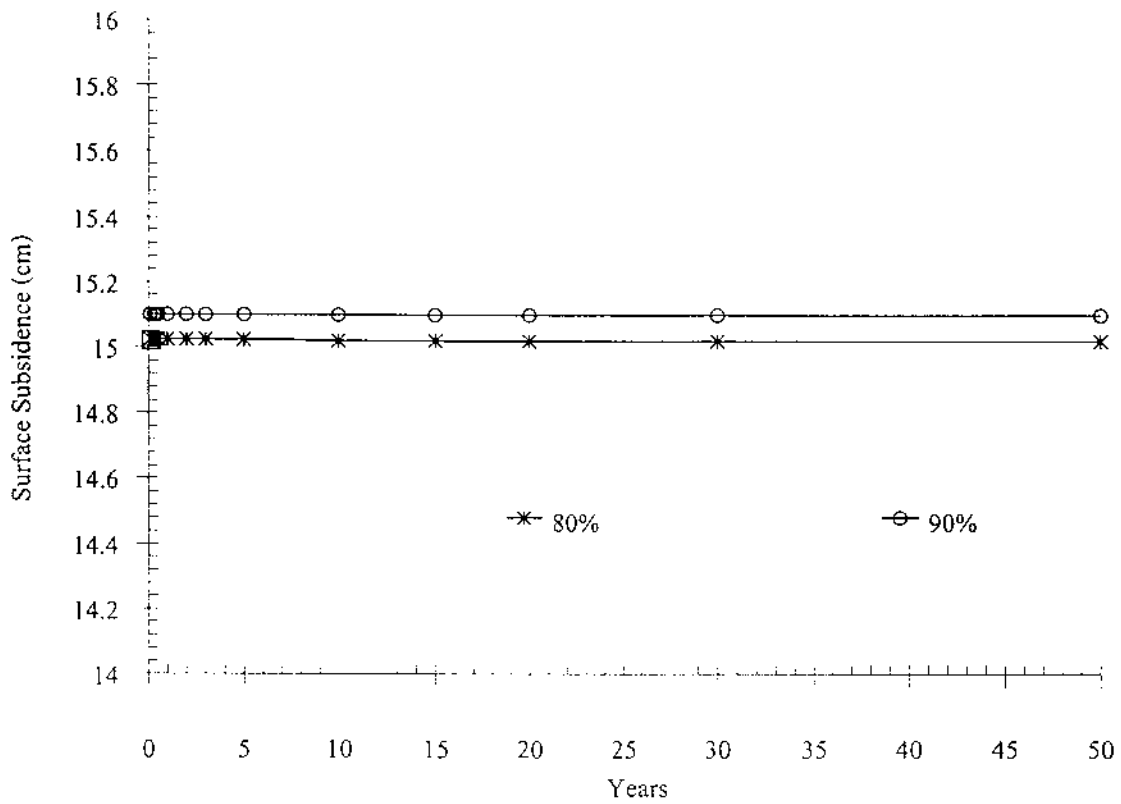
รูปที่ ข-31 การเปรียบเทียบการหดตัวในแนวระดับด้านบนของโพรงที่ค่าความดันภายในเท่ากับ 80% และ 90% ของความเค้นที่หลังคาโพรง ความเค้นในชั้นเกลือหินระดับหลังคาโพรงสำหรับแบบจำลองนี้เท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



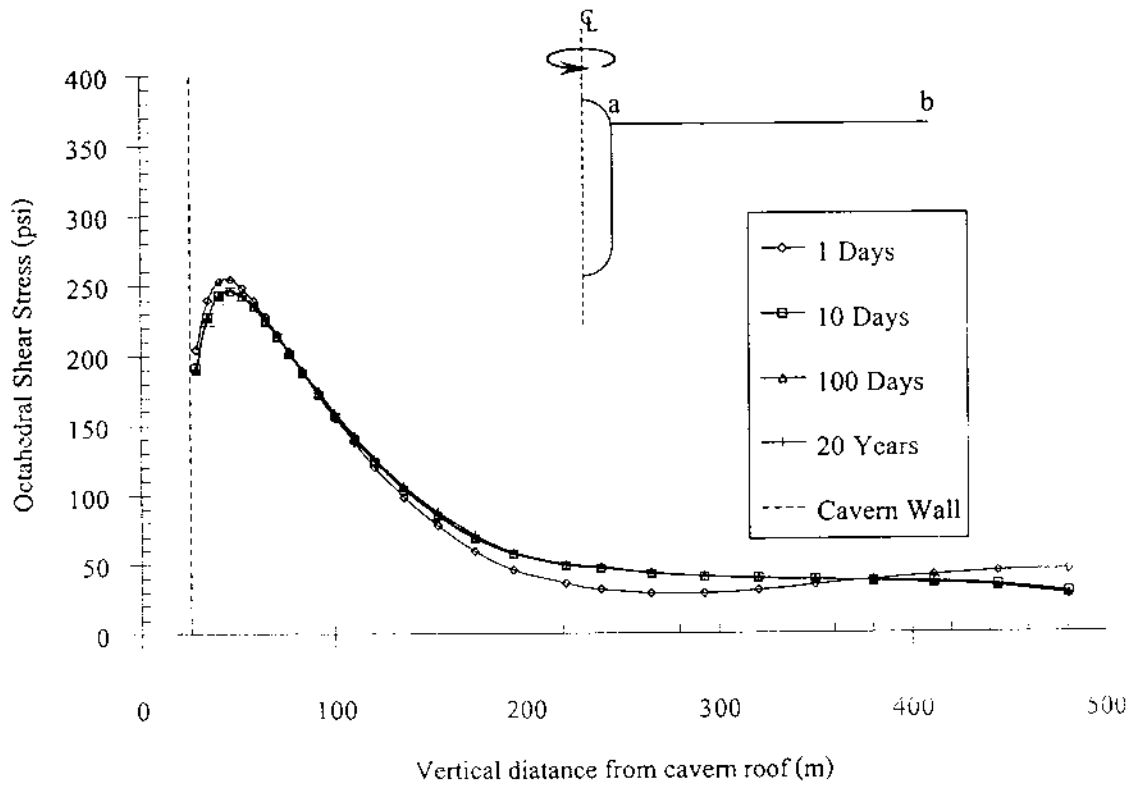
รูปที่ ข-32 การเปรียบเทียบการหดตัวในแนวระดับกลางโพรงที่ค่าความดันภายในเท่ากับ 80% และ 90% ของความดันที่เหลือคาโพรง ความดันในชั้นเกลือหินระดับหลังคาโพรงสำหรับแบบจำลองนี้เท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



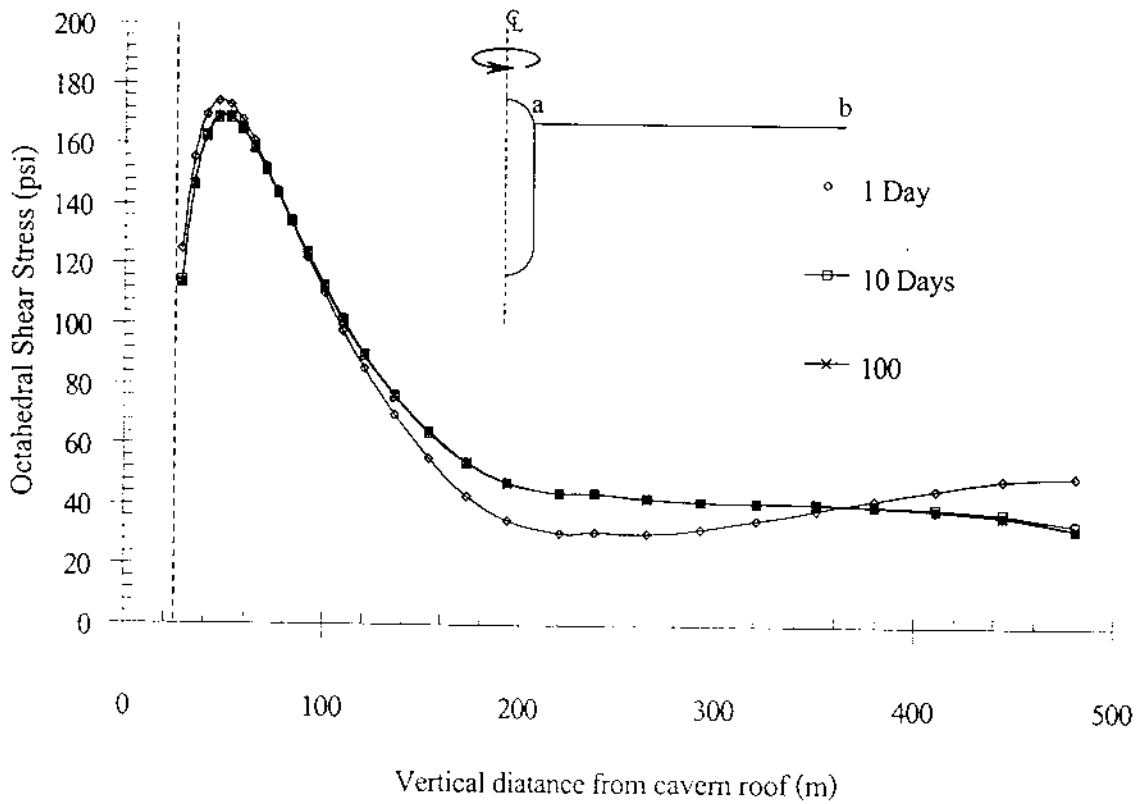
รูปที่ ๗-33 การเปรียบเทียบการหดตัวในแนวระดับด้านล่างของโพรงที่ค่าความดันภายในเท่ากับ 80% และ 90% ของความดันที่หลังคาโพรง ความดันในชั้นเกลือหินระดับหลังคาโพรงสำหรับแบบจำลองนี้เท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



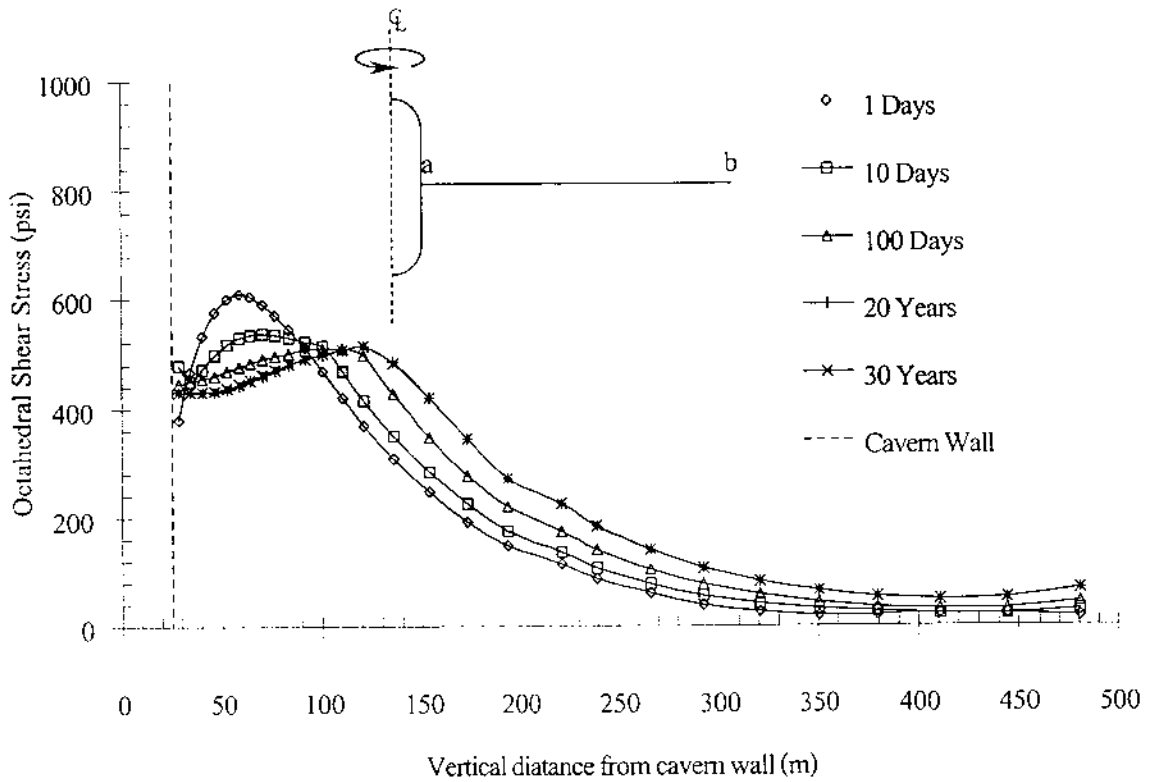
รูปที่ ก-34 เปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนียวโพรงในช่วง 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ที่ระดับความดันภายในโพรงเท่ากับ 80% และ 90% ของความเค้นที่หลังคาโพรง ความเค้นในชั้นเกลือหินที่หลังคาโพรงสำหรับแบบจำลองนี้เท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



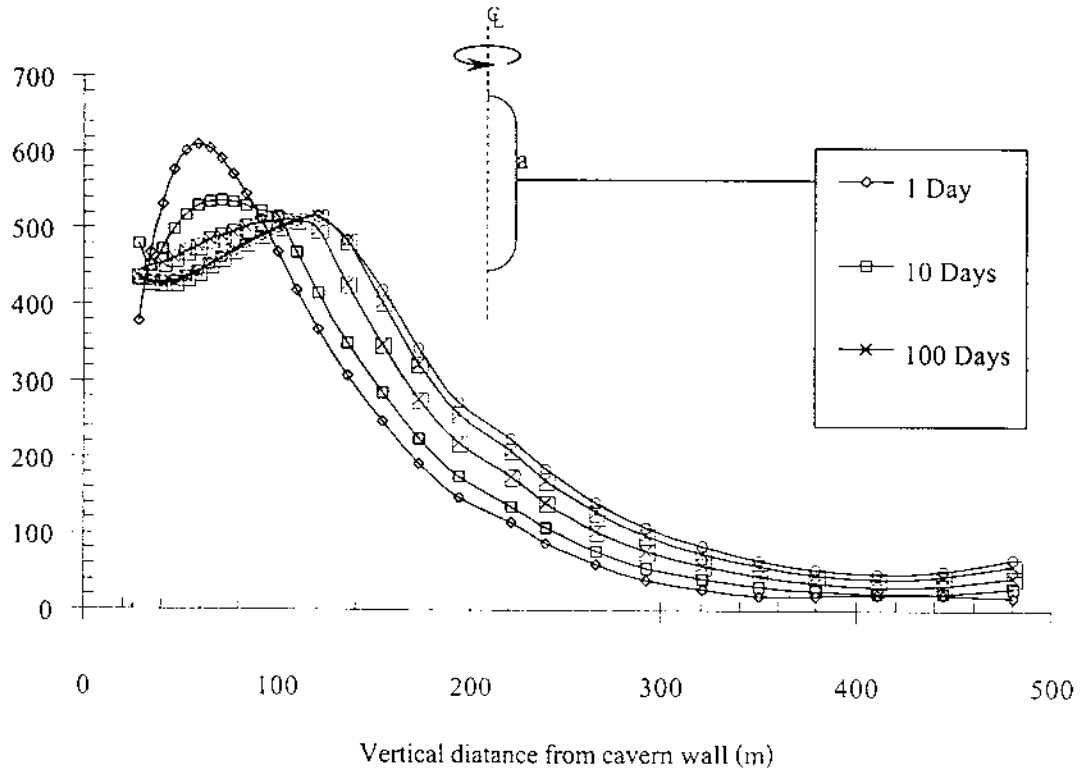
รูปที่ ข-35 การกระจายของความเค้นเฉือนในแนวระดับจากผนังโพรงด้านบนสู่ชั้นเกลือหิน (Line a-b) ที่ระยะเวลาต่าง ๆ ที่ความดันภายใน โพรงเท่ากับ 80% ของความเค้นที่หลังคาโพรง ความเค้นในชั้นเกลือหินที่หลังคาโพรงเท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



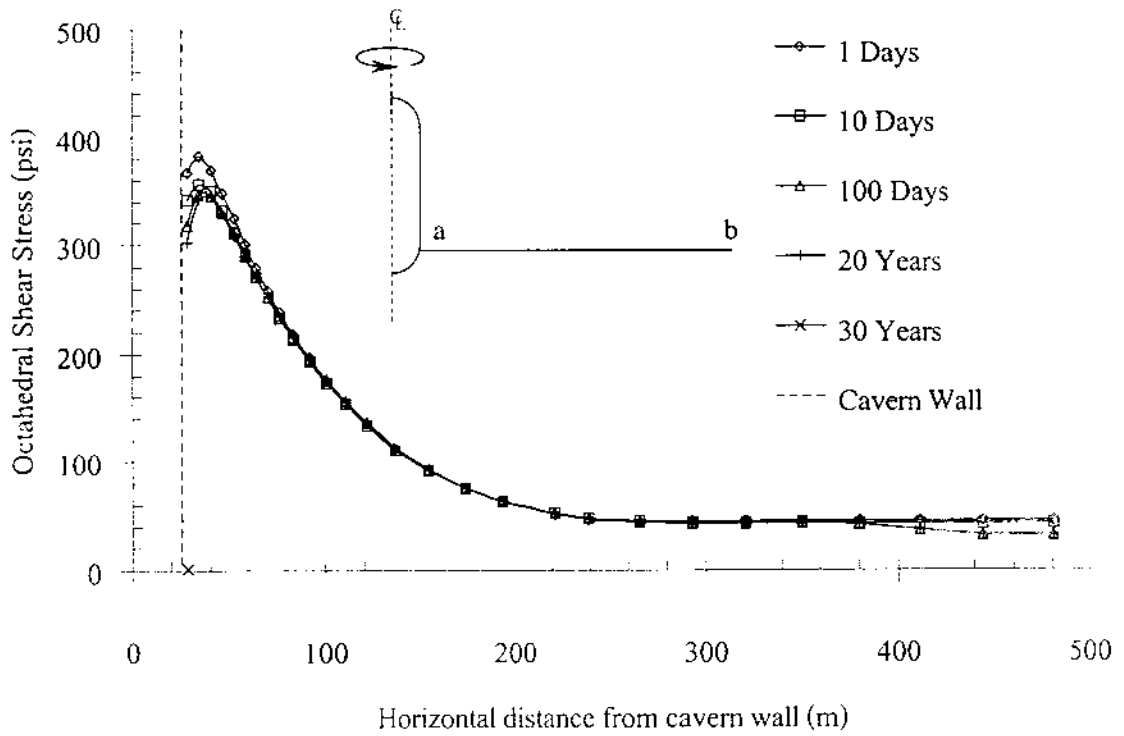
รูปที่ ข-36 การกระจายของความเค้นเฉือนในแนวระดับจากผนัง โพรงด้านบนสู่ชั้นเกลือหิน (Line a-b) ที่ระยะเวลาต่าง ๆ ที่ความดันภายในโพรงเท่ากับ 90% ของความเค้นที่หลังคาโพรง ความเค้นในชั้นเกลือหินระดับหลังคาโพรงสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



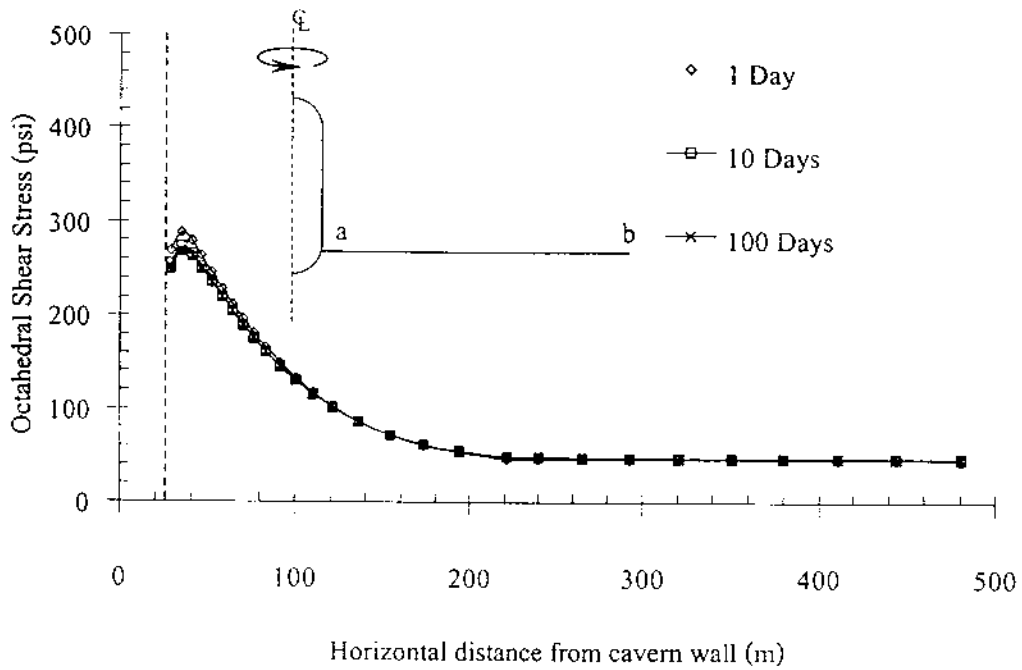
รูปที่ ข-37 การกระจายของความเค้นเฉือนในแนวระดับจากผนังกลางโพรงสู่ชั้นเกลือหิน (Line a-b) ที่ระยะเวลาต่าง ๆ ความเค้นภายในโพรงเท่ากับ 80% ของความเค้นที่หลังคาโพรง ความเค้นในชั้นเกลือหินระดับหลังคาโพรงสำหรับแบบจำลองนี้เท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



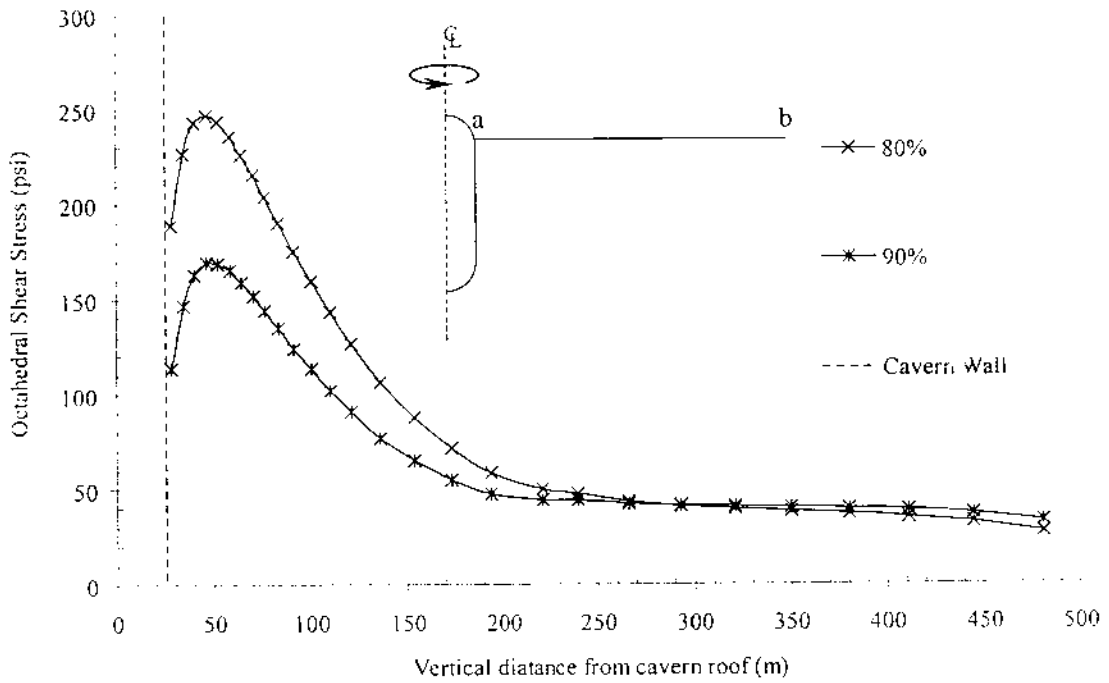
รูปที่ ข-38 การกระจายของความเค้นเฉือนในแนวระดับจากผนังกลางโพรงสู่ชั้นเกลือหิน (Line a-b) ที่ระยะเวลาต่าง ๆ ความเค้นภายในโพรงเท่ากับ 90% ของความเค้นที่หลังคาโพรง ความเค้นในชั้นเกลือหินระดับหลังคาโพรงสำหรับแบบจำลองนี้เท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



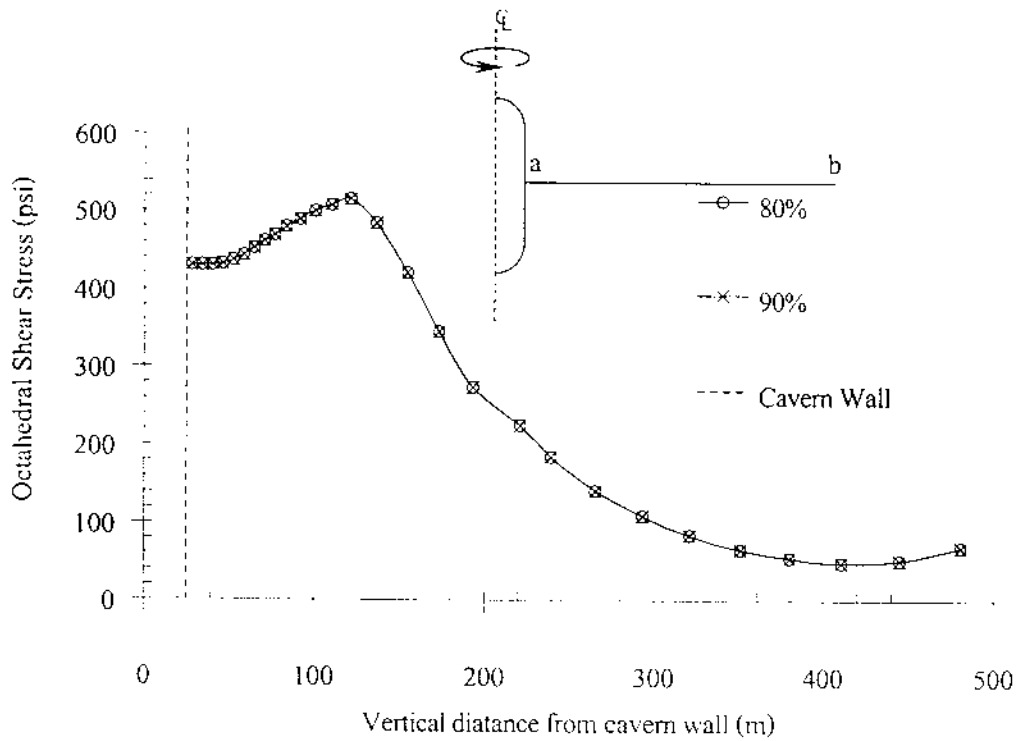
รูปที่ ข-39 การกระจายของความเค้นเฉือนในแนวระดับจากผนังโพรงส่วนล่างสู่ชั้นเกลือหิน (Line a-b) ที่ระยะเวลาต่าง ๆ ความดันภายในโพรงเท่ากับ 80% ของความเค้นที่หลังคาโพรง ความเค้นในชั้นเกลือหินที่ระดับหลังคาโพรงสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



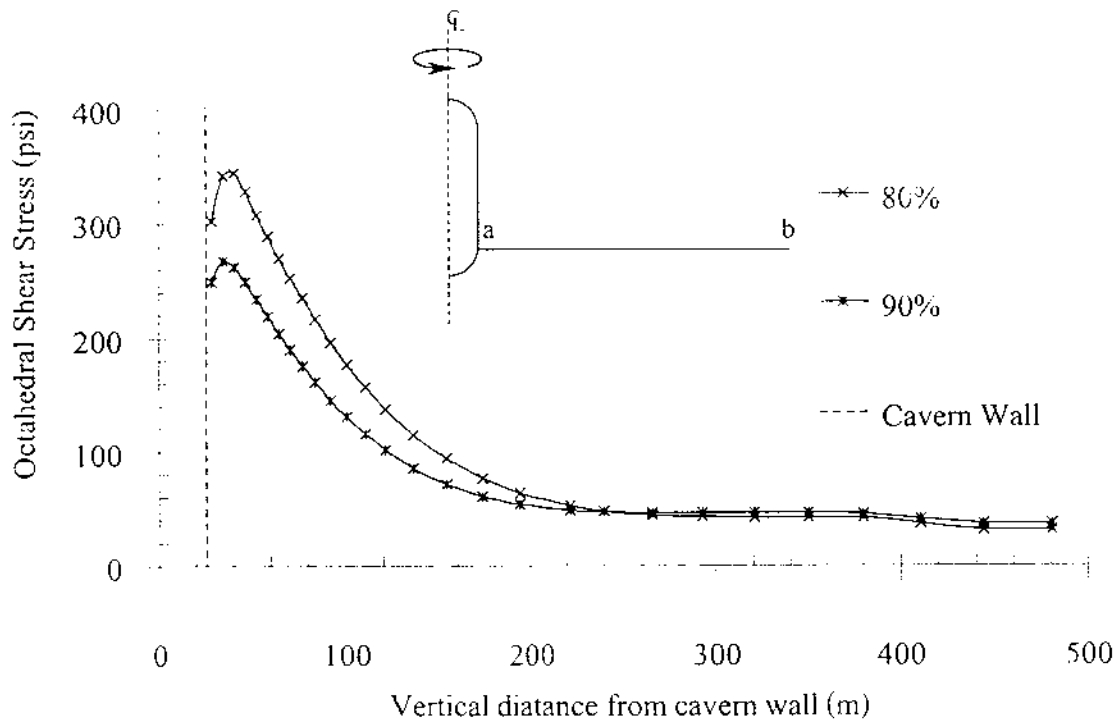
รูปที่ ข-40 การกระจายของความเค้นเฉือนในแนวระดับจากผนังโพรงส่วนล่างสู่ชั้นเกลือหิน (Line a-b) ที่ระยะเวลาต่าง ๆ ความดันภายในโพรงเท่ากับ 90% ของความเค้นที่หลังคาโพรง ความเค้นในชั้นเกลือหินที่ระดับหลังคาโพรงสำหรับแบบจำลองนี้ เท่ากับ 13.2 MPa (1,312 psi)



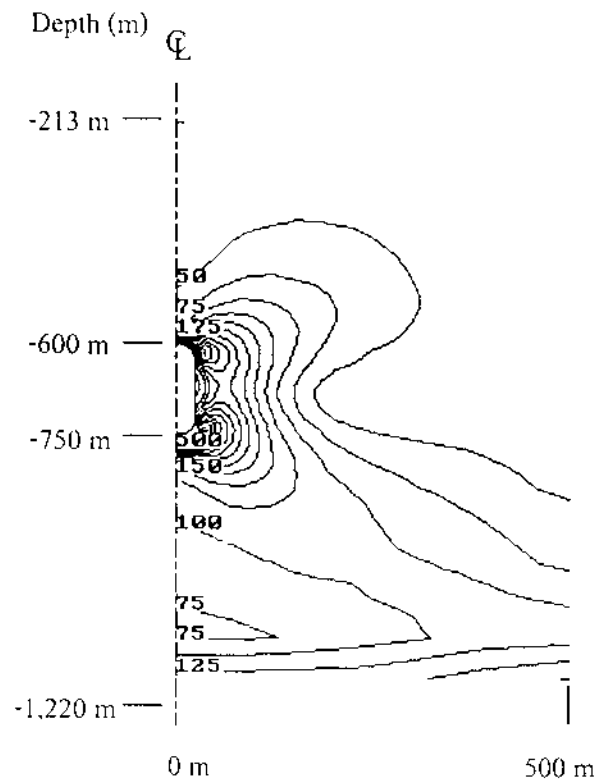
รูปที่ ข-41 การกระจายความเค้นเฉือนในแนวระนาบจากผนังโพรงด้านบนสู่ชั้นเกลือหิน (Line a-b) ที่ 20 ปี หลังจากสร้างโพรงที่ระดับความดันภายในโพรงเท่ากับ 80% และ 90% ของความเค้นระดับหลังคาโพรง ความเค้นในชั้นเกลือหินที่หลังคาโพรงเท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



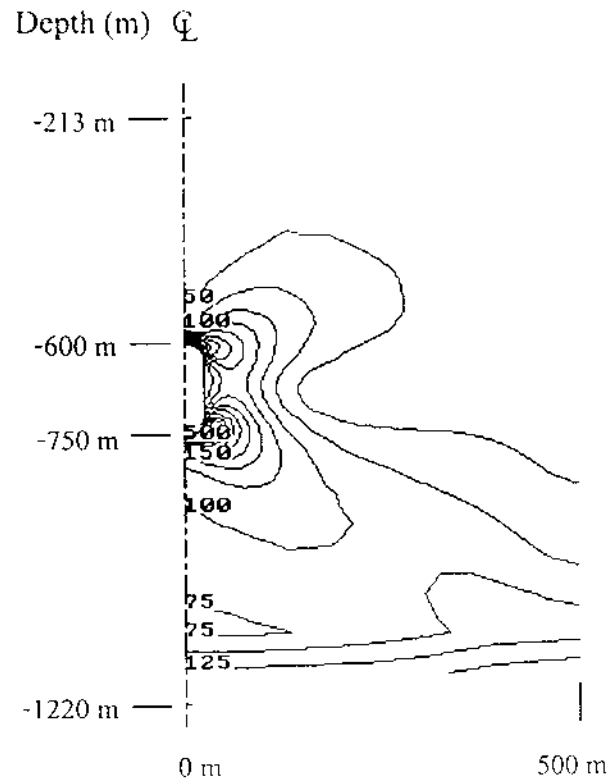
รูปที่ ข-42 การกระจายความเค้นเฉือนในแนวระนาบจากผนังระดับกลางโพรงสู่ชั้นเกลือหิน (Line a-b) ในปีที่ 20 ปี หลังจากสร้างโพรงที่ระดับความดันภายในโพรงเท่ากับ 80% และ 90% ของความเค้นระดับหลังคาโพรง ขนาดของความเค้นที่หลังคาโพรงคงที่เท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



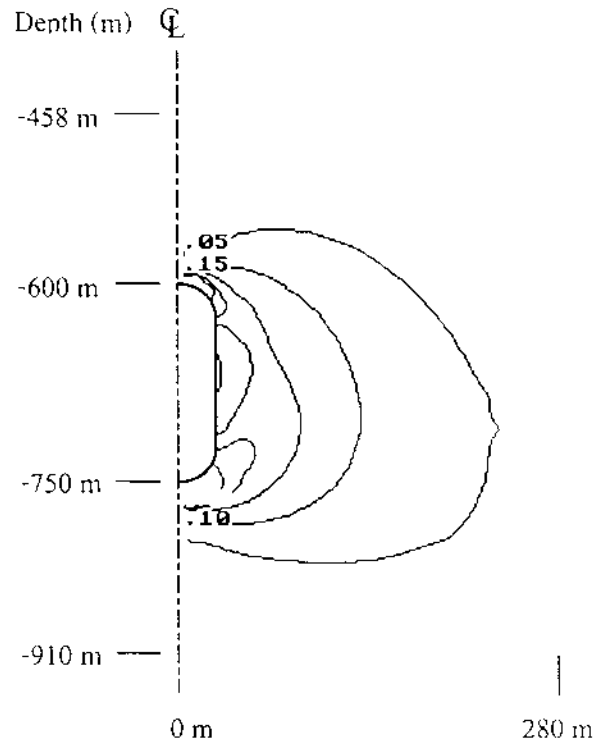
รูปที่ ข-43 การกระจายความเค้นเฉือนในแนวระนาบจากผนังโพรงส่วนล่างสู่ชั้นเกลือหิน (Line a-b) ในปีที่ 20 ปี หลังจากสร้างโพรงที่ระดับความดันภายในโพรงเท่ากับ 80% และ 90% ของความเค้นระดับหลังคาโพรง ขนาดของความเค้นที่หลังคาโพรงคงที่เท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi)



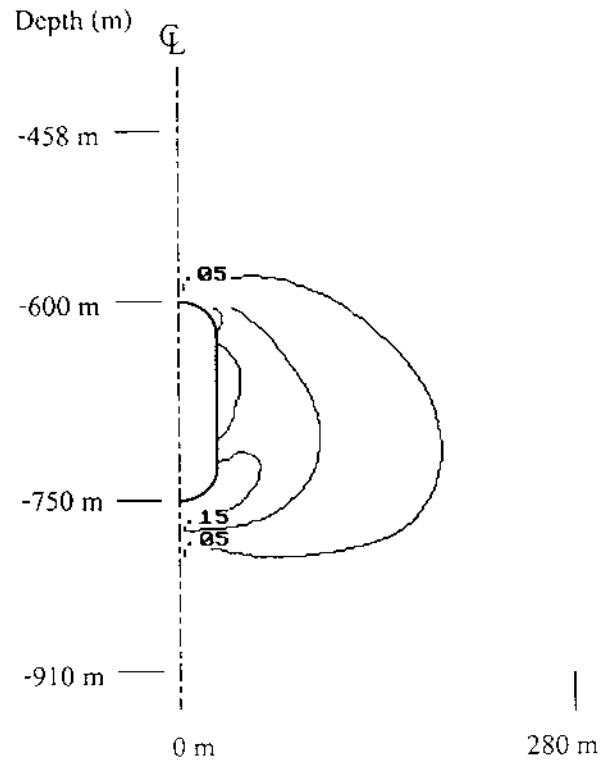
รูปที่ ข-44 Contour ของความเค้นเฉือนรอบโพรงเกลือที่ 20 ปีหลังจากสร้างโพรงของแบบจำลอง NB-CAES ความดันภายในโพรงสมมติให้คงที่เท่ากับ 80% ของความเค้นที่หลังคาโพรง (ค่าสูงสุดของความเค้นเฉือนเท่ากับ 525 psi)



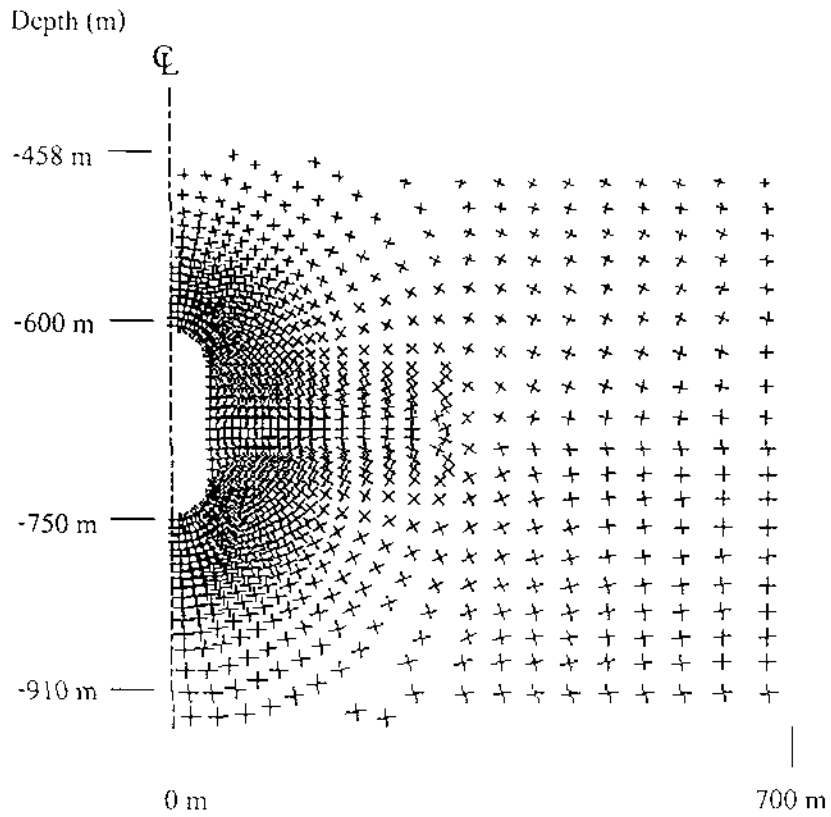
รูปที่ ข-45 Contour ของความเค้นเฉือนรอบโพรงเกลือที่ 20 ปีหลังจากสร้างโพรงของแบบจำลอง NB-CAES ความเค้นภายในโพรงสมมุติให้คงที่เท่ากับ ความเค้นที่หลังคาโพรง (ค่าสูงสุดของความเค้นเฉือนเท่ากับ 525 psi)



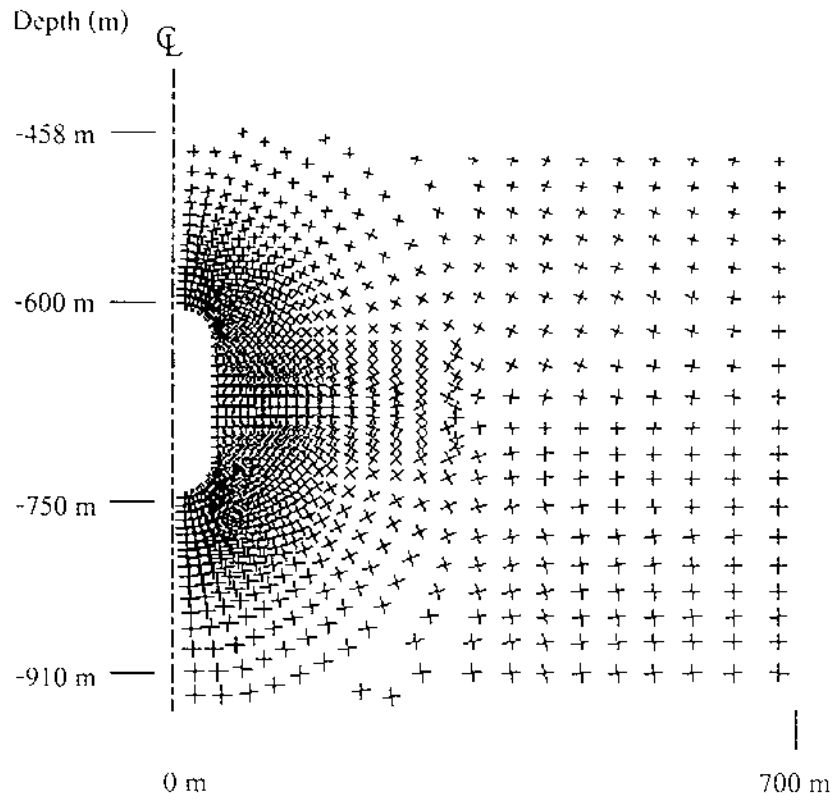
รูปที่ ข-46 Contour ของความเครียดเฉือนรอบโพรงเกลือที่ 20 ปีหลังจากสร้างโพรงของแบบจำลอง NB-CAESI ความดันภายในโพรงสมมติให้คงที่เท่ากับ 80% ของความเค้นที่หลังคาโพรง (ค่าสูงสุดของความเครียดเฉือนเท่ากับ 1.1%)



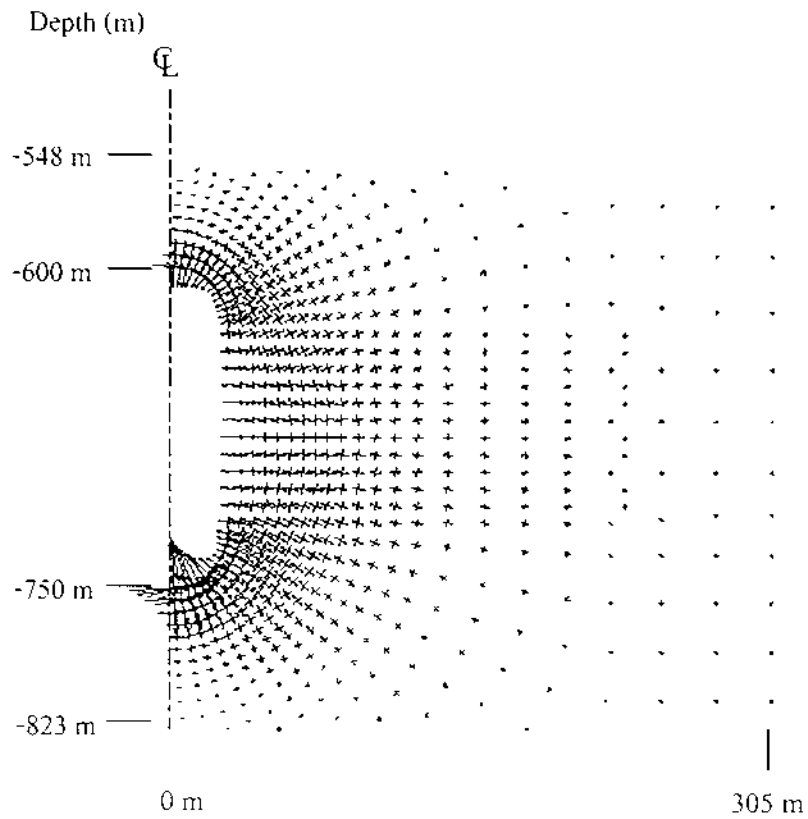
รูปที่ ข-47 Contour ของความเครียดเฉือนรอบโพรงเกลือ ในปีที่ 20 หลังจากสร้างโพรง ความดันภายในโพรงสมมติให้คงที่เท่ากับ 90% ของความเค้นที่หลังคาโพรง ความเค้นในชั้นเกลือหินที่ระดับหลังคาโพรงเท่ากับ 13.2 MPa (1,912 psi) (ค่าสูงสุดของความเครียดเฉือนเท่ากับ 0.6%)



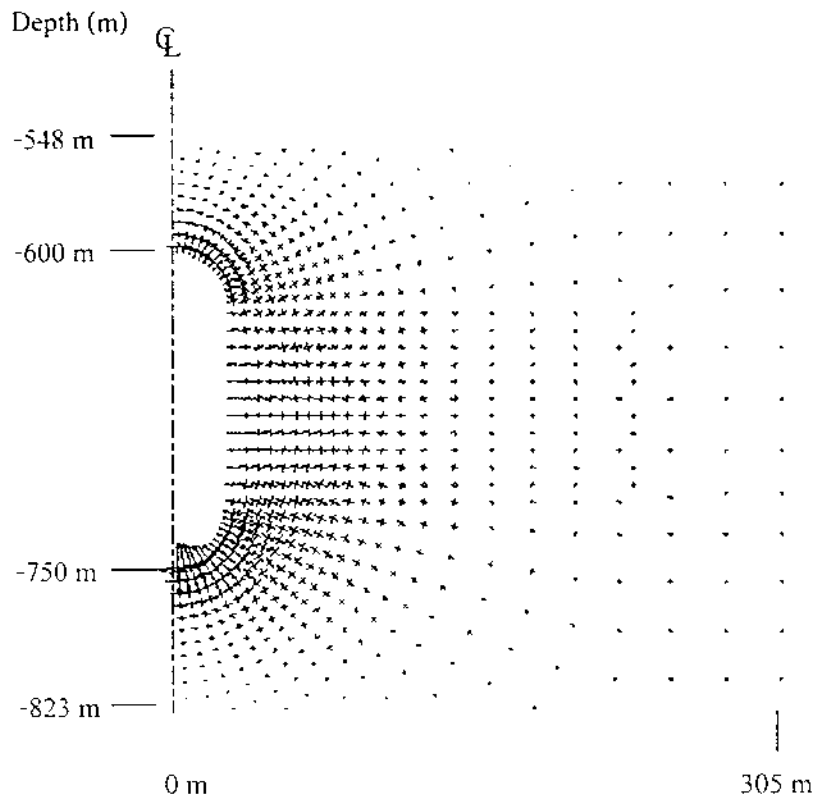
รูปที่ ข-48 ขนาดและทิศทางของความเค้นหลักที่เกิดขึ้นรอบโพรงที่ 20 ปีหลังจากสร้างโพรง ความดันภายในโพรงสมมติให้คงที่เท่ากับ 80% ของความเค้นที่หลังคาโพรง (ค่าความเค้นสูงสุดเท่ากับ 4,055 psi) (Vector Scale 20,000 psi/inch)



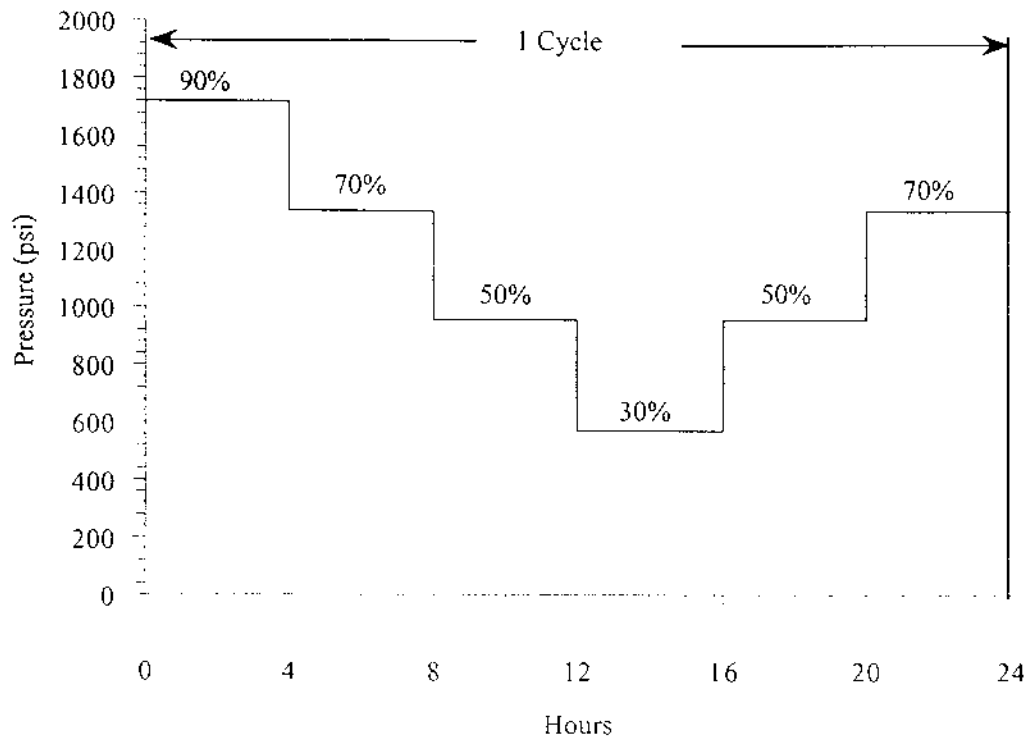
รูปที่ ข-49 ขนาดและทิศทางของความเค้นหลักที่เกิดขึ้นรอบโพรงที่ 20 ปีหลังจากสร้างโพรงของแบบจำลอง NB-CAES ความดันภายในโพรงสมมุติให้คงที่เท่ากับ 90% ของความเค้นที่ลึงคาโพรง (ค่าความเค้นสูงสุดเท่ากับ 4,054 psi) (Vector Scale 20,000 psi/inch)



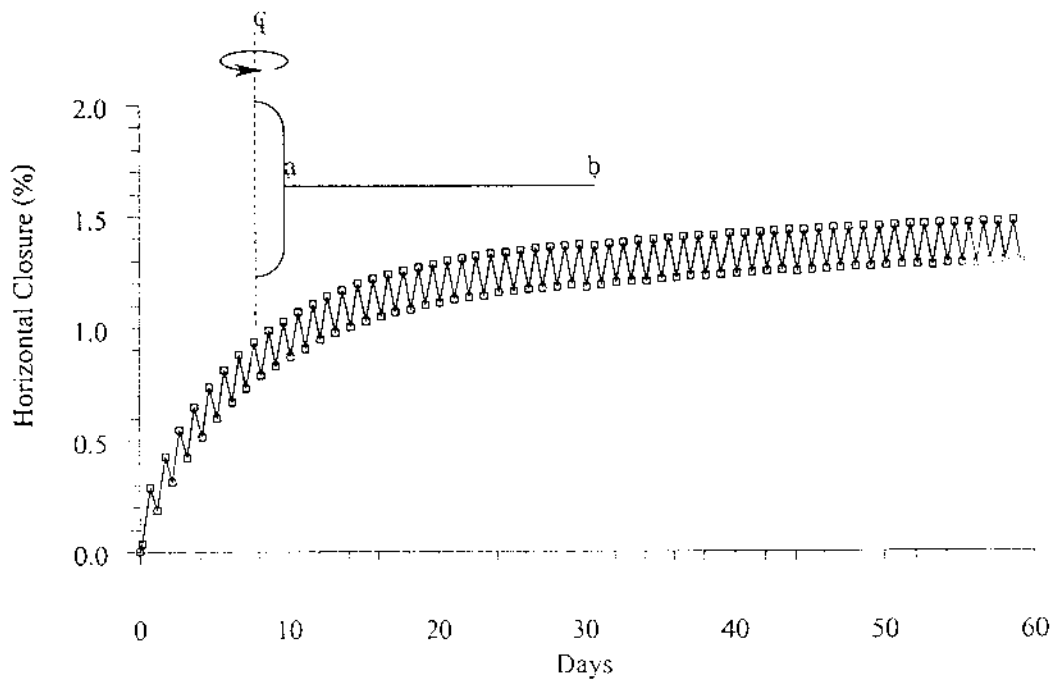
รูปที่ ข-50 ขนาดและทิศทางของความเครียดหลักที่เกิดขึ้นรอบโพรงที่ 20 ปีหลังจากสร้างโพรงของแบบจำลอง NB-CAES ความดันภายในโพรงสมมติให้คงที่เท่ากับ 80% ของความเค้นที่หลังคาโพรง (ค่าความเครียดสูงสุดเท่ากับ 0.8%) (Vector Scale 1% /inch)



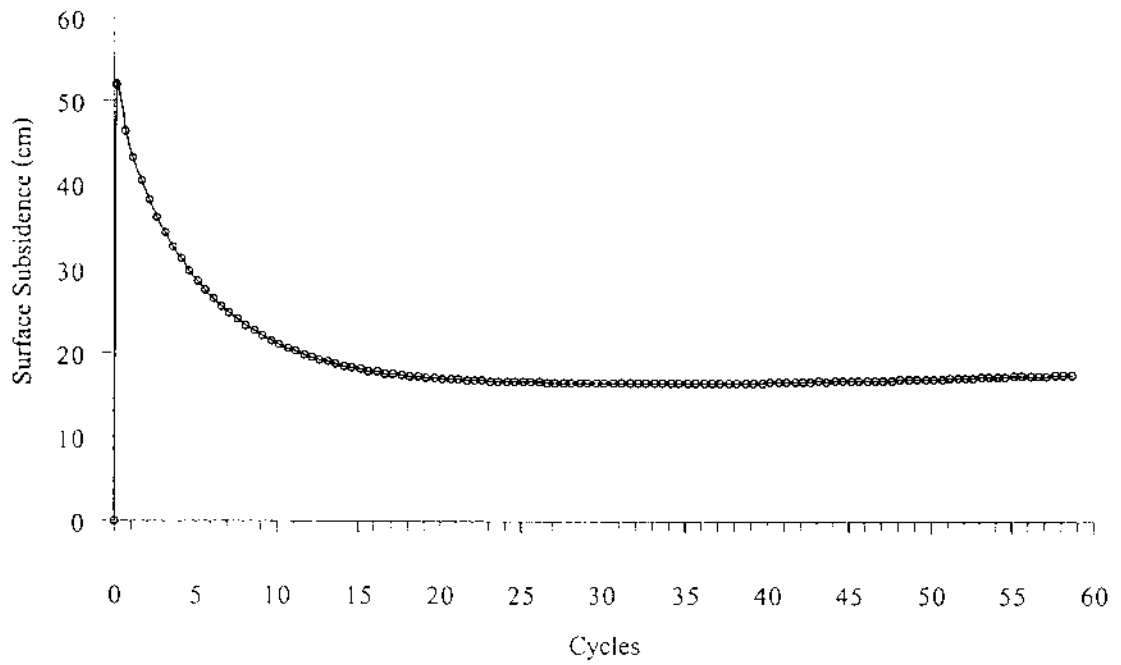
รูปที่ ข-51 ขนาดและทิศทางของความเครียดหลักที่เกิดขึ้นรอบ โพรงที่ 20 ปีหลังจากสร้างโพรงของแบบจำลอง NB-CAES ความดันภายในโพรงสมมติให้คงที่เท่ากับ 90% ของความเค้นที่หลังคาโพรง (ถ้าความเครียดสูงสุดเท่ากับ 0.4%) (Vector Scale 1% /inch)



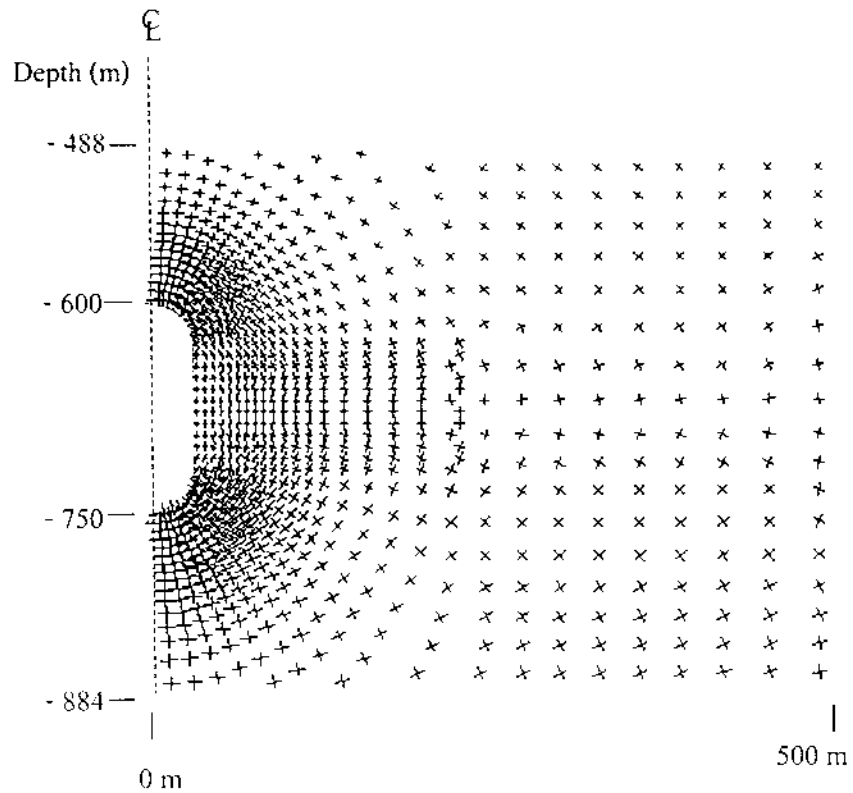
รูปที่ ข-52 ลักษณะการเปลี่ยนแปลงความดันภายในโพรงเกลือหินในแต่ละวัฏจักร ความดันสูงสุดและต่ำสุดภายในโพรงมีค่าเท่ากับ 90% และ 30% ของความดันในชั้นเกลือหินที่ระดับหลังคาโพรงตามลำดับ



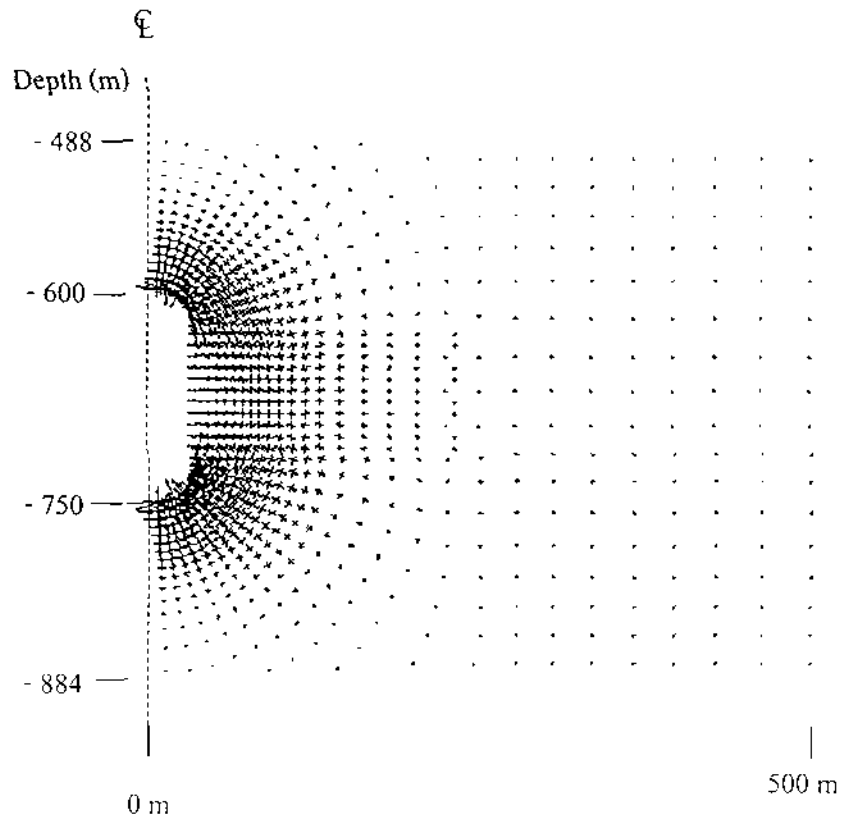
รูปที่ ข-53 การหาค่าระดับกึ่งกลางโพรง (Line a-b) เป็นผลจากการเปลี่ยนแปลง
ระหว่างความดัน 30% ถึง 90% ของความเค้นที่หลังคาโพรง ความเค้นที่หลังคาโพรงเท่ากับ
13.2 MPa (1,912 psi)



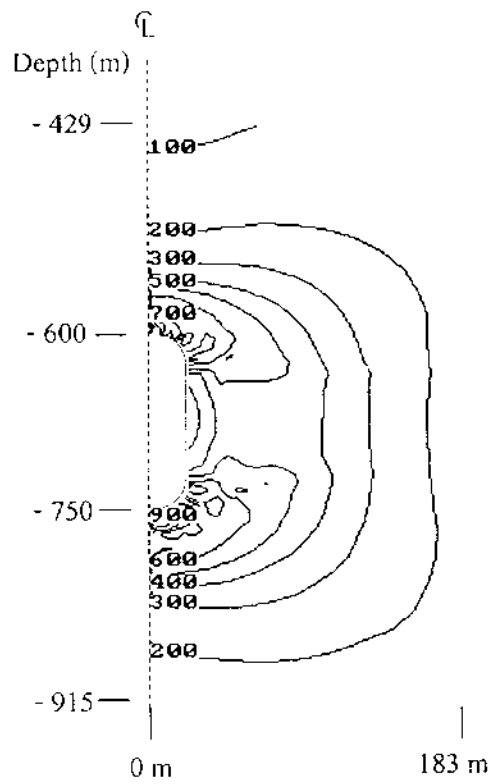
รูปที่ ข-54 การรูดตัวของผิวดินเหนียวโพรงในช่วง 60 วัฏจักรของการเปลี่ยนความดันระดับความดันเปลี่ยนแปลงระหว่าง 30% ถึง 90% ของความแน่นในชั้นเกลือหินระดับหลังคาโพรง



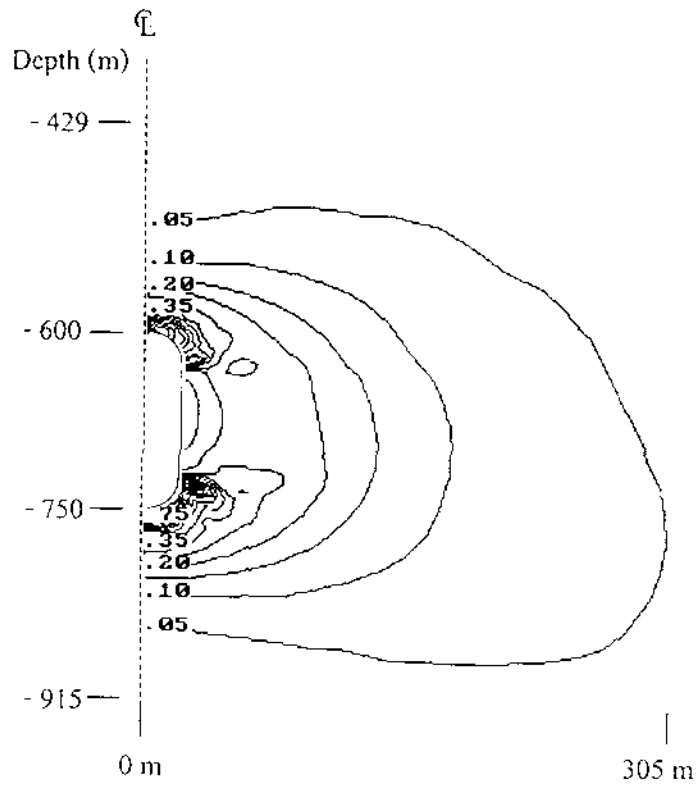
รูปที่ ข-55 ขนาดและทิศทางของความเค้นหลักที่เกิดขึ้นรอบโพรงเกลือหินในวัฏจักรที่ 40 ของแบบจำลอง NB-CAES ความดันภายในโพรงมีการเปลี่ยนแปลงระหว่าง 30% ถึง 90% ของความเค้นในชั้นเกลือหินระดับหลังคาโพรง ค่าสูงสุดของความเค้นหลักเท่ากับ 4,391 psi (Vector Scale 25,000 psi/inch)



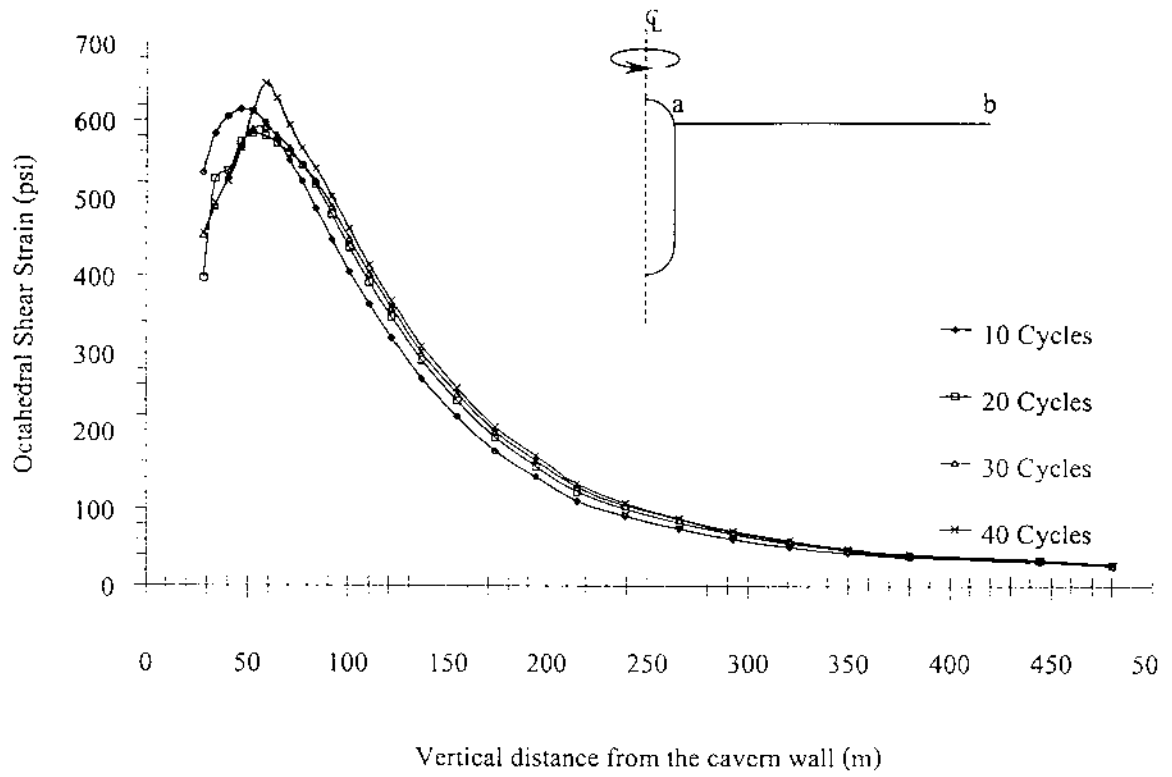
รูปที่ ข-56 ขนาดและทิศทางของความเครียดหลักที่เกิดขึ้นรอบโพรงเกลียวหินในวัฏจักรที่ 40 ของแบบจำลอง NB-CAES ความดันภายในโพรงมีการเปลี่ยนแปลงระหว่าง 30% ถึง 90% ของความเค้นในชั้นเกลียวหินระดับหลังคาโพรง ค่าสูงสุดของความเครียดหลักเท่ากับ 65% (Vector Scale 2%/inch)



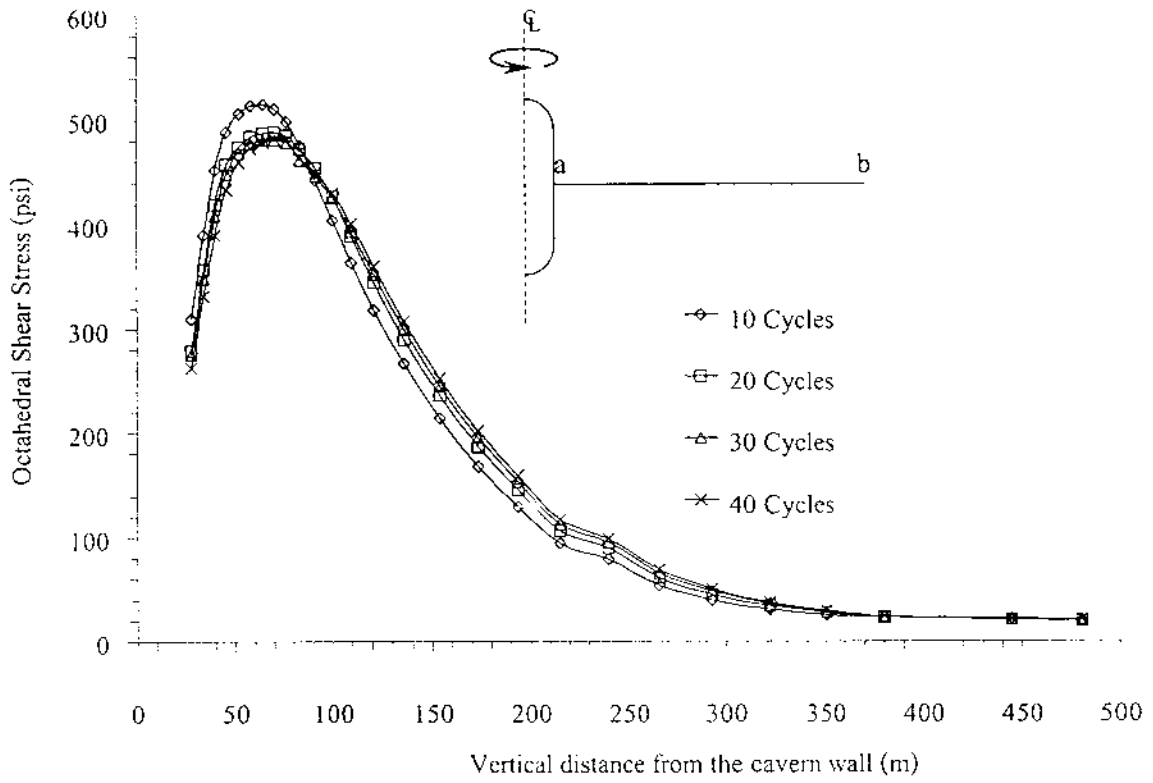
รูปที่ ข-57 Contour ของความเค้นเฉือนรอบโพรงเกลือหินในวัฏจักรที่ 40 ของแบบจำลอง NB-CAES ความดันภายในโพรงมีการเปลี่ยนแปลงระหว่าง 30% ถึง 90% ของความเค้นในชั้นเกลือหินระดับหลังคาโพรง ค่าสูงสุดของความเค้นเฉือนเท่ากับ 1,000 psi (Contour interval เท่ากับ 100)



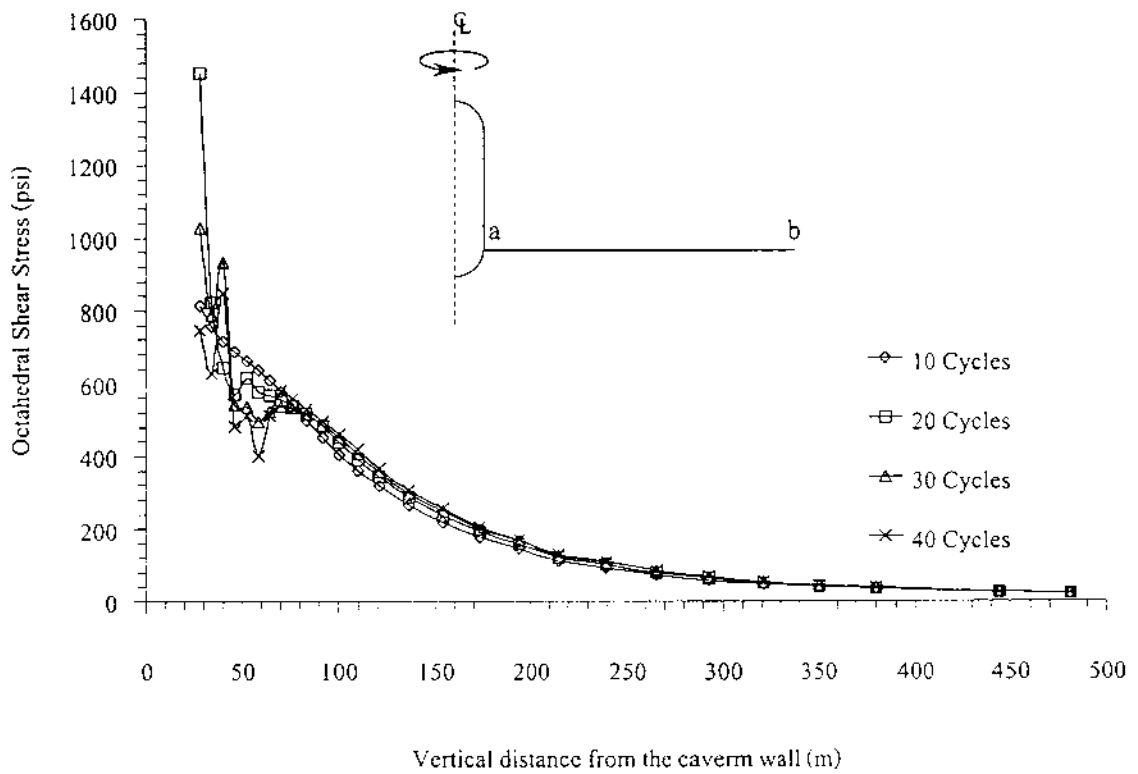
รูปที่ ข-58 Contour ของความเครียดเฉือนรอบโพรงเกลือหินในวัฏจักรที่ 40 ของแบบจำลอง NB-CAES ความดันภายในโพรงมีการเปลี่ยนแปลงระหว่าง 30% ถึง 90% ของความเค้นในชั้นเกลือหินระดับหลังคาโพรง ค่าสูงสุดของความเค้นเฉือนเท่ากับ 90% (Contour interval เท่ากับ 0.05)



รูปที่ ข-59 การกระจายความเค้นเฉือนในแนวระดับบริเวณหลังคาโพรงสู่ชั้นเกลือหิน (Line a-b) ในวัฏจักรที่ 10, 20, 30, และ 40



รูปที่ ข-60 การกระจายความเค้นเฉือนในแนวระดับจากผนังโพรงส่วนกลางสู่ชั้นเกลือหิน (Line a-b) ในวัฏจักรที่ 10, 20, 30, และ 40



รูปที่ ข-61 การกระจายความเค้นเฉือนในแนวระดับบริเวณส่วนล่างของโพรงสู่ชั้นเกลือหิน (Line a-b) ในวัฏจักรที่ 10, 20, 30 และ 40

ประวัตินักวิจัย

รองศาสตราจารย์ ดร. กิตติเทพ เพ็ญขจร เกิดเมื่อวันที่ 16 กันยายน 2500 ที่จังหวัด กรุงเทพมหานคร จบการศึกษาปริญญาเอกจาก University of Arizona ที่ประเทศสหรัฐอเมริกา ในสาขาวิชา Geological Engineering ในปี ค.ศ. 1988 และสำเร็จ Post-doctoral Fellows ในปี ค.ศ. 1990 ที่ University of Arizona ปัจจุบันมีตำแหน่งเป็นประธานกรรมการบริษัท Rock Engineering International ประเทศสหรัฐอเมริกา และดำรงตำแหน่งอาจารย์ประจำอยู่ที่สาขาวิชาเทคโนโลยีธรณี สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จังหวัดนครราชสีมา มีความชำนาญพิเศษทางด้านกลศาสตร์ของหินในเชิงการทดลอง การออกแบบและการวิเคราะห์โดยใช้คอมพิวเตอร์ ได้เคยทำการวิจัยเป็นหัวหน้าโครงการที่สำเร็จมาแล้วมากกว่า 10 โครงการทั้งในสหรัฐอเมริกาและประเทศไทย มีสิ่งตีพิมพ์นานาชาติมากกว่า 50 บทความ ทั้งวารสาร นิตยสาร รายงานรัฐบาล และบทความการประชุมนานาชาติ เป็นผู้แต่งตำรา "Sealing of Boreholes and Underground Excavations in Rock" ที่ใช้อยู่ในหลายมหาวิทยาลัยในสหรัฐอเมริกา ดำรงตำแหน่งเป็นที่ปรึกษาทางวิชาการขององค์กรรัฐบาลและหลายบริษัทในประเทศสหรัฐอเมริกา และแคนาดา เช่น U.S. Nuclear Regulatory Commission, U.S. Department of Energy, Dow Chemical Co., Southwest Research Institute, UNOCAL, Phelps Dodge Co. และ Amoco Oil Co. เป็นวิศวกรที่ปรึกษาของ UNISEARCH จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เป็นคณะกรรมการในการคัดเลือกข้อเสนอโครงการของ U.S. National Science Foundation และ Idaho State Board of Education และเป็นคณะกรรมการในการคัดเลือกบทความทางวิชาการของสำนักพิมพ์ Chapman & Hall ในประเทศอังกฤษ และ Elsevier Sciences Publishing Co. ในประเทศเนเธอร์แลนด์