



รหัสโครงการ SUT7-719-57-24-41

รายงานการวิจัย

ผลกระทบของสภาวะความเค้นในแต่ละทิศทางที่ไม่เท่ากันต่อค่าความแข็ง
และความยืดหยุ่นของเกลือหินชุดมหาสารคาม

(Effect of Anisotropic Stress States on Rock Salt Strength
and Elasticity of Maha Sarakham Formation)

ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจาก
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ผลงานวิจัยเป็นความรับผิดชอบของหัวหน้าโครงการวิจัยแต่เพียงผู้เดียว



รหัสโครงการ SUT7-719-57-24-41

รายงานการวิจัย

ผลกระทบของสภาวะความเค้นในแต่ละทิศทางที่ไม่เท่ากันต่อค่าความแข็ง
และความยืดหยุ่นของเกลือหินชุดมหาสารคาม

(Effect of Anisotropic Stress States on Rock Salt Strength
and Elasticity of Maha Sarakham Formation)

คณะผู้วิจัย

หัวหน้าโครงการ

ศาสตราจารย์ ดร.กิตติเทพ เฟื่องขจร

สาขาวิชาเทคโนโลยีธรณี

สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ปีงบประมาณ พ.ศ. 2557-2558

ผลงานวิจัยเป็นความรับผิดชอบของหัวหน้าโครงการวิจัยแต่เพียงผู้เดียว

กรกฎาคม 2558

กิตติกรรมประกาศ

การวิจัยครั้งนี้ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจาก มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ประจำปี
งบประมาณ พ.ศ. 2557-2558 ซึ่งงานวิจัยสามารถสำเร็จลงได้ด้วยดีก็ด้วยความช่วยเหลือจากทีมงาน
หน่วยวิจัยกลศาสตร์ธรณีในการทดสอบและ นางสาวกัลยา พับโพธิ์ ในการพิมพ์รายงานการวิจัย ผู้วิจัย
ขอขอบคุณมา ณ โอกาสนี้

ผู้วิจัย

กรกฎาคม 2558

บทคัดย่อ

วัตถุประสงค์ของการศึกษานี้คือ เพื่อหาค่ากำลังกดและความยืดหยุ่นของเกลื้อหินภายใต้วิธีความเค้นที่แตกต่างกันในห้องปฏิบัติการด้วยโครงกดทดสอบในสามแกนจริง การทดสอบมี 3 รูปแบบ คือ สภาวะแรงกดในสามแกน สภาวะแรงกดในสามแกนจริง และสภาวะแรงในสามแกนแบบขยาย ภายใต้ความดันล้อมรอบคงที่และค่าเฉลี่ยของความเค้นคงที่ ผลการทดสอบระบุว่า ค่ากำลังกดในสามแกนเพิ่มขึ้นเชิงเส้นตรงกับค่าเฉลี่ยของความเค้นสำหรับวิธีความเค้นทุกชนิด ค่ากำลังกดของเกลื้อหินภายใต้ความเค้นเฉลี่ยคงที่จะต่ำกว่าค่ากำลังกดภายใต้ความดันล้อมรอบคงที่เสมอ ภายใต้ความเค้นเฉลี่ยที่เท่ากันกำลังเฉือนที่ได้จากการกดในสามแกนจะมีค่าสูงสุด ในขณะที่การทดสอบแรงกดในสามแกนแบบขยายจะให้ค่าน้อยที่สุด ซึ่งลักษณะนี้จะเป็นจริงในสภาวะความเค้นล้อมรอบคงที่และความเค้นเฉลี่ยคงที่ เกณฑ์การแตกสองเกณฑ์ที่น่าเสนอคือ เกณฑ์การแตกที่พัฒนาจากค่ากำลังเฉือนในสามแกน และเกณฑ์การแตกที่พัฒนาจากพลังงานความเครียดเบี่ยงเบน ผลที่ได้ระบุว่า เกณฑ์พลังงานความเครียดเบี่ยงเบนที่จุดบวมตัวของเกลื้อหินภายใต้ความเค้นเฉลี่ยคงที่จะให้ค่าในเชิงอนุรักษ์มากที่สุด เนื่องจากเกณฑ์นี้พิจารณาทั้งความเค้นและความเครียดในเกลื้อหิน การศึกษานี้ได้สาธิตการนำเกณฑ์การแตกทั้งสองไปประยุกต์ใช้ เพื่อกำหนดค่าความดันต่ำสุดที่ปลอดภัยสำหรับโพรงเกลื้อที่ใช้กักเก็บพลังงานอากาศอัด บีโตร์เลียมเหลว และก๊าซธรรมชาติ

Abstract

The objective of this study is determine compressive strength and stiffness of rock salt under different stress paths in the laboratory using a true triaxial load frame. The test schemes are triaxial compression, polyaxial compression and triaxial extension with constant σ_3 and constant σ_m conditions. The results indicate that the octahedral shear strength linearly increases with the mean stress for all stress paths. The salt strengths under constant σ_m are always lower than those under constant σ_3 condition. Under the same mean stress, the octahedral shear strengths obtained from triaxial compression are largest while the triaxial extension yields the lowest values. This is true for both under constant σ_3 and constant σ_m conditions. Two empirical strength criteria are proposed: octahedral shear strength and distortional strain energy criteria. The distortional strain energy at dilation with constant σ_m is the most conservative, as it considers both stresses and strains of the salt. It is demonstrated here that the proposed criteria can be applied to determine the safe minimum storage (cushion) pressure of the CAES, LPG and natural gas caverns in salt mass.

สารบัญ

	หน้า
กิตติกรรมประกาศ.....	ก
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ข
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	ค
สารบัญ.....	ง
สารบัญตาราง.....	ช
สารบัญรูปภาพ.....	ซ
 บทที่ 1 บทนำ	 1
1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย.....	2
1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย.....	2
1.4 ทฤษฎี สมมติฐาน และกรอบแนวความคิดของโครงการวิจัย.....	2
1.5 วิธีดำเนินการวิจัย.....	3
1.6 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	4
1.7 หน่วยงานที่นำผลการวิจัยไปใช้ประโยชน์.....	4
 บทที่ 2 การทบทวนวรรณกรรมวิจัยที่เกี่ยวข้อง	 5
2.1 คุณสมบัติของเกลือหินเชิงกลศาสตร์.....	5
2.2 การทดสอบกำลังรับแรงกดของตัวอย่างหิน.....	6
2.3 ผลกระทบของวิถีความเค้นต่อคุณสมบัติของหิน.....	11
 บทที่ 3 การจัดเตรียมตัวอย่างหิน	 13
3.1 วัตถุประสงค์.....	13
3.2 การเตรียมตัวอย่างเกลือหิน.....	13

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
บทที่ 4 วิธีการทดสอบ	17
4.1 บทนำ.....	17
4.2 อุปกรณ์การทดสอบ.....	17
4.3 รูปแบบการทดสอบ.....	17
4.3.1 การทดสอบกำลังกิดในสามแกน.....	19
4.3.2 การทดสอบกำลังกิดในสามแกนจริง.....	19
4.3.3 การทดสอบกำลังกิดในสามแกนแบบขยาย.....	19
บทที่ 5 ผลการทดสอบ	21
5.1 บทนำ.....	21
5.2 ความเค้นและความเครียด.....	21
5.3 ความเค้นและความเครียดเฉือนในสามมิติ.....	21
5.4 กำลังเฉือนในสามมิติ.....	29
5.5 รูปแบบการวิบัติของเกลียว.....	33
5.6 คุณสมบัติความยืดหยุ่นของเกลียว.....	33
บทที่ 6 เกณฑ์สำหรับคาดคะเนค่าความแข็งแรงของเกลียว	38
6.1 บทนำ.....	38
6.2 การกำหนดสถานะความเค้นด้วย Lode Parameter.....	38
6.3 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนและความเค้นตั้งฉาก.....	38
6.4 เกณฑ์การวิบัติที่พิจารณาความเค้นเฉือนรวมหกด้าน.....	40
6.5 พลังงานความเครียด.....	46
6.6 เกณฑ์การวิบัติที่พิจารณาพลังงานความเครียด.....	50

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
บทที่ 7 การประเมินความดันภายในโพรงกักเก็บ.....	54
7.1 บทนำ.....	54
7.2 สภาวะของแรงกระทำและขอบเขตโพรงกักเก็บ.....	54
7.3 การกระจายของความเค้นรอบโพรงกักเก็บ.....	54
7.3.1 โพรงกักเก็บรูปทรงกระบอก.....	54
7.3.2 โพรงกักเก็บรูปทรงกลม.....	57
7.4 การคำนวณอัตราส่วนความปลอดภัย.....	57
บทที่ 8 การวิจารณ์ สรุปผล และข้อเสนอแนะสำหรับการศึกษาในอนาคต.....	62
8.1 การวิจารณ์.....	62
8.2 สรุปผลการศึกษา.....	63
8.3 ข้อเสนอแนะสำหรับการศึกษาในอนาคต.....	64
บรรณานุกรม.....	65
ประวัตินักวิจัย.....	69

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
3.1 ขนาดตัวอย่างและความหนาแน่นของเกล็ดหินที่ใช้ในการทดสอบ.....	15
4.1 วิธีความเค้นที่ใช้ในการศึกษา.....	20
5.1 ความเค้นหลักและความเค้นเฉือนที่ได้จากการทดสอบของทุกวิธีความเค้นในตัวอย่างเกล็ดหินแต่ละก้อน.....	30
5.2 คุณสมบัติความยืดหยุ่นที่ได้จากการทดสอบ.....	35
6.1 ค่าคงที่ A, B, A' และ B' สำหรับใช้ในสมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนรวมหกด้านกับความเค้นตั้งฉากเฉลี่ยที่จุดวิบัติและจุดบวมตัว.....	40
6.2 ค่าคงที่ที่ได้จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการสำหรับใช้ในการคาดคะเนความเค้นเฉือนรวมหกด้านที่จุดวิบัติและจุดบวมตัว.....	46
6.3 พลังงานความเครียดที่จุดวิบัติและจุดบวมตัวที่คำนวณได้จากตัวอย่างเกล็ดหินแต่ละก้อน...	47
6.4 ค่าคงที่ C, D, C' และ D' สำหรับใช้ในสมการความสัมพันธ์ระหว่างพลังงานความเครียดเบี่ยงเบนกับพลังงานความเครียดเฉลี่ย.....	50
6.5 ค่าคงที่จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เพื่อใช้ในการคาดคะเนพลังงานความเครียดเบี่ยงเบนที่จุดวิบัติและจุดบวมตัวของเกล็ดหิน.....	53
7.1 คุณสมบัติของเกล็ดหินที่ใช้ในการประเมินเสถียรภาพของโพรงกักเก็บ.....	55
7.2 ความเค้นเฉือนและพลังงานความเครียดที่ผนังโพรงกักเก็บรูปทรงกระบอกที่ระดับความลึก 500 m.....	57
7.3 ความเค้นเฉือนและพลังงานความเครียดที่ผนังโพรงกักเก็บรูปทรงกลมที่ระดับความลึก 500 m.....	58
7.4 อัตราส่วนความปลอดภัยที่ได้จากเกณฑ์ความเครียดเฉือนรวมหกด้านที่จุดวิบัติและจุดบวมตัว.....	58
7.5 อัตราส่วนความปลอดภัยที่คำนวณได้จากเกณฑ์พลังงานความเครียดเบี่ยงเบนที่จุดวิบัติและจุดบวมตัว.....	59
7.6 อัตราส่วนความปลอดภัยในฟังก์ชันของความดันภายในโพรงกักเก็บที่จุดบวมตัวของโพรงรูปทรงกระบอกและทรงกลม.....	61

สารบัญรูปภาพ

รูปที่	หน้า
1.1 ความเค้นแท้จริงที่เกิดขึ้นบริเวณรอบโครงสร้างทางวิศวกรรมที่อยู่ใต้ดิน.....	1
2.1 ผลการทดสอบหิน Shirahama sandstone โดยนำมาสร้างความสัมพันธ์ด้วยเกณฑ์ของ Modified Wiebols and Cook.....	7
2.2 แผนภาพของระบบการทดสอบค่ากำลังกดในสามแกนจริงของ Haimson and Chang (2000).....	9
2.3 ผลการทดสอบหิน Dunham dolomite ในรูปของความเค้นหลักสูงสุดและความเค้นหลักกลาง.....	10
2.4 วิธีความเค้นทั้ง 6 รูปแบบ ในรูปของความเค้นหลัก.....	11
2.5 ผลกระทบของความเค้นล้อมรอบต่อค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของหินทรายภายใต้วิธีความเค้นแบบซับซ้อน.....	12
3.1 การตัดตัวอย่างเกลือหินด้วยเครื่อง Hack Sawing Machine.....	13
3.2 ตัวอย่างเกลือหินที่ใช้ในการทดสอบเมื่อผ่านกระบวนการการตัดแบบแห้ง.....	14
4.1 เครื่องทดสอบกำลังกดในสามแกนจริง.....	18
4.2 การทดสอบกำลังกดในสามแกน การทดสอบกำลังกดในสามแกนจริง และการทดสอบกำลังกดในสามแกนแบบขยาย (c).....	18
5.1 กราฟความเค้นและความเครียดสำหรับการทดสอบแรงกดในสามแกนสำหรับวิธีความเค้นที่ 1.1 (σ_3 คงที่).....	22
5.2 กราฟความเค้นและความเครียดสำหรับการทดสอบแรงกดในสามแกนสำหรับวิธีความเค้นที่ 1.2 (σ_m คงที่).....	23
5.3 กราฟความเค้นและความเครียดสำหรับการทดสอบแรงกดในสามแกนจริงสำหรับวิธีความเค้นที่ 2.1 (σ_3 คงที่)	24
5.4 กราฟความเค้นและความเครียดสำหรับการทดสอบแรงกดในสามแกนจริงสำหรับวิธีความเค้นที่ 2.2 (σ_m คงที่)	25
5.5 กราฟความเค้นและความเครียดสำหรับการทดสอบแรงกดในสามแกนแบบขยายสำหรับวิธีความเค้นที่ 3.1 (σ_3 คงที่).....	26
5.6 กราฟความเค้นและความเครียดสำหรับการทดสอบแรงกดในสามแกนแบบขยายสำหรับวิธีความเค้นที่ 3.2 (σ_m คงที่).....	27
5.7 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดเนื่องรวมหกด้านของวิธีความเค้นทั้ง 6 รูปแบบ.....	28

สารบัญรูปภาพ (ต่อ)

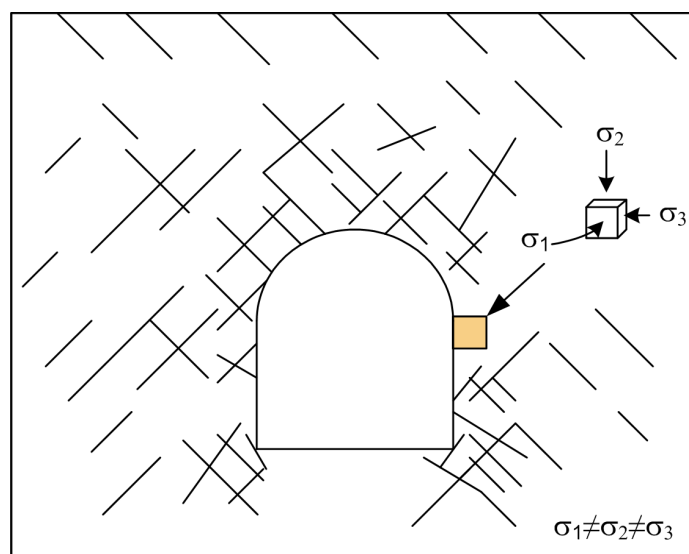
รูปที่	หน้า
5.8	วิธีการหาค่าความเค้นที่จุดบวมตัว..... 29
5.9	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนรวมหกด้านในฟังก์ชันของความเค้นตั้งฉากเฉลี่ยที่จุด วิบัติและจุดบวมตัวของวิธีความเค้นทั้ง 6 รูปแบบ..... 32
5.10	รูปแบบการแตกของตัวอย่างเกลือหินบางส่วนภายหลังการทดสอบ..... 34
5.11	ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นในทิศทางความเค้นหลักสูงสุดในฟังก์ชันของความยืดหยุ่น ในทิศทางความเค้นหลักกลาง และความเค้นหลักต่ำสุด..... 37
6.1	ความเค้นเฉือนรวมหกด้าน (Octahedral shear stresses) ในฟังก์ชันของความเค้นตั้งฉาก เฉลี่ยที่จุดวิบัติและจุดบวมตัว..... 39
6.2	ความเค้นเฉือนรวมหกด้านที่จุดวิบัติในฟังก์ชันของ Lode parameter (μ) ที่ความเค้น ตั้งฉากเฉลี่ยต่างกัน ภายใต้สภาวะแบบ σ_3 คงที่ 41
6.3	ความเค้นเฉือนรวมหกด้านที่จุดวิบัติในฟังก์ชันของ Lode parameter (μ) ที่ความเค้น ตั้งฉากเฉลี่ยต่างกัน ภายใต้สภาวะแบบ σ_m คงที่..... 42
6.4	ความเค้นเฉือนรวมหกด้านที่จุดบวมตัวในฟังก์ชันของ Lode parameter (μ) ที่ความเค้น ตั้งฉากเฉลี่ยต่างกัน ภายใต้สภาวะแบบ σ_3 คงที่..... 43
6.5	ความเค้นเฉือนรวมหกด้านที่จุดบวมตัวในฟังก์ชันของ Lode parameter (μ) ที่ความเค้น ตั้งฉากเฉลี่ยต่างกัน ภายใต้สภาวะแบบ σ_m คงที่..... 44
6.6	พลังงานความเครียดเบี่ยงเบน (Distortional strain energy) ในฟังก์ชันของพลังงาน ความเครียดเฉลี่ยที่จุดวิบัติและจุดบวมตัว..... 49
6.7	พลังงานความเครียดเบี่ยงเบนที่จุดวิบัติ (W_d) ในฟังก์ชันของ μ สำหรับพลังงานความเครียด เฉลี่ยที่แตกต่างกันภายใต้ σ_3 คงที่และภายใต้ σ_m คงที่..... 51
6.8	พลังงานความเครียดเบี่ยงเบนที่จุดบวมตัว ($W_{d,d}$) ในฟังก์ชันของ μ สำหรับพลังงาน ความเครียดเฉลี่ยที่แตกต่างกันภายใต้ σ_3 คงที่และภายใต้ σ_m คงที่..... 52
7.1	ความเค้นที่เกิดขึ้นกับผนังโพรงกักเก็บรูปทรงกระบอก..... 55
7.2	ความเค้นที่เกิดขึ้นกับผนังโพรงกักเก็บรูปทรงกลม..... 58
7.3	อัตราส่วนความปลอดภัยของโพรงกักเก็บรูปทรงกระบอกในฟังก์ชันของความดันภายใน คำนวณจากเกณฑ์ที่แตกต่างกันที่ระดับความลึก 500 m..... 60
7.4	อัตราส่วนความปลอดภัยของโพรงกักเก็บรูปทรงกลมในฟังก์ชันของความดันภายใน คำนวณจากเกณฑ์ที่แตกต่างกันที่ระดับความลึก 500 m..... 60

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความสำคัญ ที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย

การทดสอบเพื่อให้ได้มาซึ่งคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของเกลือหินภายใต้สภาวะความเค้นที่เกิดขึ้นที่ผนังหรือหลังคาโพรงเกลือ รูปแบบโดยทั่วไปจะใช้วิธีการทดสอบกำลังกดในสามแกน (Triaxial compressive strengths) โดยให้ความเค้นล้อมรอบมีค่าเท่ากัน ($\sigma_2 = \sigma_3$) และให้ความเค้นหลักสูงสุด (σ_1) เพิ่มขึ้นจนกระทั่งตัวอย่างหินเกิดการวิบัติ ซึ่งในการทดสอบดังกล่าวจะมีค่าความเค้นเฉลี่ย (σ_m) ของการทดสอบไม่คงที่ สภาวะความเค้นดังกล่าวจะต่างกับความเค้นจริงในภาคสนาม กล่าวคือ โครงสร้างใต้ดินทั่วไปจะมีสภาวะความเค้นที่ไม่เท่ากันทุกทิศทาง $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$ และมีความเค้นเฉลี่ยคงที่ ดังแสดงในรูปที่ 1.1 ซึ่งผลที่ได้จากการทดสอบแบบทั่วไปนั้นไม่สามารถใช้เป็นตัวแทนพฤติกรรมคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของเกลือหินในภาคสนามได้อย่างแท้จริง ด้วยเหตุนี้การทดสอบในสภาวะที่ความเค้นหลักไม่เท่ากันในแต่ละทิศทาง (Anisotropic stress states) จึงเป็นสิ่งจำเป็น เหตุผลอีกประการหนึ่งคือ ในการทดสอบความเค้นลักษณะนี้ไม่แพร่หลาย เนื่องจากการทดสอบจำเป็นต้องใช้เครื่องมือที่สามารถให้แรงกดในสามทิศทางที่ไม่เท่ากัน เช่น Polyaxial load frame หรือ True triaxial load frame เป็นต้น อย่างไรก็ตาม ผลการทดสอบที่ได้จากสภาวะความเค้นที่ไม่เท่ากันจะสอดคล้องเป็นอย่างดีกับสภาวะความเค้นจริงในภาคสนาม และสามารถนำผลการทดสอบมาสร้างเกณฑ์การวิบัติของหินที่ขึ้นกับสภาวะความเค้นในแต่ละทิศทางที่ไม่เท่ากันเพื่อใช้ทำนายพฤติกรรมการแตกของเกลือหินรอบโครงสร้างทางวิศวกรรมและนำไปออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมได้อย่างแม่นยำ



รูปที่ 1.1 ความเค้นแท้จริงที่เกิดขึ้นบริเวณรอบโครงสร้างทางวิศวกรรมที่อยู่ใต้ดิน

1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย

- 1) เพื่อศึกษาคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของตัวอย่างเกลือหินภายใต้วิธีความเค้นที่แตกต่างกัน
- 2) สร้างเกณฑ์การวิบัติของหินที่ขึ้นกับวิธีความเค้นเพื่อใช้ทำนายพฤติกรรมการแตกของเกลือหินรอบโครงสร้างทางวิศวกรรมธรณี
- 3) ผลการจำลองโพรงกักเก็บจากคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ที่ได้ทดสอบถูกนำมาเปรียบเทียบกับผลการคำนวณโดยใช้เกณฑ์การแตกที่พัฒนาขึ้น ทั้งนี้เพื่อเป็นการยืนยันผลที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการว่ามีความถูกต้อง

1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย

- 1) ตัวอย่างเกลือหินที่ใช้ทดสอบในห้องปฏิบัติการได้มาจากชุดหินมหาสารคาม
- 2) การเตรียมตัวอย่างเกลือหินใช้วิธีตัดแห้งให้เป็นรูปสี่เหลี่ยมลูกบาศก์ที่มีขนาด $4.5 \times 4.5 \times 9.0 \text{ cm}^3$
- 3) การให้ความเค้นจะแบ่งออกเป็น 3 ลักษณะ คือ การให้ความเค้นในสามแกน ($\sigma_1 \neq \sigma_2 = \sigma_3$) การให้ความเค้นในสามแกนจริง ($\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$) และการให้ความเค้นในสามแกนแบบขยาย ($\sigma_1 = \sigma_2 \neq \sigma_3$)
- 4) การทดสอบกระทำที่ความเค้นเฉลี่ยคงที่ และความเค้นหลักต่ำสุดคงที่
- 5) การทดสอบทั้งหมดกระทำภายใต้อุณหภูมิห้อง
- 6) การทดสอบดำเนินการภายใต้สภาวะแห้ง
- 7) ไม่มีการทดสอบในภาคสนาม
- 8) มีการตีพิมพ์ในวารสารนานาชาติ และนำเสนอในการประชุมวิชาการระดับชาติ

1.4 ทฤษฎี สมมติฐาน และกรอบแนวความคิดของโครงการวิจัย

เพื่อให้ได้ความเค้นในสามทิศทางที่แตกต่างกันต่อตัวอย่างเกลือหิน จึงได้ทำการจัดเตรียมเกลือหินเป็นรูปทรงลูกบาศก์ขนาด $4.5 \times 4.5 \times 9.0 \text{ cm}^3$ (แทนที่จะเป็นแท่งทรงกระบอกดังที่ใช้อยู่ในอดีต) โดยให้ความเค้นหลักกลางและความเค้นหลักต่ำสุดอยู่ที่ด้านข้างของตัวอย่างหิน และให้ความเค้นหลักสูงสุดอยู่ในแนวแกนของตัวอย่างหิน จากนั้นให้ความเค้นจนตัวอย่างหินวิบัติ การให้ความเค้นแบ่งออกเป็น 3 ลักษณะสภาวะความเค้น คือ การให้ความเค้นในสามแกน การให้ความเค้นในสามแกนจริง และการให้ความเค้นในสามแกนแบบขยาย โดยแต่ละสภาวะความเค้นได้ทดสอบภายใต้ความเค้นหลักต่ำสุดคงที่และความเค้นเฉลี่ยคงที่ เพื่อแสดงให้เห็นถึงผลกระทบของวิธีความเค้น (Stress path) ต่อค่าคุณสมบัติของเกลือหิน ลักษณะความเค้นดังกล่าวเป็นตัวแทนสภาวะความเค้นในภาคสนามอย่างแท้จริงและครอบคลุมทุกสภาวะความเค้นของมวลหิน โดยได้นำผลการทดสอบมาสร้างเกณฑ์การวิบัติของหิน และหาความสัมพันธ์ของค่าคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์กับสภาวะความเค้นที่ต่างกันเพื่อนำความสัมพันธ์ของค่าคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์และเกณฑ์การวิบัติที่สร้างขึ้นมาออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมธรณีได้แม่นยำขึ้น

1.5 วิธีดำเนินการวิจัย

งานวิจัยนี้แบ่งออกเป็น 7 ขั้นตอน คือ

ขั้นตอนที่ 1 การทบทวนวรรณกรรมวิจัย

ทำการค้นคว้าเอกสารอ้างอิงที่เกี่ยวข้องกับการทดสอบคุณสมบัติและพฤติกรรมเชิงกลศาสตร์ของเกลือหิน รวมไปถึงเอกสารการประชุม วารสาร และรายงานวิชาการ ซึ่งได้สรุปไว้ในรายงานการวิจัยฉบับสมบูรณ์นี้

ขั้นตอนที่ 2 การจัดเตรียมตัวอย่างเกลือหิน

บริษัท ไทคาลิ จำกัด ได้ให้ความอนุเคราะห์แบ่งตัวอย่างเกลือหินขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 63 mm แท่งเกลือถูกนำมาตัดแห้งด้วยเลื่อยไฟฟ้า เพื่อให้ได้ขนาด $4.5 \times 4.5 \times 9.0 \text{ cm}^3$ จำนวนประมาณ 50 ตัวอย่าง

ขั้นตอนที่ 3 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

การทดสอบเริ่มต้นจากการสอบเทียบ (Calibration) ค่าแรงและการเคลื่อนตัวในสามทิศทางของเครื่องทดสอบ โดยใช้เครื่องตรวจวัดแรงกด (Load cell) ที่มีความละเอียดสูงในการตรวจวัดแรงทั้ง 3 แกน เพื่อให้ได้ค่าแรงกดที่ถูกต้องและแม่นยำ การทดสอบแบ่งการให้ความเค้นออกเป็น 3 รูปแบบ คือ 1) การทดสอบกำลังสูงสุดในสามแกน 2) การทดสอบกำลังสูงสุดในสามแกนจริง และ 3) การทดสอบกำลังสูงสุดในสามแกนแบบขยาย โดยแต่ละรูปแบบได้ทดสอบทั้งภายใต้สภาวะความเค้นหลักต่ำสุดคงที่และความเค้นเฉื่อยคงที่

ขั้นตอนที่ 4 การวิเคราะห์ผล

ผลการทดสอบได้นำไปสร้างกฎเกณฑ์การแตก ซึ่งในงานวิจัยนี้ได้เสนอเกณฑ์การแตกที่พัฒนามาจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ 2 รูปแบบ คือ 1) เกณฑ์การแตกที่พิจารณาความเค้นเฉือนในสามมิติ (Octahedral shear stress) และ 2) เกณฑ์การแตกที่พิจารณาความหนาแน่นพลังงานความเครียดเบี่ยงเบน (Distortional strain energy density)

ขั้นตอนที่ 5 การจำลองช่องเหมืองและโพรงเกลือ

โปรแกรม FLAC 4.0 (Finite difference) ได้นำมาใช้ในการจำลองโพรงกักเก็บในชั้นเกลือหิน โดยที่การจำลองได้ใช้คุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของเกลือหินที่สอบเทียบได้จากขั้นตอนที่ 4 มาเป็นตัวแปรนำเข้าที่ใช้ในแบบจำลองคอมพิวเตอร์ และมีการคำนวณหาค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (Factor safety) ของโพรงที่ใช้ในแบบจำลอง โดยนำผลการคำนวณค่าความปลอดภัยด้วยคอมพิวเตอร์มาเปรียบเทียบกับผลการคำนวณโดยใช้เกณฑ์การแตกที่พัฒนาขึ้น ทั้งนี้เพื่อเป็นการยืนยันผลที่ได้จากการ

ทดสอบในห้องปฏิบัติการว่ามีความถูกต้องและเหมาะสมอย่างไร อนึ่งเพื่อให้สมการที่สร้างขึ้นมีความถูกต้องและสามารถนำไปใช้ในการออกแบบโครงกักเก็บที่อยู่ในชั้นเกลือหินได้อย่างมีประสิทธิภาพและมีความถูกต้องแม่นยำขึ้น

ขั้นตอนที่ 6 การสรุปผลและเขียนรายงาน

แนวคิดและขั้นตอนโดยละเอียด การวิเคราะห์ผลที่ได้จากการศึกษาทั้งหมด และข้อสรุปได้นำเสนอในรายงานการวิจัยฉบับสมบูรณ์นี้แล้ว เพื่อส่งมอบเมื่อเสร็จโครงการ และตีพิมพ์ในวารสารระดับชาติต่อไป

ขั้นตอนที่ 7 การถ่ายทอดเทคโนโลยี

ผลการวิจัยได้นำเสนอในการประชุมระดับชาติหรือระดับนานาชาติและตีพิมพ์ในวารสารระดับชาติหรือนานาชาติหลังจากสิ้นสุดโครงการ

1.6 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

ผลงานวิจัยที่เสนอมานี้มีประโยชน์กับงานด้านธรณีวิทยา วิศวกรรมสิ่งแวดล้อม และวิศวกรรมธรณี ซึ่งสามารถสรุปเป็นหัวข้อได้ดังต่อไปนี้

- 1) ตีพิมพ์ผลงานวิจัยในวารสารระดับนานาชาติ
- 2) เผยแพร่องค์ความรู้ให้กับหน่วยงานที่เกี่ยวข้องทั้งภาครัฐและเอกชน

1.7 หน่วยงานที่นำผลการวิจัยไปใช้ประโยชน์

ผลการวิจัยที่เสนอมานี้มีประโยชน์อย่างมากและโดยตรงกับหลายหน่วยงานทั้งภาครัฐและเอกชน สถาบันการศึกษาที่เปิดสอนทางด้านวิศวกรรมเหมืองแร่ และวิศวกรรมธรณี รวมไปถึงหน่วยงานที่ทำงานเกี่ยวข้องกับการก่อสร้างในชั้นหิน เช่น การสร้างเขื่อน การสร้างอุโมงค์ เหมืองแร่บนดินและใต้ดิน หน่วยงานเหล่านี้ได้แก่

- 1) กรมทรัพยากรน้ำ
- 2) กองธรณีเทคนิค กรมทรัพยากรธรณี กระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม
- 3) สำนักสำรวจด้านวิศวกรรมและธรณีวิทยา กรมชลประทาน กระทรวงเกษตรและสหกรณ์
- 4) กองธรณีเทคนิค กรมพัฒนาพลังงานทดแทนและอนุรักษ์พลังงาน กระทรวงพลังงาน
- 5) สถาบันการศึกษาที่เปิดสอนทางด้านวิศวกรรมเหมืองแร่ และวิศวกรรมธรณี
- 6) บริษัทเอกชนที่ออกแบบและก่อสร้างอุโมงค์ และความลาดชันในมวลหิน
- 7) กระทรวงพลังงาน
- 8) บริษัทสำรวจและขุดเจาะน้ำมันในประเทศไทย
- 9) องค์การบริหารส่วนตำบล และองค์การบริหารส่วนจังหวัด

บทที่ 2

การทบทวนวรรณกรรมวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 คุณสมบัติของเกลือหินเชิงกลศาสตร์

การศึกษาและวิจัยด้านกลศาสตร์เกลือหินมีจุดมุ่งหมายหลักเพื่อศึกษากลไกและพฤติกรรมของเกลือหินในระยะยาว โดยอาศัยการทดสอบเชิงกลศาสตร์และความรู้พื้นฐานทางวิศวกรรมศาสตร์มาประยุกต์ใช้ เพื่อหาคุณสมบัติของเกลือหินและสร้างสมการหรือกฎเกณฑ์เชิงคณิตศาสตร์ในการประเมินและคาดคะเนพฤติกรรมของเกลือหินในสภาวะที่ชั้นหินมีแรงกด ความร้อน และความชื้น เป็นต้น คุณสมบัติของเกลือหินเชิงกลศาสตร์จึงเกี่ยวข้องกับค่าความเค้น ความเครียด อุณหภูมิ และเวลา คุณสมบัติเหล่านี้จะถูกกำหนดเป็นส่วนหนึ่งของสมการทางคณิตศาสตร์เพื่อให้สามารถอธิบายพฤติกรรมของเกลือหินในด้านต่างๆ ได้ครอบคลุม

ผู้วิจัยหลายท่านได้เสนอว่าเกลือหินมีคุณสมบัติเหมือนโลหะและเซรามิก (Munson and Wawersik, 1993; Chokski and Langdon, 1991) แต่แท้จริงแล้วเกลือหินจัดเป็นหินชนิดหนึ่งจำพวก Alkali halides และมีคุณสมบัติไม่เหมือนกับโลหะ เซรามิก และหินอื่นๆ Barber (1990) และ Aubertin et al. (1992, 1993, 1999) ได้ศึกษาคุณสมบัติของเกลือหินและสรุปว่าเกลือหินมีคุณสมบัติแบบกึ่งเปราะกึ่งเหนียวหรือมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น-พลาสติก กล่าวคือ เกลือหินจะมีพฤติกรรมทั้งแบบยืดหยุ่น แบบยืดหยุ่น-พลาสติก และแบบพลาสติก (Jeremic, 1994; Aubertin et al., 1992, 1993, 1999; Fokker, 1995, 1998) ตามรายละเอียดที่สรุปได้ดังนี้

พฤติกรรมเชิงยืดหยุ่น (Elastic behavior) ของเกลือหินจะถูกพิจารณาในลักษณะความยืดหยุ่นเชิงเส้นตรงและมีการวิบัติแบบเปราะ ความยืดหยุ่นเชิงเส้นตรงสามารถสังเกตได้เมื่อมีแรงกดต่ำกว่าแรงกดอ่อนตัว ในช่วงความยืดหยุ่นเชิงเส้นตรงจะสามารถคำนวณหาสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นได้ปกติแล้วเกลือหินจะมีสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นที่ต่ำกว่าหินอื่นๆ

พฤติกรรมเชิงยืดหยุ่น-พลาสติก (Elastic and plastic behavior) ของเกลือหินจะเกิดขึ้นเมื่อแรงกดที่กระทำต่อเกลือหินยังไม่เกินจุดอ่อนตัว เมื่อปล่อยแรงกดจะทำให้เกลือหินกลับสู่สภาพเดิม หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งคือเกลือหินมีการเปลี่ยนรูปไปชั่วคราวเท่านั้น แต่ในขณะเดียวกันเมื่อให้แรงกดต่อไปเกลือหินจะเข้าสู่ช่วงที่เป็นพลาสติก กล่าวคือ ความเค้นจะเลยจุดความเค้นอ่อนตัวไปแล้วนั่นเอง เมื่อลดแรงกดเกลือหินจะไม่สามารถกลับคืนสู่สภาพเดิมได้ ถ้าให้แรงกดต่อไปเกลือหินจะไม่สามารถทนแรงกดที่สะสมไว้ได้และในที่สุดก็จะวิบัติ

พฤติกรรมเชิงพลาสติก (Plastic behavior) ของเกลือหินจะไม่มี การเปลี่ยนแปลงรูปร่างถาวรจนกว่าแรงที่กระทำจะเกินจุดอ่อนตัว (Thorel and Ghoreychi, 1993; Fryne et al., 1996) ที่แรงกดสูงเกลือหินจะมีการวิรูปไปเรื่อยๆ ไม่มีที่สิ้นสุด (หากแรงกดที่กระทำยังคงเท่ากับแรงกดคงที่) เมื่อถึงขีดจำกัดของความเครียดเกลือหินก็จะไม่สามารถทนรับแรงกดนี้ต่อไปได้และจะวิบัติ

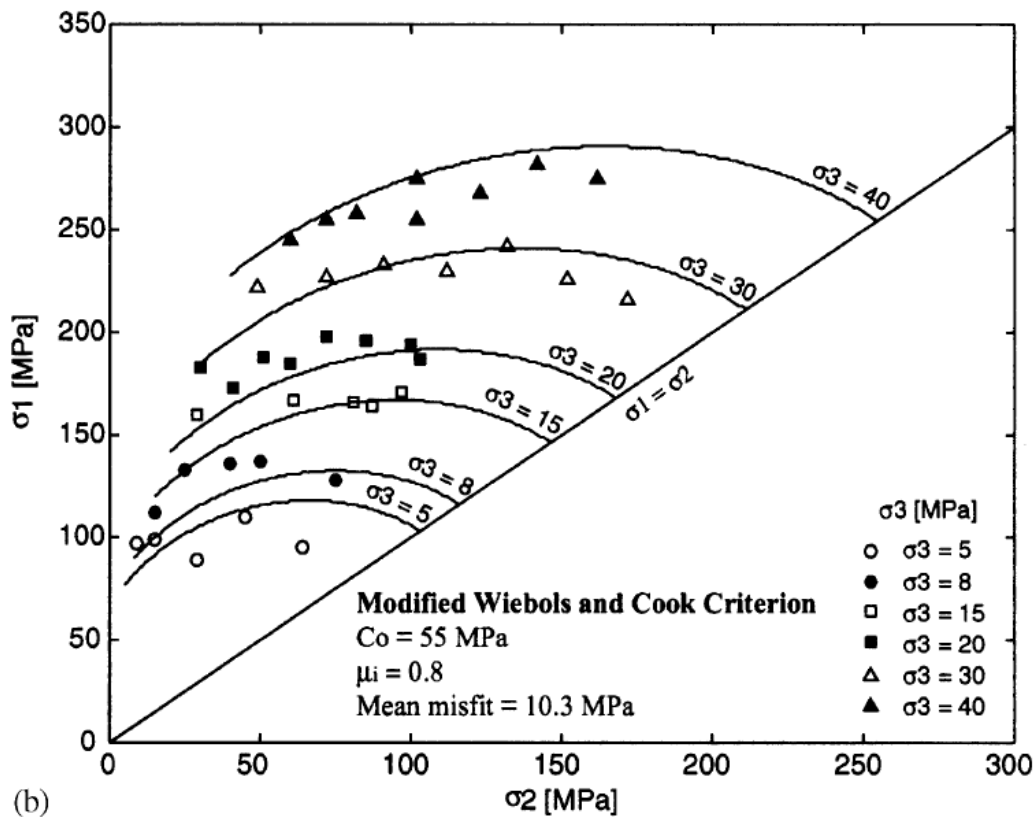
การเปลี่ยนรูปของเกลือหินที่สภาวะอุณหภูมิสูงจะทำให้เกิดการเปลี่ยนตำแหน่งของผลึกได้ง่าย เมื่อได้รับแรงกดก็จะเกิดแรงในแนวเฉือนส่งผลให้เกิดการเคลื่อนไหลง่ายขึ้น ดังนั้นในเชิงกลศาสตร์แรงกดและความร้อนจะเป็นปัจจัยที่มีความสำคัญในการศึกษาพฤติกรรมและกลไกการเคลื่อนไหลของเกลือหิน (Duesbery et al., 1991; Senseny et al., 1992; Carter et al., 1993) นอกจากนี้การเปลี่ยนรูปของเกลือหินจะมีความสัมพันธ์กับอัตราความเครียดแบบไม่ยืดหยุ่นและความเค้นแปรผัน (Spiers et al., 1990; Barber, 1990; Chokski and Langdon, 1991; Wolfenstine et al., 1991)

2.2 การทดสอบกำลังรับแรงกดของตัวอย่างหิน

Wiebols and Cook (1968) ได้ทำการศึกษาผลกระทบค่าความเค้นหลักกลาง (σ_2) จากความแข็งของหินบนพื้นฐานของผลการทดสอบที่มีการศึกษามาก่อนหน้านี้ โดยการทดสอบประกอบด้วยสภาวะความเค้นที่มีค่าความเค้นหลักต่ำสุด (σ_3) คงที่ การทดสอบที่มีค่าความเค้นหลักกลางเพิ่มขึ้นเท่ากับค่าความเค้นหลักรอง ($\sigma_2 = \sigma_3$) และเพิ่มขึ้นเท่ากับค่าความเค้นหลักสูงสุด ($\sigma_2 = \sigma_1$) ใน การทดสอบได้กำหนดความเค้นเริ่มแรกให้มีค่าเพิ่มขึ้นจนถึงจุดสูงสุดเท่ากับค่าความเค้นหลักกลาง (σ_2) จากนั้นจะลดลงเป็นลำดับ

Wawersik et al (1997) ได้ทำการทดสอบเชิงกลศาสตร์ภายใต้สภาวะความเค้นปกติและ Arbitrary stress path ซึ่งมีความสำคัญในการศึกษาพฤติกรรมของหินและระบบทางธรณีวิทยาที่ซับซ้อน ส่วนการทดสอบเชิงกลศาสตร์ภายใต้สภาวะความเค้นจริงในสามมิติมีความจำเป็นในการประเมินสมมติฐานและการพัฒนาทฤษฎีสำหรับปรากฏการณ์ เช่น ความเครียดเฉือน (Shear-strain) ของรอยเลื่อนทางธรณี ผลที่ได้นำไปสู่ความสัมพันธ์ของเครื่องทดสอบความต้านทานแรงกดในสามแกนจริงที่ใช้เปรียบเทียบกับเครื่องทดสอบความต้านทานแรงกดแบบดั้งเดิม และข้อดีที่พบในเครื่องทดสอบความต้านทานแรงกดในสามแกนจริงคือ สามารถรับความเค้นรอบข้างที่แตกต่างกันทั้งสามทิศทางได้ และที่เกิดจากการเปลี่ยนรูปร่างของหินที่ไม่เป็นเนื้อเดียวกัน (Inhomogeneous)

Colmenares and Zoback (2002) ได้ทำการศึกษา 7 กฎเกณฑ์การแตกที่นิยมใช้ในการคาดคะเนผลการทดสอบในปัจจุบันของหินที่ต่างกัน 5 ชนิด และได้ทำการหาค่าความผิดพลาดจากการฟิตข้อมูล เพื่ออธิบายแต่ละกฎเกณฑ์การแตก โดยกฎเกณฑ์การแตกของ Modified Wiebols and Cook (รูปที่ 2.1) และ Modified Lade เป็นกฎเกณฑ์ที่ฟิตข้อมูลได้ดี เนื่องจากการตระหนักถึงค่าของความเค้นหลักกลาง ซึ่งปรากฏในหินต้นแฮม Dolomite และ Solenhofen limestone อย่างไรก็ตามสำหรับหินบางชนิด เช่น (Shirahama sandstone และ Yuubari shale) ค่าความเค้นหลักกลางแทบไม่มีผลกระทบต่อการแตก ซึ่งกฎเกณฑ์ Mohr–Coulomb and Hoek and Brown สามารถสอบเทียบข้อมูลได้ดี ส่วนกฎเกณฑ์ Drucker–Prager ไม่สามารถทำการประเมินจุดแตกของหินได้อย่างถูกต้อง กฎเกณฑ์ของ Mogi 1967 and Mogi 1971 เกิดจากการหาค่าแรงกดในสามแกนแบบดั้งเดิมและค่าแรงกดในสามแกนจริง แต่ข้อเสียของกฎเกณฑ์นี้คือการไม่นำค่าแรงกดในแกนเดียวมาใช้ในการพิจารณาร่วมด้วย



รูปที่ 2.1 ผลการทดสอบหิน Shirahama sandstone โดยนำมาสร้างความสัมพันธ์ด้วยเกณฑ์ของ Modified Wiebols and Cook (Colmenares and Zoback, 2002)

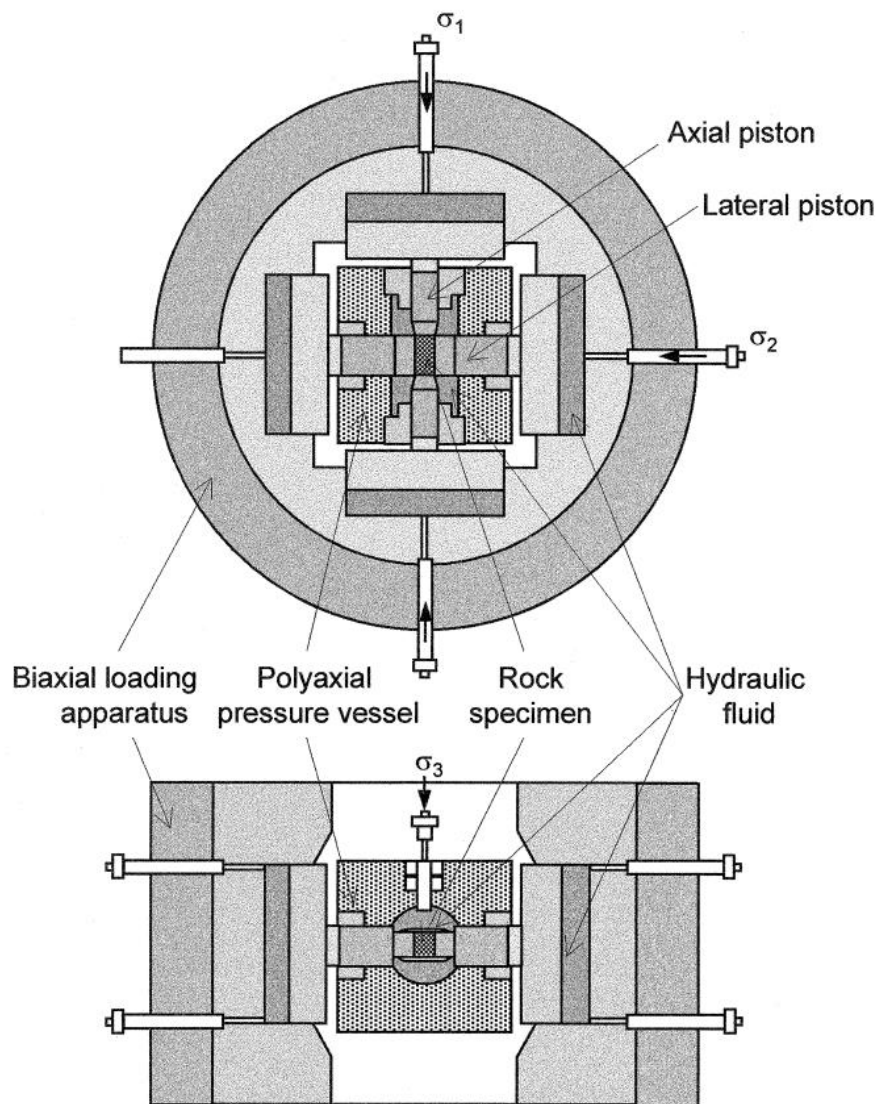
Kwasniewski (2003) ได้ทดสอบหินทรายรูปทรงกระบอกขนาดเม็ดกลางภายใต้การให้แรงกดในแกนเดียว การให้แรงกดในสามแกนแบบธรรมดา และสภาวะการให้แรงกดในสามแกนจริง ผลการทดสอบพบว่าค่าความดันล้อมรอบไม่สามารถทำให้ตัวอย่างหินเกิดการขยายตัวภายใต้สภาวะแรงกดในสามแกนได้ ซึ่งค่าของความเครียดเชิงปริมาตรมีความสอดคล้องกับค่าความแตกต่างของความเค้นกลางสูงสุด

Alexeev et al. (2004) ศึกษาเครื่องมือกดในสามแกนจริงและนำไปใช้ทำนายการระเบิดของถ่านหิน ซึ่งเครื่องมือกดในสามแกนจริง (True triaxial loading, TTAL) มี 2 รุ่น คือ เครื่องมือรุ่นแรกสร้างขึ้นเพื่อเลียนแบบความเค้นในสภาวะจริงที่เกิดขึ้นในตัวอย่างหิน และเครื่องมือรุ่นที่สองได้มีการพัฒนาให้สามารถตรวจวัดความเค้นได้แม่นยำขึ้นและสามารถจำลองการระเบิดของหินอย่างทันทีทันใด เครื่องมือทั้งสองรุ่นนี้สามารถเพิ่มความดันในสามแกนอย่างเป็นอิสระได้ถึง 250 MPa สอดคล้องกับความลึกใต้พื้นโลกประมาณ 10,000 เมตร ผลที่ได้จากการทดสอบแสดงให้เห็นถึงความสามารถในการดูดซึมน้ำและอิทธิพลของมีเทนในถ่านหินที่มีผลกระทบต่อการจำลองการระเบิดของถ่านหิน

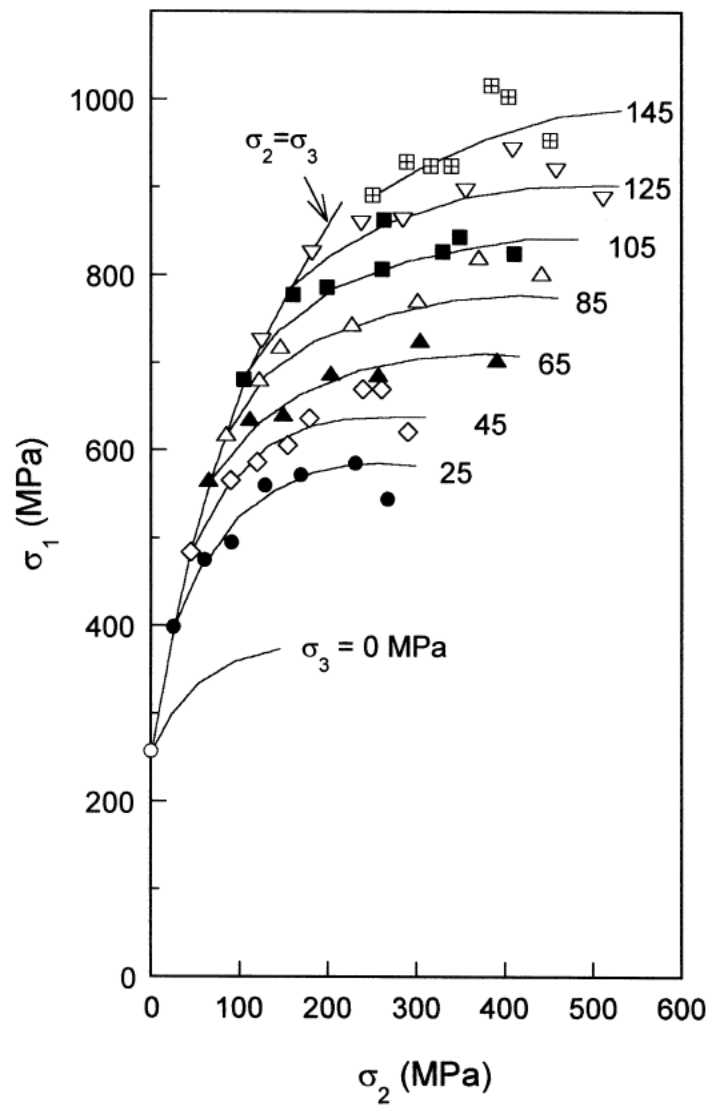
Chang และ Haimson (2005) ศึกษาการเปลี่ยนแปลงรูปร่างและการแตกของหินภายใต้ความดันในสามแกนจริง โดยทำการทดสอบค่าความแข็งของหินฮอร์นเฟลและหินเมตาไฟรต์ที่มีความลึก 2,025 ถึง 2,996 m ของแนวเทือกเขาแคลเดอเรลาในรัฐแคลิฟอร์เนียประเทศสหรัฐอเมริกา หินทั้งสองชนิดมีลักษณะแบบชั้น (Banded) และมีค่าความซึมผ่านต่ำมาก การทดสอบความต้านแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compression tests) โดยให้แนวการวางตัวของลักษณะชั้นหินแตกต่างกัน ผลที่ได้แสดงให้เห็นว่าหินฮอร์นเฟลมีค่าความแข็งเท่ากันในทุกทิศทาง (Isotropic) และหินเมตาไฟรต์มีความไม่เท่ากันในทุกทิศทาง (Anisotropic) การทดสอบความต้านแรงกดในสามแกนแบบดั้งเดิม (Conventional triaxial compression tests) แสดงให้เห็นว่าความแข็งของหินทั้งสองชนิดในแต่ละแนวการวางตัวของลักษณะชั้นหินเพิ่มขึ้นอย่างเป็นเส้นตรงต่อความดันล้อมรอบ ตัวอย่างที่นำมาทดสอบความต้านแรงกดในสามแกนจริง (True triaxial compression tests) มีมุมแนวการวางตัวของชั้นหินแบบคงที่ และค่าความเค้นหลักสูงสุด (σ_1) ความเค้นหลักกลาง (σ_2) และความเค้นหลักต่ำสุด (σ_3) มีค่าแตกต่างกัน เมื่อเพิ่มค่า σ_1 อย่างต่อเนื่องจนตัวอย่างหินแตก ผลที่ได้แสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมที่ต่างกันของหินสองชนิดภายใต้สภาวะการทดสอบเดียวกัน และค่า σ_3 จะไม่ส่งผลต่อค่าความแข็งของหินเมื่อไม่คำนึงถึงค่า σ_2 การวัดค่าความเครียด (Strain) ในแนวแรงกดทั้งสามแกนสามารถนำไปหาความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดเชิงปริมาตร (Volumetric strain) ต่อค่า σ_1 ซึ่งได้ความสัมพันธ์ในเชิงเส้นตรง

Haimson (2006) ได้ทำการศึกษาผลกระทบของค่าความเค้นหลักกลางบนรอยแตกเปราะของหิน (รูปที่ 2.2 และ 2.3) และกฎเกณฑ์การแตกอื่นๆ ผลที่ได้อธิบายถึง 3 กลไกการแตก คือ (1) อิทธิพลของอัตราการกด (2) ประเภทของหิน และ (3) การแตกเฉือน

Sriapai et al. (2011) ได้ใช้ Polyaxial load frame เพื่อหาค่ากำลังกดในสามแกนจริงของเกลือหินชุดมหาสารคาม โดยใช้กฎเกณฑ์การแตกของ Coulomb และ Modified Wiebols and Cook เพื่อคาดคะเนผลการทดสอบในรูปของความเค้นเปื่อยเบนและค่าความเค้นหลักกลาง โดยกฎเกณฑ์ Modified Wiebols and Cook สามารถอธิบายการแตกได้ดีกว่ากฎเกณฑ์ของ Coulomb ในสภาวะแรงกด แต่เมื่ออยู่ในสภาวะแรงดึง กฎเกณฑ์ของ Coulomb สามารถทำนายผลได้สูงกว่าการทดสอบ 20% แต่กฎเกณฑ์ Modified Wiebols and Cook ไม่สามารถอธิบายการแตกแบบแรงดึงได้



รูปที่ 2.2 แผนภาพของระบบการทดสอบค่ากำลังกดในสามแกนจริงของ Haimson and Chang (2000)



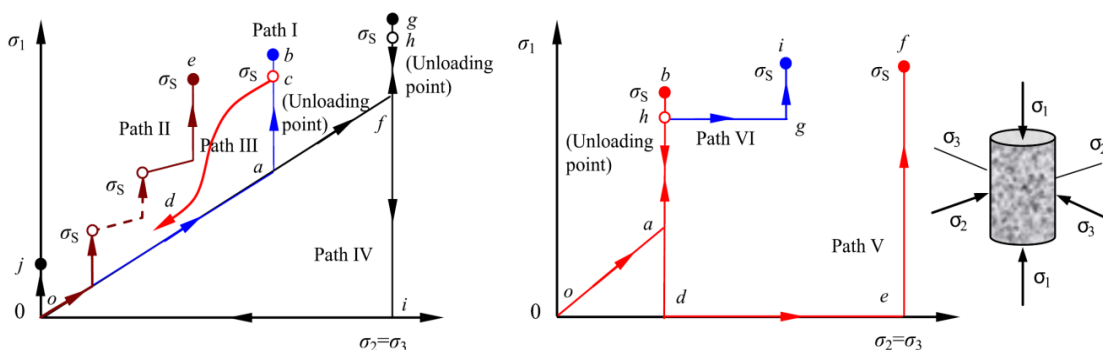
รูปที่ 2.3 ผลการทดสอบหิน Dunham dolomite ในรูปของความเค้นหลักสูงสุดและความเค้นหลักกลาง (Haimson and Chang, 2000)

2.3 ผลกระทบของวิถีความเค้นต่อคุณสมบัติของหิน

ผลสรุปจากหลายงานวิจัยพบว่าวิถีความเค้น (Stress path) มีผลกระทบต่อค่ากำลังกวด และการเปลี่ยนรูปร่างของหิน (Jaeger, 1967; Swanson and Brown, 1971; Crouch, 1972; Yao et al., 1980; Xu and Geng, 1986; Ferfera et al., 1997; Lee et al., 1999; Cai, 2008; Wang et al., 2008; Yang et al., 2011; Yang et al., 2012) ในการศึกษาที่ผ่านมาักพิจารณาผลกระทบของวิถีความเค้นจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการสองรูปแบบคือ การทดสอบกำลังกวดในสามแกนแบบดั้งเดิม (σ_3 คงที่) และการทดสอบกำลังกวดในสามแกนแบบลดความเค้นล้อมรอบ (σ_m คงที่) ดังแสดงในรูปที่ 2.4 โดย Yang และคณะ (2011) ได้สรุปผลการศึกษานักวิจัยหลายคนพบว่า รูปแบบของวิถีความเค้นมีผลกระทบต่อค่าความแข็งแรง และการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของหิน ในขณะที่มีนักวิจัยบางกลุ่มได้ข้อสรุปว่าวิถีความเค้นไม่มีผลต่อค่าคุณสมบัติดังกล่าว (Swanson and Brown, 1971; Crouch, 1972)

Xu และ Geng (1986) ได้ศึกษาผลกระทบจากวิถีความเค้นหลากหลายรูปแบบต่อค่าความแข็งแรง การเปลี่ยนแปลงรูปร่าง และการวิบัติของหินอ่อน ผลจากการทดสอบพบว่าวิถีความเค้นภายใต้ σ_3 คงที่ และ σ_m คงที่ ซึ่งมีความสัมพันธ์กับลักษณะของความเค้นที่เกิดขึ้นในชั้นหินแข็งของแผ่นเปลือกโลก ค่าความเค้นยึดติดของหินอ่อนภายใต้สภาวะ σ_m คงที่ มีค่าต่ำกว่าภายใต้ σ_3 คงที่ แต่วิถีความเค้นไม่มีผลต่อค่ามุมเสียดทานภายใน ผลจากการทดสอบความเค้นในสามแกนของ Yao และคณะ (1980) แสดงให้เห็นว่าการวิบัติของหินอ่อนภายใต้สภาวะความเค้นกวดในสามแกนแบบ σ_m คงที่ เกิดขึ้นง่ายกว่าภายใต้สภาวะแบบ σ_3 คงที่

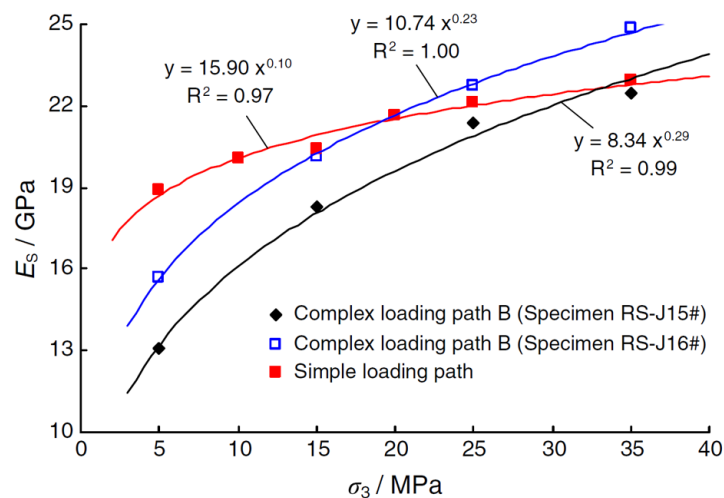
Mellegard และคณะ (2007) ศึกษาผลกระทบของ Lode angle ด้วยการทดสอบการคืบของเกลือหิน พบว่าอัตราการคืบในช่วงที่มีอัตราการเปลี่ยนแปลงความเครียดต่อช่วงเวลาคงที่ (Steady-state) มีความสัมพันธ์กับ σ_1 และ σ_3 เท่านั้น โดยไม่เกี่ยวข้องกับค่า σ_2 ดังนั้นทั้งภายใต้สภาวะความเค้นแบบสามแกน และสภาวะความเค้นสามแกนแบบขยาย จะถือว่าพฤติกรรมของเกลือหินในช่วงนี้มีความคล้ายคลึงกัน



รูปที่ 2.4 วิถีความเค้นทั้ง 6 รูปแบบ ในรูปของความเค้นหลัก (Yang และคณะ 2011)

Sriapai และคณะ (2011) ได้ทดสอบความเค้นกดในสามแกนจริงด้วยเครื่อง Polyaxial load frame เพื่อหาค่าความแข็งของเกลือหินชุดมหาสารคาม เครื่องทดสอบให้ความเค้นด้านข้าง (σ_2 และ σ_3) กับตัวอย่างด้วยการทดแรงจากคาน โดยสามารถแยกจากกันได้อย่างอิสระ ในขณะที่ความเค้นกดในแนวแกนมีอัตราในช่วง 0.5 ถึง 1.0 MPa/s จนกระทั่งตัวอย่างเกิดการวิบัติ ค่ามุมเสียดทานและค่าความเค้นยึดติด สามารถคำนวณได้จากการทดสอบความเค้นกดในสามแกน โดยใช้เกณฑ์ของโคลอมบ์ การวิเคราะห์ผลกระทบของ σ_2 ต่อค่าความแข็งของเกลือหินสอดคล้องกันเป็นอย่างดีกับเกณฑ์ของ Modified Wiebols and Cook ในขณะที่เกณฑ์จาก Mogi จะให้ค่าความแข็งที่ต่ำกว่าความเป็นจริง โดยเฉพาะภายใต้สภาวะที่ σ_3 มีค่าสูง ส่วนเกณฑ์จาก Lode ให้ค่าความแข็งที่สูงเกินกว่าความเป็นจริงในทุกกรณี

Yang (2013) ทดสอบความเค้นกดในสามแกนภายใต้วิธีความเค้นแบบซับซ้อนเพื่อศึกษาพฤติกรรมการเปลี่ยนแปลงรูปร่างและค่าความแข็งของหินทราย ในการทดสอบได้กำหนดค่าความเค้นล้อมรอบอยู่ในช่วงตั้งแต่ 5 ถึง 35 MPa ภายใต้วิธีความเค้นแบบทั่วไปพบว่า ค่ากำลังกดสูงสุด ค่าความแข็งคงค้าง และการวิบัติ ของทุกตัวอย่างทดสอบมีค่าเพิ่มขึ้นตามขนาดของความเค้นล้อมรอบ ซึ่งสอดคล้องเป็นอย่างดีกับเกณฑ์ของ Mohr-Coulomb การวิเคราะห์ค่าความแข็งและการเปลี่ยนแปลงรูปร่างระหว่างวิธีความเค้นแบบทั่วไปกับวิธีความเค้นแบบซับซ้อนพบว่า ค่าความยืดหยุ่นของทั้งสองวิธีความเค้นมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างไม่เป็นเส้นตรงในฟังก์ชันของความเค้นล้อมรอบ โดยเฉพาะการทดสอบภายใต้สภาวะที่มีการเพิ่มขึ้นของความเค้นล้อมรอบ (Path A) นอกจากนี้ยังได้พัฒนาสมการจากเกณฑ์ของ Mohr-Coulomb เพื่อใช้ในการคาดคะเนค่าความแข็งและคุณสมบัติของหินทราย รูปที่ 2.5 แสดงผลที่ได้จากการทดสอบผลกระทบของวิธีความเค้นแบบซับซ้อนภายใต้สภาวะที่ความเค้นล้อมรอบมีค่าลดลง (Path B)



รูปที่ 2.5 ผลกระทบของความเค้นล้อมรอบต่อค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของหินทรายภายใต้วิธีความเค้นแบบซับซ้อน (Path B)

บทที่ 3

การจัดเตรียมตัวอย่างเกลือหิน

3.1 วัตถุประสงค์

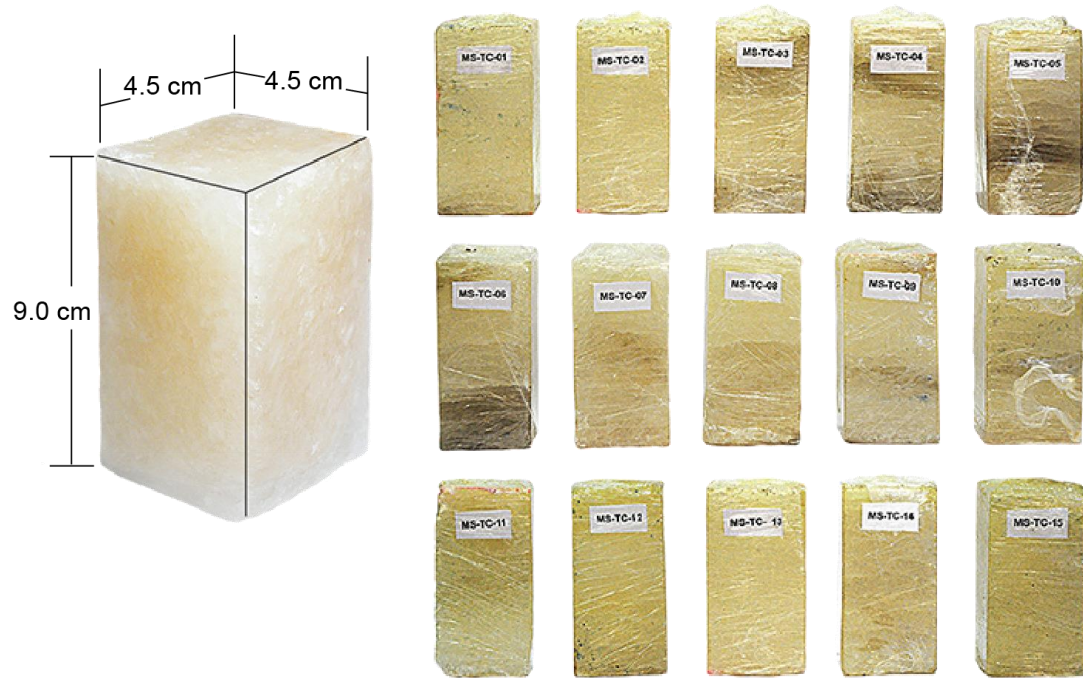
เนื้อหาในบทนี้ได้อธิบายขั้นตอน วิธีการ และข้อปฏิบัติในการจัดเตรียมตัวอย่างเกลือหินเพื่อใช้ทดสอบในห้องปฏิบัติการ

3.2 การเตรียมตัวอย่างเกลือหิน

ตัวอย่างเกลือหินทั้งหมดที่ใช้การทดสอบได้รับความอนุเคราะห์จาก บริษัท ไทคาลิ จำกัด อ.ด่านขุนทด จ.นครราชสีมา ซึ่งขุดเจาะมาจากเกลือชั้นล่าง (Lower salt) ในการเตรียมตัวอย่างเกลือหินสำหรับทดสอบในห้องปฏิบัติการได้นำแท่งตัวอย่างเกลือหินมาเข้าเครื่องตัด (Hack Sawing Machine) ดังรูปที่ 3.1 ด้วยวิธีการตัดแบบแห้งให้มีรูปร่างทรงสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาด $4.5 \times 4.5 \times 9.0 \text{ cm}^3$ ดังรูปที่ 3.2 ส่วนตารางที่ 3.1 แสดงขนาดและความหนาแน่นของเกลือหินที่ใช้ในการทดสอบ



รูปที่ 3.1 การตัดตัวอย่างเกลือหินด้วยเครื่อง Hack Sawing Machine



รูปที่ 3.2 ตัวอย่างเกล็ดหินที่ใช้ในการทดสอบเมื่อผ่านกระบวนการการตัดแบบแห้ง

ตารางที่ 3.1 ขนาดตัวอย่างและความหนาแน่นของเกลือหินที่ใช้ในการทดสอบ

Specimen No.	Width (mm.)	Length (mm.)	Height (mm.)	Density (g/cc)
MS-PX-01	52.1	54.3	108.6	2.14
MS-PX-02	56.2	57.4	104.8	2.24
MS-PX-03	53.9	52.7	105.4	2.26
MS-PX-04	55.0	55.3	109.6	2.24
MS-PX-05	54.0	55.1	106.2	2.19
MS-PX-06	57.5	55.1	106.2	2.32
MS-PX-07	53.3	54.5	109.0	2.19
MS-PX-08	54.7	51.2	102.4	2.18
MS-PX-09	56.0	54.9	109.7	2.28
MS-PX-10	55.7	56.1	102.2	2.19
MS-PX-11	55.0	54.5	109.0	2.25
MS-PX-12	53.8	54.5	109.0	2.29
MS-PX-13	54.4	53.5	107.0	2.30
MS-PX-14	53.4	54.3	108.6	2.20
MS-PX-15	51.5	55.0	105.0	2.22
MS-PX-16	54.3	55.6	101.2	2.00
MS-PX-17	54.1	54.3	108.6	2.19
MS-PX-18	55.5	55.3	110.6	2.15
MS-PX-19	55.4	54.4	108.8	2.10
MS-PX-20	54.7	54.7	109.4	2.14
MS-PX-21	54.9	57.5	105.0	2.22
MS-PX-22	54.0	56.6	103.2	2.32
MS-PX-23	56.0	56.1	102.2	2.23
MS-PX-24	57.3	55.4	110.8	2.20
MS-PX-25	56.6	54.8	109.6	2.12
MS-PX-26	54.0	54.7	109.4	2.30
MS-PX-27	57.0	55.7	101.4	2.17
MS-PX-28	56.0	56.2	102.4	2.27

ตารางที่ 3.1 ขนาดตัวอย่างและความหนาแน่นของเกลือหินที่ใช้ในการทดสอบ (ต่อ)

Specimen No.	Width (mm.)	Length (mm.)	Height (mm.)	Density (g/cc)
MS-PX-29	54.2	55.6	101.2	2.26
MS-PX-30	55.3	57.1	104.2	2.13
MS-PX-31	54.5	56.4	102.8	2.19
MS-PX-32	56.9	56.1	102.2	2.16
MS-PX-33	57.1	53.5	107.0	2.35
MS-PX-34	54.9	54.5	109.0	2.18
MS-PX-35	56.1	56.7	103.4	2.23
MS-PX-36	55.7	56.2	102.4	2.28
MS-PX-37	54.0	54.3	108.6	2.25
MS-PX-38	55.4	55.1	107.2	2.12
MS-PX-39	56.8	55.9	101.8	2.05
MS-PX-40	55.0	55.3	107.6	2.01
MS-PX-41	53.7	54.2	108.4	2.22
MS-PX-42	54.0	56.5	103.0	2.15
MS-PX-43	54.5	55.2	106.4	2.34
MS-PX-44	54.0	54.6	109.2	2.15
MS-PX-45	55.6	55.6	101.2	2.05
MS-PX-46	53.7	53.9	107.8	2.22
MS-PX-47	53.8	53.1	106.2	2.32
MS-PX-48	56.1	56.5	103.0	2.35
MS-PX-49	55.2	55.5	101.0	2.13
MS-PX-50	53.4	54.6	109.2	2.21
Average				2.20 ± 0.09

บทที่ 4

วิธีการทดสอบ

4.1 บทนำ

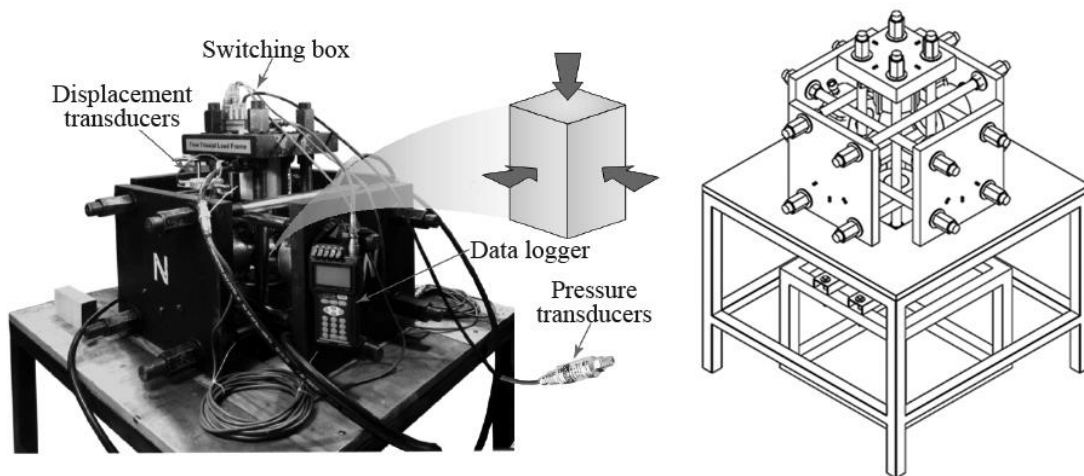
ในบทนี้ได้นำเสนอรูปแบบและวิธีการทดสอบกำลังกดในหลายแกน เพื่อศึกษาผลกระทบของวิถีความเค้น (Stress path) ต่อค่าความแข็งแรงและความยืดหยุ่นของเกลือหินที่จัดเตรียมตามขั้นตอนในบทที่สาม โดยแบ่งวิธีการทดสอบออกเป็น 3 รูปแบบ คือ การทดสอบกำลังกดในสามแกน (Triaxial compression test) การทดสอบกำลังกดในสามแกนจริง (Polyaxial compression test) และการทดสอบกำลังกดในสามแกนแบบขยาย (Triaxial extension test) โดยแต่ละวิธีการทดสอบได้กระทำภายใต้วิถีเค้น (Stress path) แบบความเค้นหลักต่ำสุด (σ_3) คงที่ และวิถีความเค้นแบบความเค้นเฉลี่ย (σ_m) คงที่

4.2 อุปกรณ์การทดสอบ

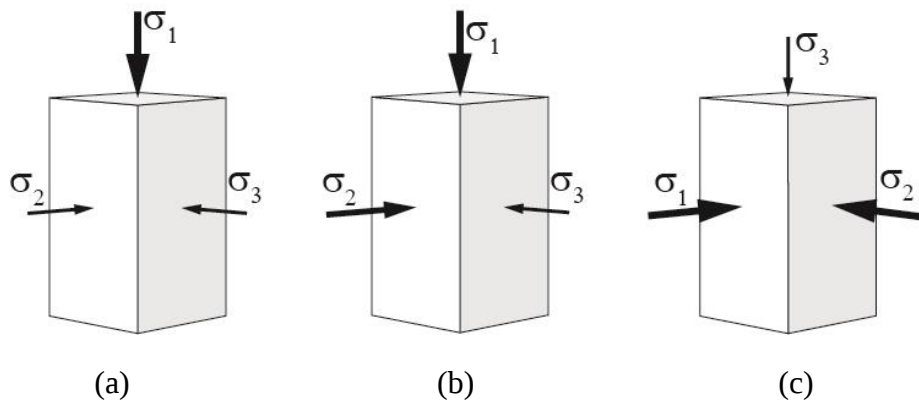
ในการศึกษานี้ได้ใช้เครื่องทดสอบกำลังกดในสามแกนจริง (True triaxial load frame) ดังแสดงในรูปที่ 4.1 เครื่องมือทดสอบนี้ได้พัฒนามาจากเครื่องทดสอบแรงกดในสองแกน โดยใช้แม่แรงสามตัวในการควบคุมเพื่อให้แรงกดแก่ตัวอย่างหิน สามารถใช้ทดสอบตัวอย่างหินเนื้ออ่อนไปจนถึงหินที่มีความแข็งแรงระดับปานกลางได้ แรงที่กระทำกับตัวอย่างหินในแต่ละทิศทางมีความเป็นอิสระต่อกันผ่านโครงกดในแต่ละด้านของเครื่องทดสอบ อุปกรณ์ตรวจวัดที่ใช้ร่วมกับเครื่องทดสอบประกอบด้วย ทรานสดิวเซอร์ความดัน (Pressure transducer) ทรานสดิวเซอร์การกระจัด (Displacement transducer) กล่องสวิตช์สัญญาณไฟฟ้า (Switching box) สายสัญญาณ เครื่องอ่าน และเครื่องบันทึกข้อมูล (Data logger) โดยเครื่องทดสอบนี้สามารถทดสอบกับตัวอย่างหินได้หลายขนาดด้วยการปรับระยะของแผ่นรองรับโครงกดในงานวิจัยนี้ได้ใช้ตัวอย่างหินขนาด $4.5 \times 4.5 \times 9.0 \text{ cm}^3$

4.3 รูปแบบการทดสอบ

การทดสอบแบ่งวิธีการทดสอบออกเป็น 3 วิธี คือ การทดสอบกำลังกดในสามแกน การทดสอบกำลังกดในสามแกนจริง และการทดสอบกำลังกดในสามแกนแบบขยาย ซึ่งประกอบด้วยหกลักษณะความเค้นที่มีลักษณะการให้ความเค้นในแต่ละทิศทางที่แตกต่างกันไป โดยความเค้นหลักกลาง (Intermediate principal stress, σ_2) และความเค้นหลักต่ำสุด (Minimum principal stress, σ_3) มีค่าขึ้นกับวิถีความเค้นในขณะที่ความเค้นหลักสูงสุด (Maximum principal stress, σ_1) เพิ่มขึ้นจนตัวอย่างเกิดการวิบัติ รูปที่ 4.2 แสดงรูปแบบการให้แรงกับตัวอย่างเกลือหินของวิธีการทดสอบที่แตกต่างกันทั้งสามแบบ



รูปที่ 4.1 เครื่องทดสอบกำลังกดในสามแกนจริง (True triaxial load frame)



รูปที่ 4.2 การทดสอบกำลังกดในสามแกน (a) การทดสอบกำลังกดในสามแกนจริง (b) และการทดสอบกำลังกดในสามแกนแบบขยาย (c)

4.3.1 การทดสอบกำลังกดในสามแกน

การทดสอบกำลังกดในสามแกน ($\sigma_1 \neq \sigma_2 = \sigma_3$) แบ่งวิธีความเค้นออกเป็นสองวิธีคือ วิธีความเค้นที่ 1.1 (σ_3 คงที่) และวิธีความเค้นที่ 1.2 (σ_m คงที่) โดยให้ σ_1 อยู่ในทิศทางตามแนวความยาวของตัวอย่าง และเพิ่มขึ้นด้วยอัตรา 0.1 MPa/s จนตัวอย่างเปลี่ยนเกิดการวิบัติ ส่วนลักษณะการให้ความเค้นในทิศทางของ σ_2 และ σ_3 ขึ้นกับวิธีความเค้น โดย σ_2 และ σ_3 จะมีค่าเท่ากันและคงที่ตลอดการทดสอบสำหรับวิธีความเค้นที่ 1.1 ส่วนวิธีความเค้นที่ 1.2 ควบคุมให้ σ_2 และ σ_3 มีค่าลดลงเท่ากันเพื่อให้ความเค้นเฉลี่ย (σ_m) มีค่าคงที่

4.3.2 การทดสอบกำลังกดในสามแกนจริง

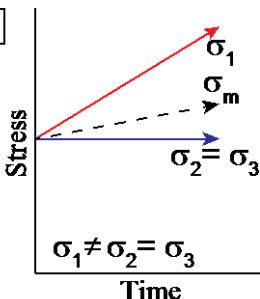
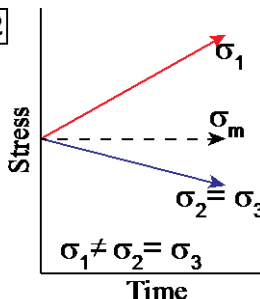
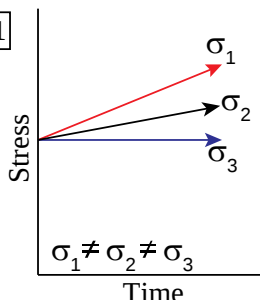
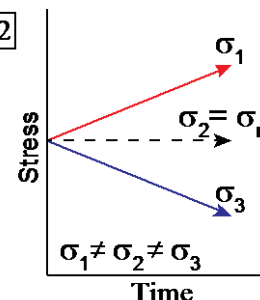
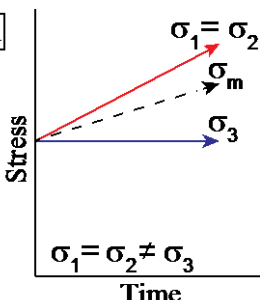
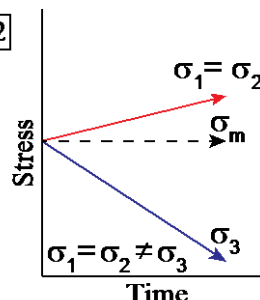
การทดสอบกำลังกดในสามแกนจริง ($\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$) ประกอบด้วยวิธีความเค้นที่ 2.1 (σ_3 คงที่) และวิธีความเค้นที่ 2.2 (σ_m คงที่) โดยให้ σ_1 อยู่ในทิศทางตามแนวความยาวของตัวอย่าง และเพิ่มขึ้นด้วยอัตรา 0.1 MPa/s จนตัวอย่างเปลี่ยนเกิดการวิบัติ การให้แรงในวิธีความเค้นที่ 2.1 กำหนดให้ σ_2 เพิ่มขึ้นในอัตราคงที่ แต่น้อยกว่าค่าความเค้นในแนวแกน และ σ_3 มีค่าคงที่ตลอดการทดสอบ ส่วนวิธีความเค้นที่ 2.2 มีการควบคุมให้ σ_2 มีค่าคงที่และเท่ากับค่าความเค้นเฉลี่ย ในขณะที่ σ_3 มีค่าลดลงอย่างคงที่ในอัตรา 0.1 MPa/s เพื่อให้ σ_m คงที่

4.3.3 การทดสอบกำลังกดในสามแกนแบบขยาย

การทดสอบกำลังกดในสามแกนแบบขยาย ($\sigma_1 = \sigma_2 \neq \sigma_3$) โดยให้ σ_1 และ σ_2 กระทำที่ระนาบด้านข้างของตัวอย่าง และเพิ่มขึ้นในอัตราคงที่เท่ากับ 0.1 MPa/s ส่วน σ_3 มีทิศทางตามแนวความยาวของตัวอย่างทดสอบ การทดสอบสามารถแบ่งเป็นสองวิธีความเค้นเช่นเดียวกับการทดสอบที่กล่าวมาแล้วข้างต้น โดยวิธีความเค้น 3.1 คือการทดสอบภายใต้ σ_3 คงที่ ส่วนวิธีความเค้น 3.2 เป็นการทดสอบภายใต้ σ_m คงที่

รูปที่ 4.2 แสดงทิศทางของความเค้นสำหรับการทดสอบทั้งสามรูปแบบ และตารางที่ 4.1 แสดงลักษณะการให้ความเค้นของแต่ละวิธีความเค้น โดยตลอดการทดสอบตัวอย่างถูกติดด้วยแผ่นนีโอเพรน (Neoprene) เพื่อลดผลกระทบของแรงเสียดทานระหว่างตัวอย่างเปลี่ยนกับเครื่องทดสอบ

ตารางที่ 4.1 วิธีความเค้นที่ใช้ในการศึกษา

Test schemes	Stress paths	
	Constant σ_3	Constant σ_m
Scheme 1 Compression ($\sigma_1 \neq \sigma_2 = \sigma_3$)	Path 1.1  $\sigma_3 = 1.0 \text{ to } 28.0 \text{ MPa}$	Path 1.2  $\sigma_m = 17.4 \text{ to } 69.4 \text{ MPa}$
Scheme 2 Polyaxial ($\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$)	Path 2.1  $\sigma_3 = 1.0 \text{ to } 7.0 \text{ MPa}$	Path 2.2  $\sigma_m = 23.3 \text{ to } 79.4 \text{ MPa}$
Scheme 3 Extension ($\sigma_1 = \sigma_2 \neq \sigma_3$)	Path 3.1  $\sigma_3 = 0.0 \text{ to } 10.0 \text{ MPa}$	Path 3.2  $\sigma_m = 20.6 \text{ to } 65.0 \text{ MPa}$

บทที่ 5

ผลการทดสอบ

5.1 บทนำ

เนื้อหาในบทนี้ได้นำเสนอผลจากการทดสอบเกลียวหินในห้องปฏิบัติการในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด ค่ากำลังกดสูงสุด และค่าความยืดหยุ่น ความเครียดที่เกิดขึ้นคำนวณจากการตรวจวัดค่าการเคลื่อนตัวของตัวอย่างเกลียวหินในทิศทางเดียวกับความเค้นหลักทั้งสามทิศทาง โดยมีการบันทึกค่ากำลังกดสูงสุดและรูปแบบการวิบัติ

5.2 ความเค้นและความเครียด

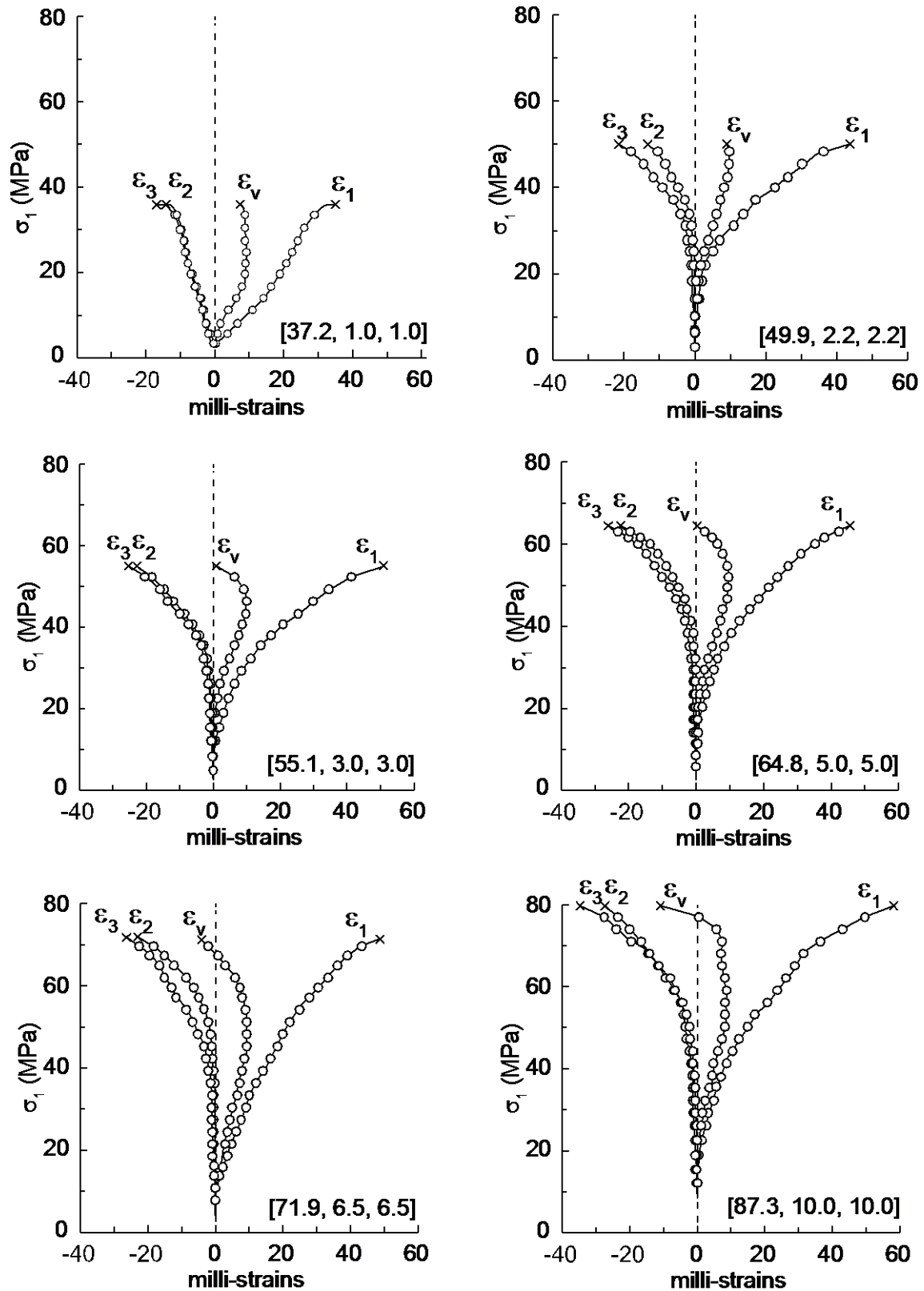
ผลการทดสอบในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของวิธีความเค้นทั้งหกแสดงในรูปที่ 5.1 ถึงรูปที่ 5.6 จากผลการทดสอบพบว่าวิธีความเค้นภายใต้ σ_m คงที่ เมื่อให้ค่ากำลังกดสูงสุดที่ต่ำกว่าการทดสอบภายใต้ σ_3 คงที่ในทุกวิธีความเค้น พบว่าความเครียดแปรผันตามความเค้นในอัตราที่ไม่คงที่ กล่าวคือ ความเครียดมีอัตราสูงขึ้นเมื่อความเค้นมีค่าเพิ่มขึ้นไปจนถึงจุดวิบัติ ซึ่งผลการทดสอบกำลังกดในสามแกน (Triaxial compression) พบว่าอัตราการเพิ่มขึ้นของความเครียดมีค่ามากที่สุดเมื่อเทียบกับการทดสอบกำลังกดในสามแกนจริง และกำลังกดในสามแกนแบบขยาย

5.3 ความเค้นและความเครียดเฉือนในสามมิติ

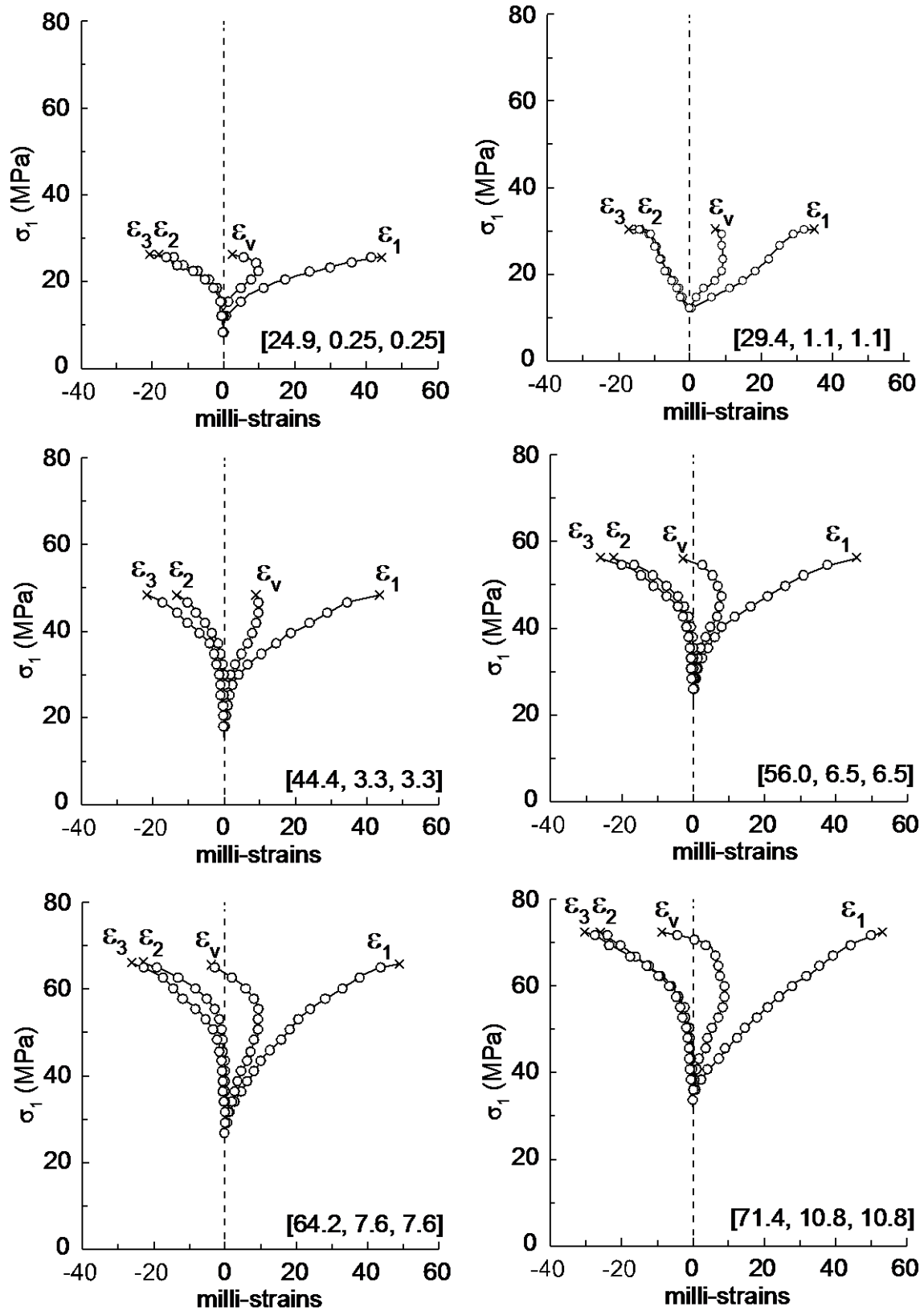
จุดประสงค์ของการทดสอบความเค้นและความเครียดในหลายแกนนี้เพื่อเปรียบเทียบผลการทดสอบในรูปของความเค้นและความเครียดที่พิจารณาตามทิศทางของความเค้นหลักทั้งสามทิศทาง ดังนั้น เพื่อเป็นการรวมความเค้นและความเครียดดังกล่าว รูปแบบความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนและความเครียดเฉือนในสามมิติจึงถูกนำมาพิจารณาเพื่อใช้อธิบายพฤติกรรมของเกลียวหินที่ทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยความเค้นเฉือนรวมหกด้าน (τ_{oct}) และความเครียดเฉือนรวมหกด้าน (γ_{oct}) สามารถคำนวณได้จากสมการที่เสนอโดย Jaeger และคณะ (2007) ดังนี้

$$\tau_{oct} = (1/3)[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2]^{1/2} \quad (5.1)$$

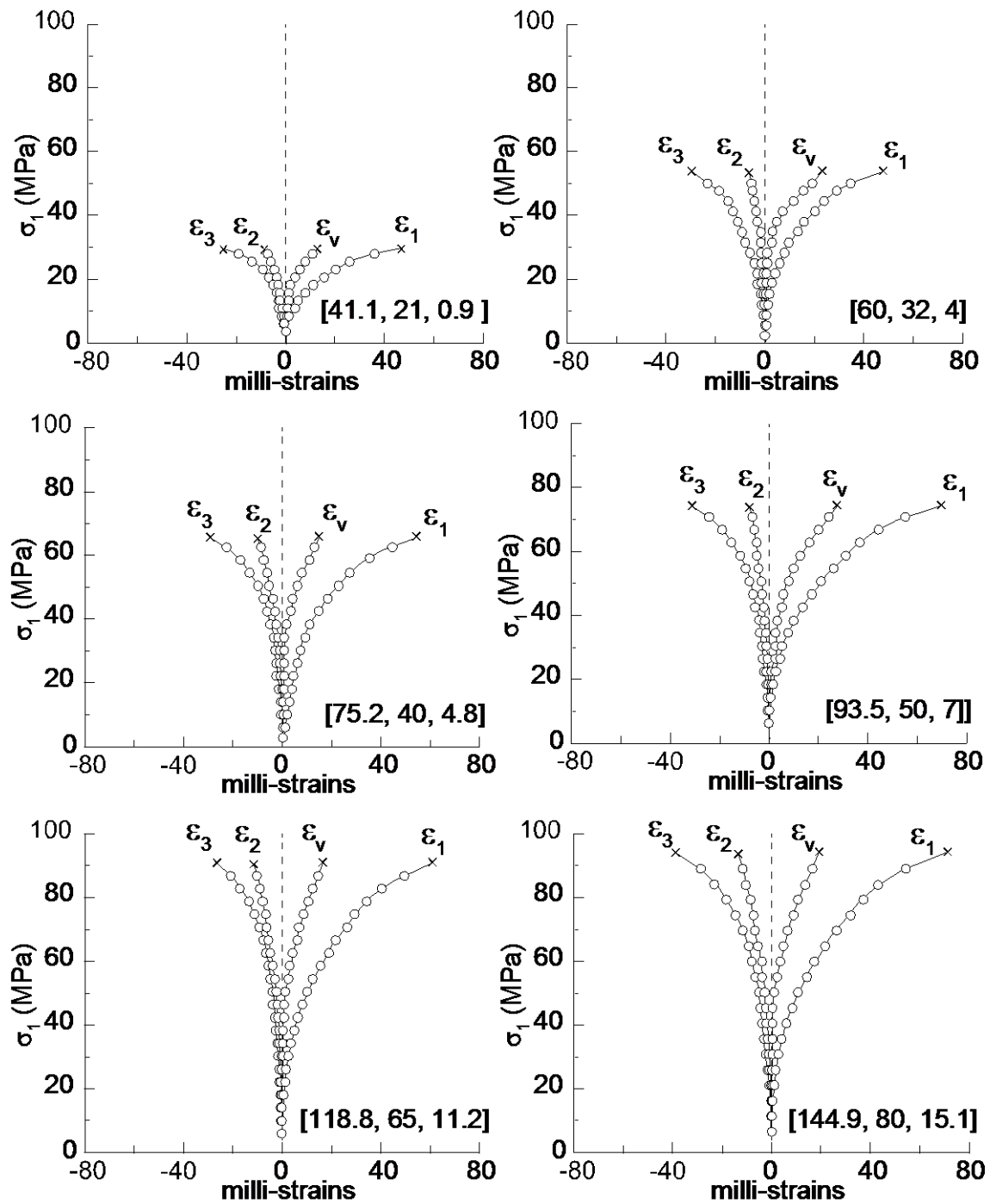
$$\gamma_{oct} = (1/3)[(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2]^{1/2} \quad (5.2)$$



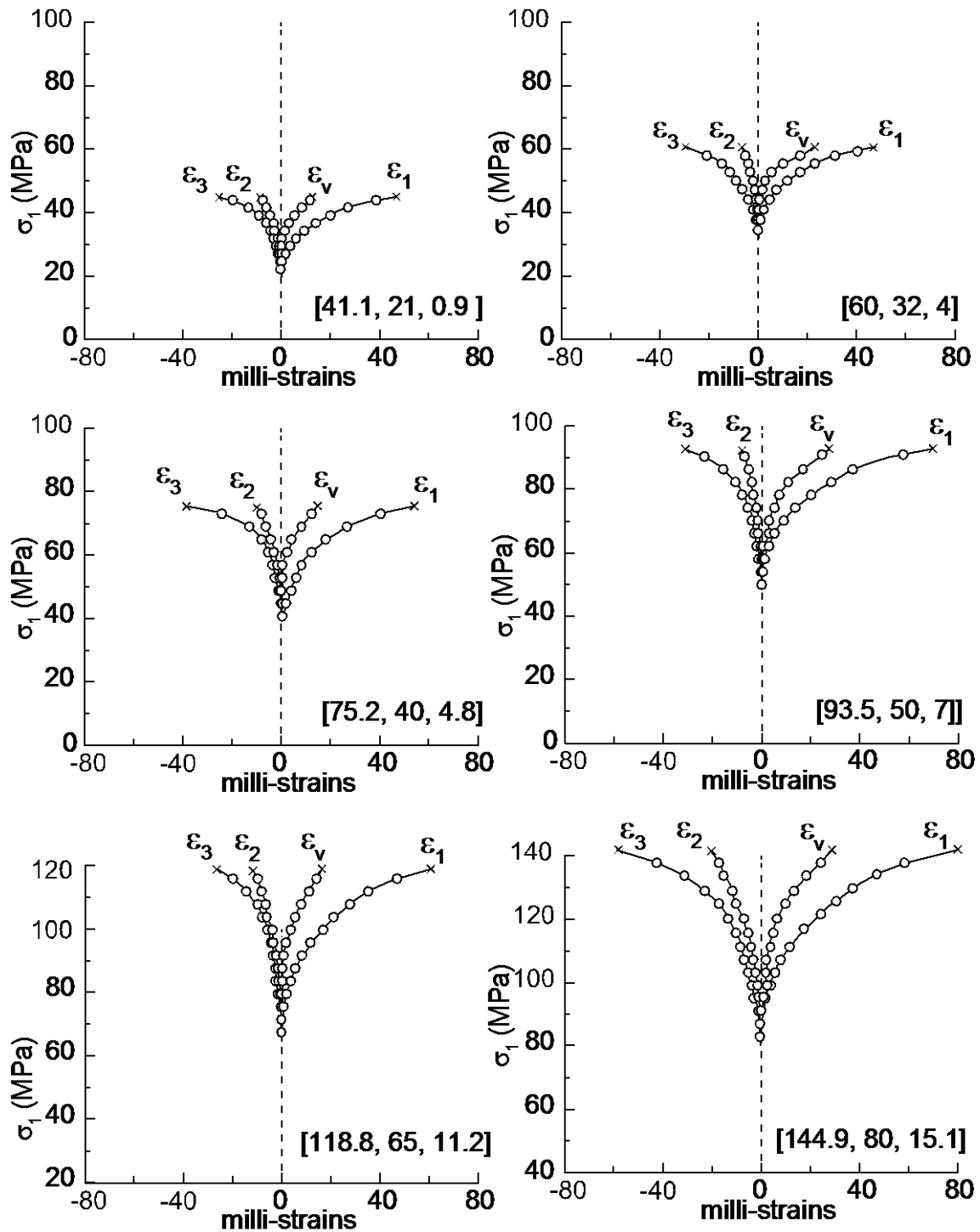
รูปที่ 5.1 กราฟความเค้นและความเครียดสำหรับการทดสอบแรงกดในสามแกนสำหรับวิธีความเค้นที่ 1.1 (σ_3 คงที่)



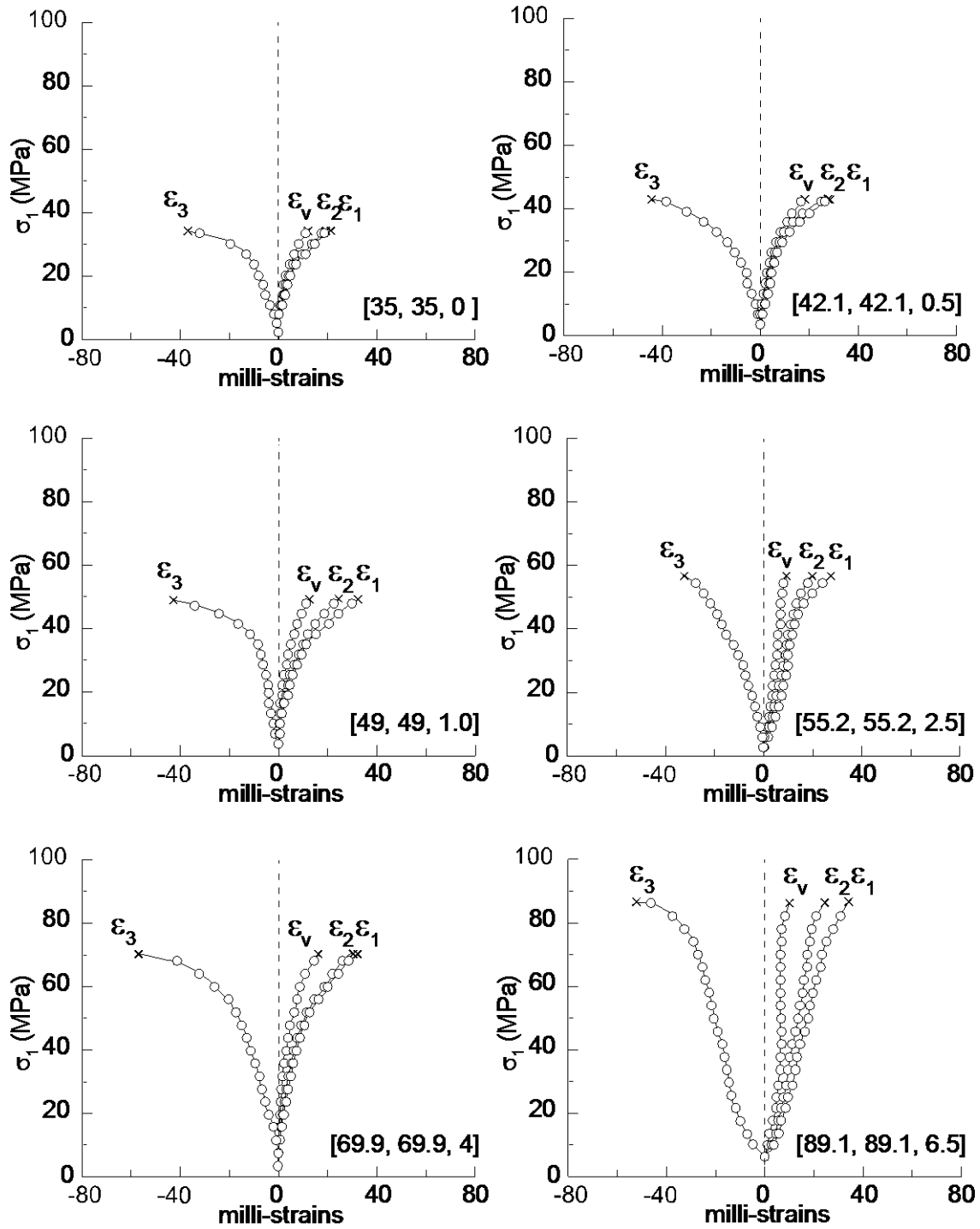
รูปที่ 5.2 กราฟความเค้นและความเครียดสำหรับการทดสอบแรงกดในสามแกนสำหรับวิธีความเค้นที่ 1.2 (σ_m คงที่)



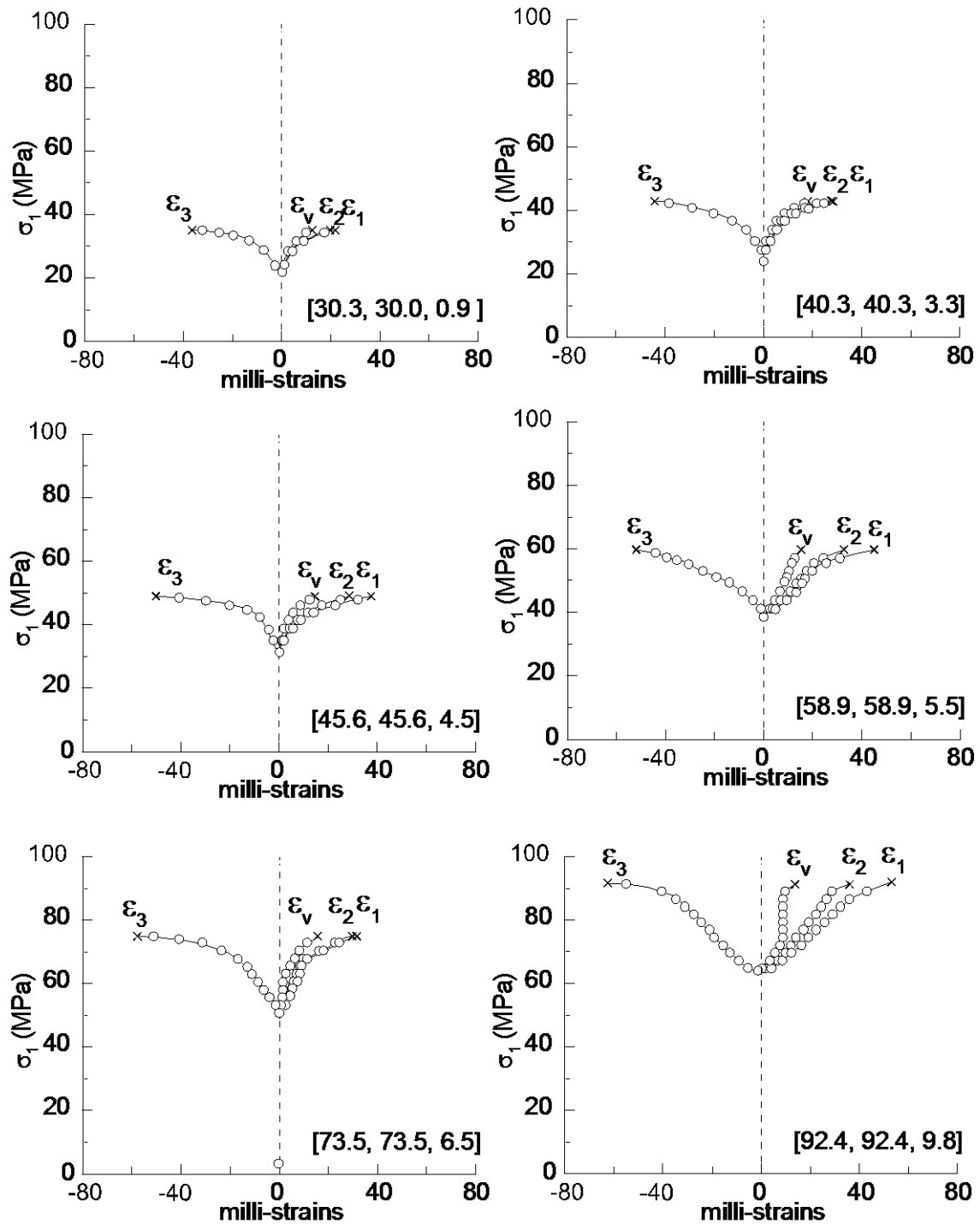
รูปที่ 5.3 กราฟความเค้นและความเครียดสำหรับการทดสอบแรงกดในสามแกนจริงสำหรับวิธีความเค้นที่ 2.1 (σ_3 คงที่)



รูปที่ 5.4 กราฟความเค้นและความเครียดสำหรับการทดสอบแรงกดในสามแกนจริงสำหรับวัสดุความเค้นที่ 2.2 (σ_m คงที่)

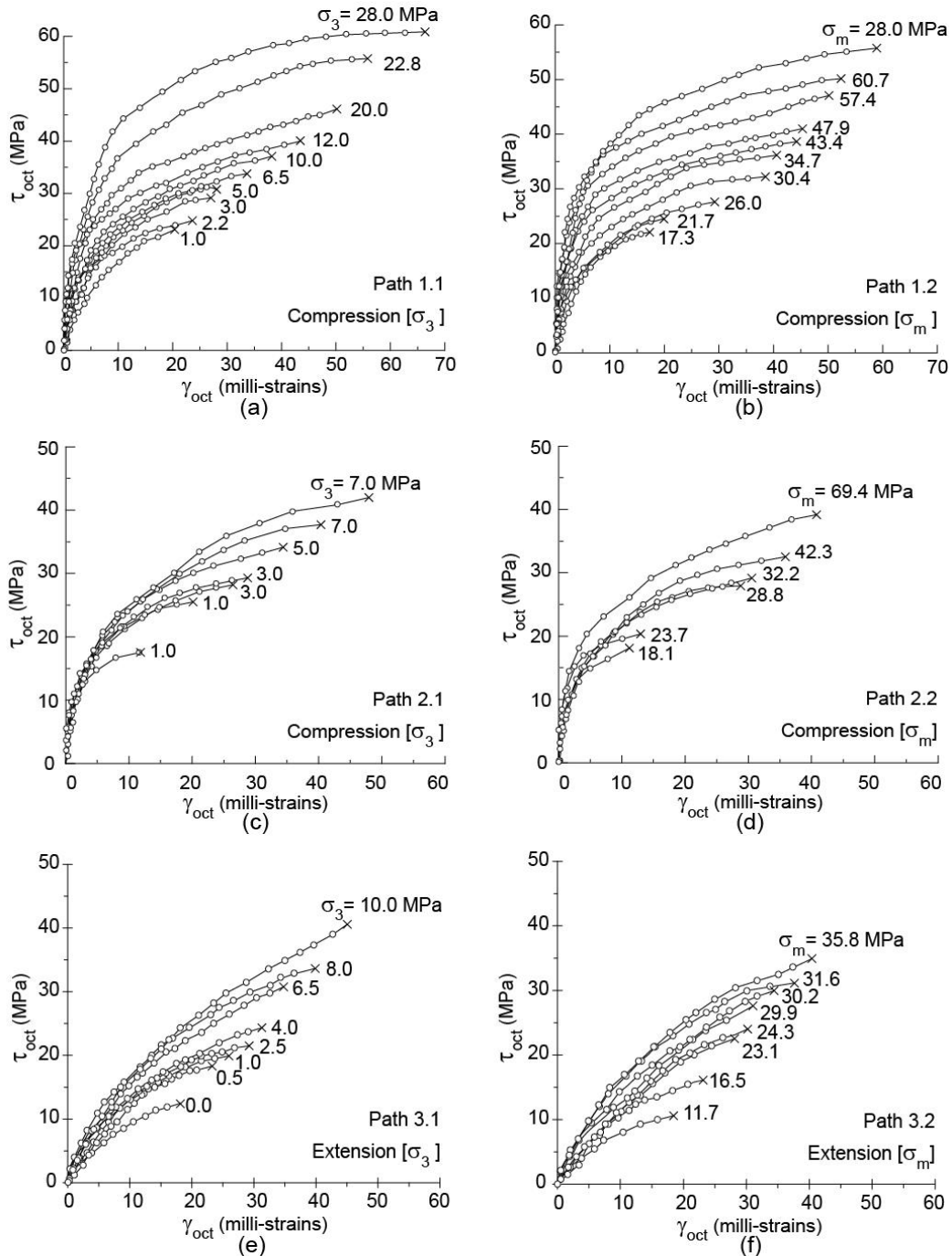


รูปที่ 5.5 กราฟความเค้นและความเครียดสำหรับการทดสอบแรงกดในสามแกนแบบขยายสำหรับวัสดุความเค้นที่ 3.1 (σ_3 คงที่)



รูปที่ 5.6 กราฟความเค้นและความเครียดสำหรับการทดสอบแรงกดในสามแกนแบบขยายสำหรับวิธีความเค้นที่ 3.2 (σ_m คงที่)

กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดเฉือนรวมทางด้านแสดงดังรูปที่ 5.7 พบว่าภายใต้ความเค้นเฉือนเท่ากัน ความเครียดเฉือนที่ได้จากการทดสอบความเค้นกดในสามแกนมีค่าสูงสุด เมื่อเปรียบเทียบกับวิธีการทดสอบอื่นๆ ส่วนวิถีความเค้นภายใต้ σ_m คงที่ให้ค่ากำลังเฉือนวิกฤติที่ต่ำกว่าการทดสอบภายใต้ σ_3 คงทีในทุกวิถีความเค้น



รูปที่ 5.7 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดเฉือนรวมทางด้านของวิถีความเค้นทั้ง 6 รูปแบบ

5.4 กำลังเฉือนในสามมิติ

การทดสอบเกลื่อนหินในห้องปฏิบัติการสามารถนำผลที่ได้มาวิเคราะห์เพื่อหาค่าความเค้นเฉือนรวมหกด้านที่จุดวิบัติ ($\tau_{oct,f}$) และที่จุดบวมตัว ($\tau_{oct,d}$) ซึ่งสามารถแสดงความสัมพันธ์ในฟังก์ชันของค่าความเค้นตั้งฉากเฉลี่ย โดยวิธีการหาค่าความเค้นที่จุดบวมตัว (Dilation) สามารถอธิบายดังรูปที่ 5.8 จากสมการของ Jaeger และคณะ (2007) สามารถคำนวณหาความเค้นได้ดังสมการต่อไปนี้

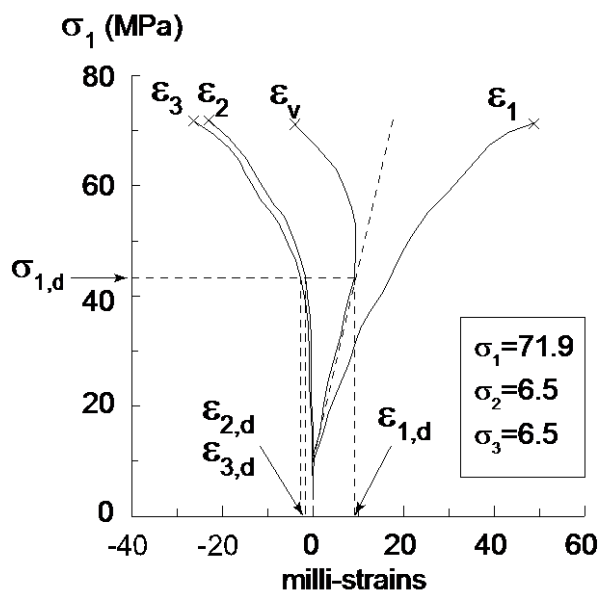
$$\tau_{oct,f} = (1/3)[(\sigma_{1,f} - \sigma_{2,f})^2 + (\sigma_{1,f} - \sigma_{3,f})^2 + (\sigma_{2,f} - \sigma_{3,f})^2]^{1/2} \quad (5.3)$$

$$\tau_{oct,d} = (1/3)[(\sigma_{1,d} - \sigma_{2,d})^2 + (\sigma_{1,d} - \sigma_{3,d})^2 + (\sigma_{2,d} - \sigma_{3,d})^2]^{1/2} \quad (5.4)$$

$$\sigma_m = (\sigma_{1,f} + \sigma_{2,f} + \sigma_{3,f}) / 3 \quad (5.5)$$

$$\sigma_{m,d} = (\sigma_{1,d} + \sigma_{2,d} + \sigma_{3,d}) / 3 \quad (5.6)$$

ตารางที่ 5.1 แสดงค่าความเค้นเฉลี่ยและความเค้นเฉือนรวมหกด้านที่คำนวณได้จากสมการข้างต้น นอกจากนี้ค่าดังกล่าวยังสามารถสร้างความสัมพันธ์เชิงเส้นดังแสดงในรูปที่ 5.9 ซึ่งพบว่ากำลังเฉือนในสามมิติมีค่าเพิ่มขึ้นด้วยอัตราคงที่ตามความเค้นตั้งฉากเฉลี่ยทั้งภายใต้สภาวะแบบ σ_m และ σ_3 คงที่



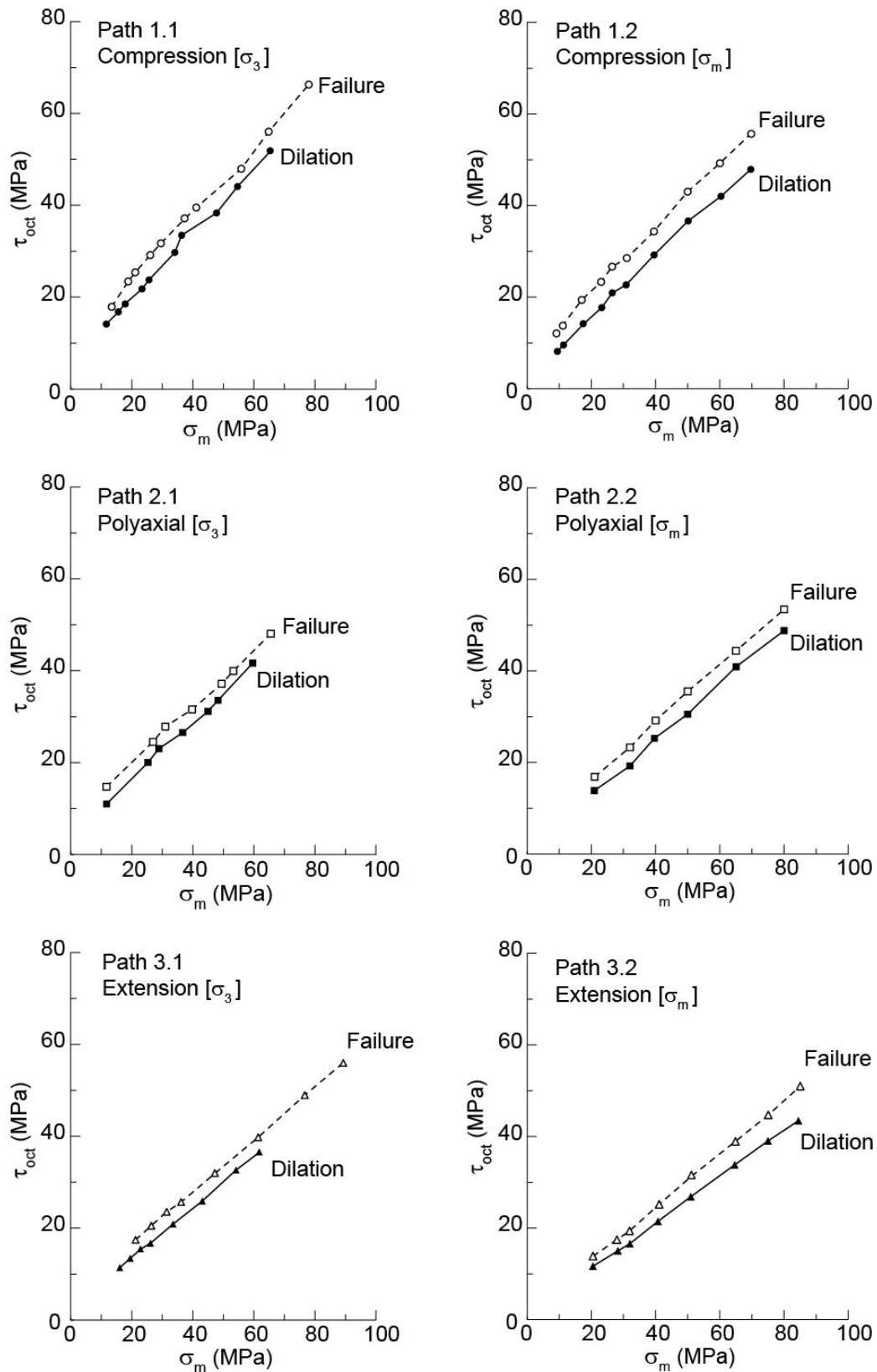
รูปที่ 5.8 วิธีการหาค่าความเค้นที่จุดบวมตัว (Dilation)

ตารางที่ 5.1 ความเค้นหลักและความเค้นเฉือนที่ได้จากการทดสอบของทุกวิธีความเค้นในตัวอย่าง
เกลือหินแต่ละก้อน

Test schemes	Stress path	Sample number	σ_1	σ_2	σ_3	σ_m	$\tau_{oct,f}$	$\sigma_{m,d}$	$\tau_{oct,d}$
Scheme 1 Compression	Path 1.1: Constant σ_3	TC-01	37.2	1.0	1.0	13.0	17.0	11.7	15.1
		TC-02	49.9	2.2	2.2	18.1	22.5	14.5	17.3
		TC-03	55.1	3.0	3.0	20.3	24.5	16.0	18.4
		TC-04	64.8	5.0	5.0	25.0	28.3	19.3	20.3
		TC-05	71.9	6.5	6.5	28.3	30.8	22.4	22.5
		TC-06	87.3	10.0	10.0	35.7	36.3	29.3	27.3
		TC-07	94.1	12.0	12.0	39.3	38.7	36.3	34.4
		TC-08	120.0	20.0	20.0	53.3	47.1	47.8	39.3
		TC-09	138.9	22.8	22.8	61.9	55.2	54.6	45.0
		TC-10	167.2	28.0	28.0	74.3	65.5	65.3	52.8
	Path 1.2: Constant σ_m	TC-11	24.9	0.25	0.25	8.5	11.7	8.5	11.0
		TC-12	29.4	1.1	1.1	10.5	13.3	10.5	12.4
		TC-13	44.4	3.3	3.3	17.0	19.4	17.0	17.0
		TC-14	56.0	6.5	6.5	23.0	23.3	23.0	20.5
		TC-15	64.2	7.6	7.6	26.5	26.7	26.5	23.7
		TC-17	88.1	15.2	15.2	39.5	34.4	39.5	31.5
		TC-18	110.8	19.5	19.5	50.0	43.1	50.0	38.9
		TC-19	129.7	25.2	25.2	60.0	49.3	60.0	43.8
		TC-20	148.5	30.4	30.4	70.0	55.7	70.0	49.7
Scheme 2 Polyaxial	Path 2.1: Constant σ_3	PX-01	30.2	7.0	1.0	17.1	12.5	11.8	11.5
		PX-02	55.5	35.0	1.0	32.8	22.3	25.3	20.5
		PX-03	65.1	25.0	3.0	33.2	25.7	28.9	23.5
		PX-04	75.2	40.0	3.0	39.3	29.4	36.7	27.0
		PX-05	90.6	50.0	5.0	48.1	35.0	44.9	31.6
		PX-06	99.5	50.0	7.0	51.7	37.8	48.3	34.0
		PX-07	119.5	65.0	7.0	60.5	45.9	59.6	42.1
	Path 2.2: Constant σ_m	PX-08	41.1	21.0	0.9	21.0	16.4	21.0	15.5
		PX-09	60.0	32.0	4.0	32.0	22.9	32.0	20.4
		PX-10	75.2	40.0	4.8	40.0	28.7	40.0	26.9
		PX-11	93.5	50.0	7.0	50.0	35.1	50.0	31.3
		PX-12	118.8	65.0	11.2	65.0	43.9	65.0	41.0
		PX-13	144.9	80.0	15.1	80.0	53.0	80.0	49.0

ตารางที่ 5.1 ความเค้นหลักและความเค้นเฉือนที่ได้จากการทดสอบของทุกวิธีความเค้นในตัวอย่าง
เกลือหินแต่ละก้อน (ต่อ)

Test schemes	Stress path	Sample number	σ_1	σ_2	σ_3	σ_m	$\tau_{oct,f}$	$\sigma_{m,d}$	$\tau_{oct,d}$
Scheme 3 Extension	Path 3.1: Constant σ_3	TE-01	35.0	35.0	0.0	23.3	16.5	16.1	11.4
		TE-02	42.1	42.1	0.5	28.2	19.6	19.5	13.4
		TE-03	49.0	49.0	1.0	33.0	22.6	22.9	15.5
		TE-04	55.2	55.2	2.5	37.5	24.7	26.1	16.7
		TE-05	69.9	69.9	4.0	48.0	31.1	33.5	20.9
		TE-06	89.1	89.1	6.5	61.5	38.9	43.1	25.9
		TE-07	112.0	112.0	8.0	76.0	48.1	54.2	32.7
		TE-08	127.0	127.0	10.0	88.0	55.2	61.7	36.6
	Path 3.2: Constant σ_m	TE-09	30.3	30.3	0.9	20.5	13.9	20.5	11.7
		TE-10	40.3	40.3	3.3	28.0	17.4	28.0	14.6
		TE-11	45.6	45.6	4.5	32.0	19.4	32.0	16.2
		TE-12	58.9	58.9	5.5	41.0	25.2	41.0	21.0
		TE-13	73.5	73.5	6.5	51.0	31.6	51.0	26.4
		TE-14	92.4	92.4	9.8	65.0	38.9	65.0	32.4
		TE-15	106.7	106.7	11.9	75.0	44.7	75.0	37.1
		TE-16	121.1	121.1	12.9	85.0	51.0	85.0	42.4



รูปที่ 5.9 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนรวมทางด้านในฟังก์ชันของความเค้นตั้งฉากเฉลี่ยที่จุดวิบัติ (เส้นประ) และจุดบวมตัว (เส้นทึบ) ของวิถีความเค้นทั้ง 6 รูปแบบ

5.5 รูปแบบการวิบัติของเกลื้อหิน

จากการสังเกตตัวอย่างเกลื้อหินที่เกิดการวิบัติภายหลังการทดสอบพบว่า การวิบัติส่วนใหญ่มีรูปแบบการแตกในแนวเฉือน โดยเฉพาะเมื่อทดสอบภายใต้ σ_2 ที่มีค่าต่ำ ส่วนการวิบัติในรูปแบบแรงดึงมักเกิดขึ้นเมื่อ σ_2 มีค่าสูงใกล้เคียงกับ σ_1 โดยระนาบของรอยแตกจะมีทิศทางขนานกับทิศทางของ σ_1 และ σ_2 สำหรับการทดสอบกำลังกดในสามแกนทั้งภายใต้ σ_3 คงที่และภายใต้ σ_m คงที่ การวิบัติส่วนใหญ่มีลักษณะแบบรอยแตกเฉือนแนวเดียว (Single shear plane) โดยรอยแตกเฉือนหลายแนว (Multiple shear plane) จะเกิดขึ้นเมื่อความเค้นล้อมรอบมีค่าสูง โดยเฉพาะภายใต้ σ_3 คงที่ เช่นเดียวกับการวิบัติของการทดสอบกำลังกดในสามแกนจริง ซึ่งทุกตัวอย่างที่ทำการทดสอบเกิดการวิบัติในลักษณะของ Single shear plane ทั้งหมด ส่วนการทดสอบกำลังกดในสามแกนแบบขยาย มีลักษณะการแตกแบบแรงดึง (Extensile failure) เป็นส่วนใหญ่แต่มีการวิบัติแบบ Single shear failure เมื่อ σ_3 มีค่าสูง รูปที่ 5.10 แสดงตัวอย่างการวิบัติที่โดดเด่นในแต่ละวิธีความเค้น

5.6 คุณสมบัติความยืดหยุ่นของเกลื้อหิน

คุณสมบัติความยืดหยุ่นของเกลื้อหินสามารถคำนวณจากความเค้นและความเครียดที่อยู่ในช่วงความสัมพันธ์เส้นตรงก่อนที่จะเกิดการบวมตัว โดยสมมติให้ตัวอย่างที่ทดสอบมีคุณสมบัติเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic) ค่าสัมประสิทธิ์ความแข็ง (G) ค่าคงที่ของ Lamé (λ) สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น (E) และอัตราส่วนปัวซองส์ สามารถคำนวณได้จากสมการต่อไปนี้ (Jaeger และคณะ 2007)

$$G = (1/2) (\tau_{oct,e} / \gamma_{oct,e}) \quad (5.4)$$

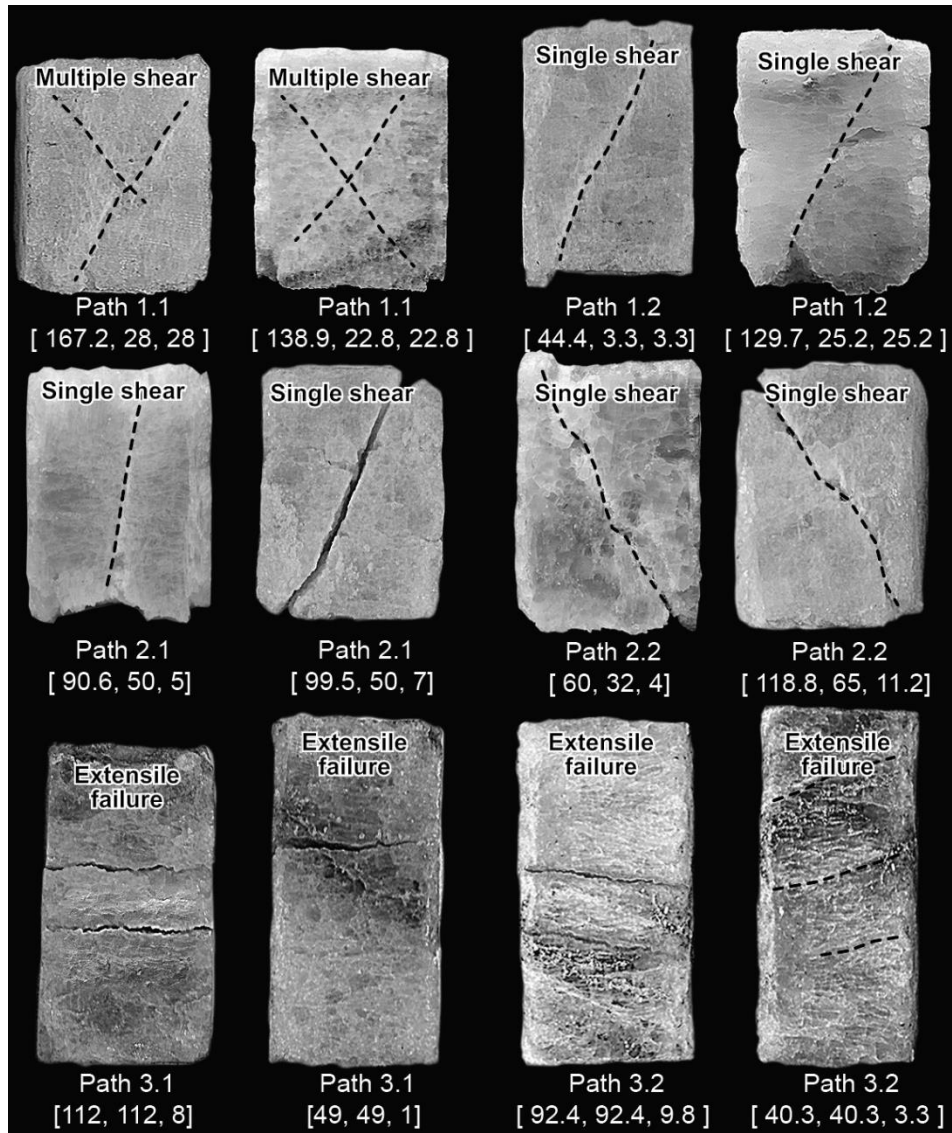
$$3\sigma_{m,e} = (3\lambda + 2G) \varepsilon_{v,e} \quad (5.5)$$

$$E = 2G (1 + \nu) \quad (5.6)$$

$$\nu = \lambda / (2(\lambda + G)) \quad (5.7)$$

ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นที่หาจากความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดในสามมิติ สามารถคำนวณได้โดยสมมติให้อัตราส่วนปัวซองส์มีค่าเท่ากันทุกทิศทาง ($\nu = 0.36$) จากสมการที่พัฒนาโดย Jaeger และคณะ (2007) สามารถคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นในทิศทางของความเค้นหลักสูงสุด ความเค้นหลักกลาง และความเค้นหลักต่ำสุด ได้ดังนี้

$$\varepsilon_1 = \sigma_1 / E_1 - \nu (\sigma_2 / E_2 + \sigma_3 / E_3) \quad (5.8)$$



รูปที่ 5.10 รูปแบบการแตกของตัวอย่างเกลื่อนหินบางส่วนภายหลังการทดสอบ

$$\varepsilon_2 = \sigma_2 / E_2 - \nu (\sigma_1 / E_1 + \sigma_3 / E_3) \quad (5.9)$$

$$\varepsilon_3 = \sigma_3 / E_3 - \nu (\sigma_1 / E_1 + \sigma_2 / E_2) \quad (5.10)$$

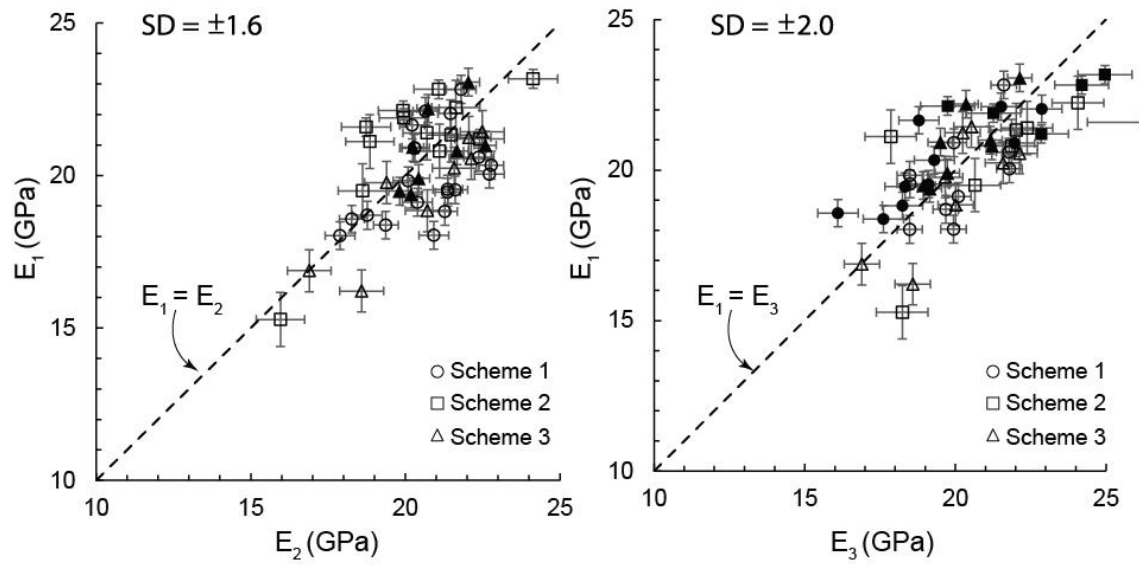
ตารางที่ 5.2 แสดงค่าความเค้น ความเครียด และค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นที่ได้จากการทดสอบเกลื่อนหินทุกตัวอย่างทดสอบ ผลการคำนวณที่แสดงในรูปที่ 5.11 พบว่าค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นทั้งสามทิศทางมีค่าใกล้เคียงกันด้วยส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ ± 2.0 และ ± 1.6 ซึ่งหมายถึงเกลื่อนหินที่นำมาทดสอบมีคุณสมบัติการเท่ากันทุกทิศทาง

ตารางที่ 5.2 คุณสมบัติความยืดหยุ่นที่ได้จากการทดสอบ

Stress path	Sample number	$\epsilon_{v,e}$ ($\times 10^{-3}$)	E				G	λ	ν
			E_1	E_2	E_3	Avg.			
Path 1.1 Constant σ_3	TC-01	0.70	20.0	21.8	22.7	21.52	7.79	25.11	0.38
	TC-02	0.90	19.1	20.1	20.4	19.87	7.50	13.92	0.33
	TC-03	0.77	18.0	18.5	17.9	18.13	6.73	15.19	0.35
	TC-04	1.50	19.8	18.5	20.1	19.47	7.28	15.05	0.34
	TC-05	1.20	18.7	19.7	18.8	19.05	7.55	18.22	0.36
	TC-06	2.20	20.6	21.8	22.4	21.59	8.02	18.00	0.35
	TC-07	3.80	22.8	21.6	25.6	22.08	7.90	13.53	0.31
	TC-08	4.50	18.0	19.9	20.9	19.63	6.96	31.61	0.41
	TC-09	5.69	19.5	18.5	21.4	19.80	6.88	49.44	0.44
	TC-10	8.00	20.9	20.0	20.3	20.39	7.72	13.78	0.32
Path 1.2 Constant σ_m	TC-11	0.76	22.0	22.9	21.5	22.12	7.86	34.41	0.41
	TC-12	0.83	22.1	21.5	20.7	21.43	8.04	16.06	0.33
	TC-13	0.95	20.9	22.0	20.3	21.05	7.58	26.23	0.39
	TC-14	2.30	18.6	16.1	18.3	17.65	6.53	15.40	0.35
	TC-15	3.21	19.5	18.3	21.4	19.72	6.80	27.95	0.40
	TC-16	4.00	18.8	18.2	21.3	19.45	6.84	36.90	0.42
	TC-17	5.10	19.5	19.1	21.6	20.08	6.65	15.78	0.34
	TC-18	6.40	21.7	18.8	20.2	20.22	6.52	22.58	0.38
	TC-19	8.20	20.3	19.3	22.8	20.80	7.38	33.57	0.41
	TC-20	8.66	18.4	17.6	19.4	18.45	6.55	29.13	0.41
Path 2.1 Constant σ_3	0.50	22.2	24.1	21.6	22.64	7.98	41.24	0.42	0.50
	2.50	15.3	18.2	16.0	16.49	6.31	10.06	0.31	2.50
	2.64	22.4	22.4	20.7	21.49	7.56	40.89	0.42	2.64
	4.20	21.3	22.0	21.5	21.61	8.03	17.92	0.35	4.20
	5.86	20.8	21.9	21.1	21.26	7.35	60.92	0.45	5.86
	9.00	21.1	17.9	18.9	19.27	6.86	29.22	0.40	9.00
	8.50	19.5	20.7	18.6	19.59	6.99	28.42	0.40	8.50

ตารางที่ 5.2 คุณสมบัติความยืดหยุ่นที่ได้จากการทดสอบ (ต่อ)

Stress path	Sample number	$\epsilon_{v,e}$ ($\times 10^{-3}$)	E				G	λ	ν
			E_1	E_2	E_3	Avg.			
Path 2.2 Constant σ_m	PX-08	1.80	22.1	19.7	19.9	20.60	7.61	18.26	0.35
	PX-09	2.20	21.9	21.3	20.0	21.03	7.97	14.15	0.32
	PX-10	3.76	21.6	25.3	18.7	21.87	8.24	15.64	0.33
	PX-11	4.20	22.8	24.2	21.1	22.70	8.53	16.74	0.33
	PX-12	7.02	22.2	22.9	20.4	22.15	8.20	19.18	0.35
	PX-13	8.95	23.2	25.0	24.1	24.09	8.49	43.75	0.42
Path 3.1 Constant σ_3	TE-01	0.98	19.8	19.7	19.4	19.61	7.05	24.95	0.39
	TE-02	1.46	21.2	20.2	22.1	21.18	7.50	34.82	0.41
	TE-03	2.08	20.2	21.6	21.6	21.13	7.58	28.03	0.39
	TE-04	3.72	21.4	20.5	22.5	21.08	7.66	23.60	0.38
	TE-05	4.50	20.6	22.1	22.1	21.61	7.59	41.56	0.42
	TE-06	3.83	18.8	20.0	20.7	19.86	7.96	16.78	0.35
	TE-07	5.56	16.2	18.6	18.6	17.79	7.23	13.11	0.33
	TE-08	4.52	16.9	16.9	16.9	16.89	6.59	19.54	0.38
Path 3.2 Constant σ_m	TE-09	1.32	20.8	21.2	21.7	21.23	8.39	21.06	0.37
	TE-10	1.34	20.9	19.5	20.2	20.22	7.69	34.47	0.41
	TE-11	2.05	21.0	21.2	22.6	21.58	8.56	20.37	0.36
	TE-12	2.53	19.5	18.9	19.8	19.41	7.56	23.16	0.38
	TE-13	2.92	19.4	19.1	20.2	19.57	7.69	20.93	0.37
	TE-14	2.17	22.2	20.4	20.7	21.09	7.92	46.37	0.43
	TE-15	2.63	23.1	22.1	22.0	22.41	8.58	34.78	0.41
	TE-16	4.06	19.9	19.7	20.4	20.02	7.85	22.10	0.38



รูปที่ 5.11 ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นในทิศทางความเค้นหลักสูงสุด (E_1) ในฟังก์ชันของความยืดหยุ่นในทิศทางความเค้นหลักกลาง (E_2) และความเค้นหลักต่ำสุด (E_3)

บทที่ 6

เกณฑ์สำหรับคาดคะเนค่าความแข็งแรงของเกลื้อหิน

6.1 บทนำ

เนื้อหาในบทนี้กล่าวถึงการสร้างเกณฑ์สำหรับคาดคะเนค่าความแข็งแรงของเกลื้อหินที่ได้จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ซึ่งพิจารณาทั้งจุดที่เกลื้อหินเกิดการวิบัติและจุดที่เกิดการบวมตัว (Dilation) โดยได้เสนอไว้ 2 เกณฑ์ คือ เกณฑ์ที่พิจารณาความเค้นเฉือนรวมหกด้าน (Octahedral shear stress, τ_{oct}) และเกณฑ์ที่พิจารณาพลังงานความเครียดเบี่ยงเบน (Distortional strain energy, W_d) เกณฑ์ดังกล่าวสามารถรวมสภาวะความเค้นทั้งแบบความเค้นกดในสามแกน ความเค้นกดในสามแกนจริง และความเค้นกดในสามแกนแบบขยายไว้ในสมการเดียว และยังครอบคลุมวิธีความเค้นทั้งหกรูปแบบที่ใช้ในการศึกษานี้ด้วย

6.2 การกำหนดสภาวะความเค้นด้วย Lode Parameter

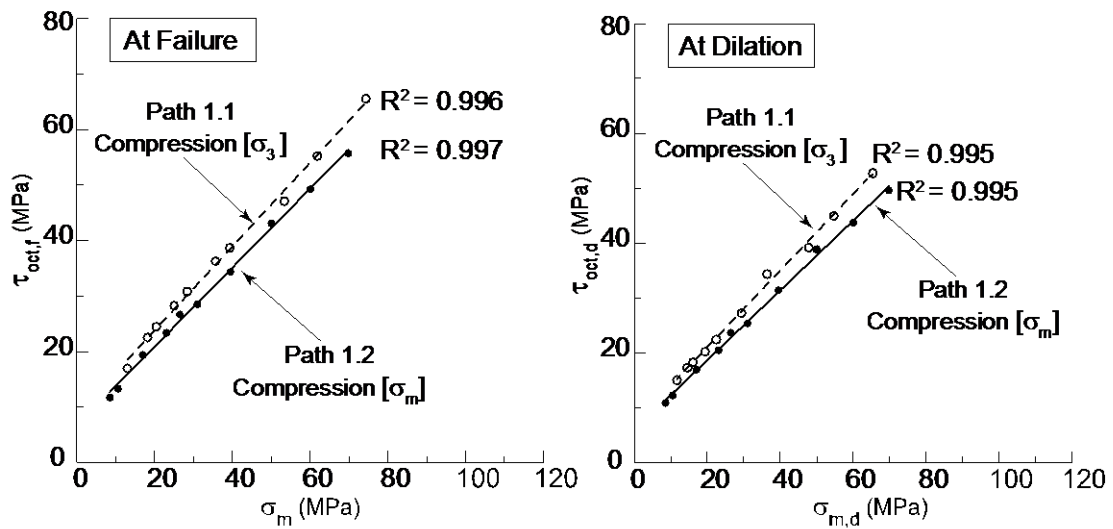
เนื่องจากการศึกษานี้ได้พิจารณาสภาวะความเค้น 3 รูปแบบ ดังกล่าวข้างต้น ซึ่งในการสร้างเกณฑ์การวิบัติของเกลื้อหินได้มีการพิจารณารูปแบบสภาวะความเค้นด้วย ดังนั้น Lode parameter (μ) ที่พัฒนาโดย W. Lode (1925) จึงมีความสำคัญในการพัฒนาสมการ ซึ่งสามารถอธิบายผลกระทบของ σ_2 ต่อความแข็งแรงและการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของเกลื้อหินได้เป็นอย่างดี ตัวแปรนี้จะมีค่าอยู่ระหว่าง -1 ถึง +1 โดย μ มีค่าเท่ากับ -1 เมื่อสภาวะความเค้นเป็นแบบความเค้นกดในสามแกนแบบขยาย (Triaxial extension) และมีค่าเป็น +1 เมื่อสภาวะความเค้นเป็นแบบความเค้นกดในสามแกน (Triaxial compression) ส่วนสภาวะความเค้นกดในสามแกนจริงมีค่าอยู่ระหว่าง -1 ถึง +1 โดยค่า μ สามารถคำนวณได้จากความเค้นในแกนหลักทั้งสามทิศทางดังสมการ

$$\mu = (2\sigma_2 - \sigma_3 - \sigma_1) / (\sigma_3 - \sigma_1) \quad (6.1)$$

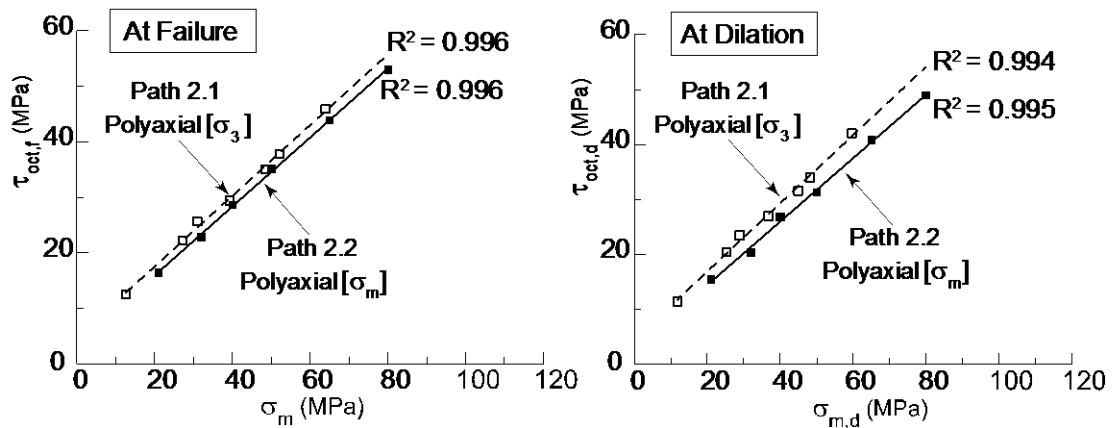
6.3 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนและความเค้นตั้งฉาก

จากผลการทดสอบในบทที่ 5 พบว่าพฤติกรรมที่กำหนดค่ากำลังของเกลื้อหินสามารถสังเกตได้จากความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนรวมหกด้านและความเค้นตั้งฉากเฉลี่ย ($\tau_{oct}-\sigma_m$) ดังแสดงในรูปที่ 6.1 ความเค้นเฉือนรวมหกด้านที่จุดวิบัติ ($\tau_{oct,p}$) และความเค้นเฉือนรวมหกด้านที่จุดบวมตัว ($\tau_{oct,d}$) เพิ่มขึ้นในอัตราคงที่เมื่อความเค้นตั้งฉากเพิ่มขึ้น สมการความสัมพันธ์แบบเส้นตรงของความเค้นทั้งสองที่จุดวิบัติและจุดบวมตัวดังสมการต่อไปนี้

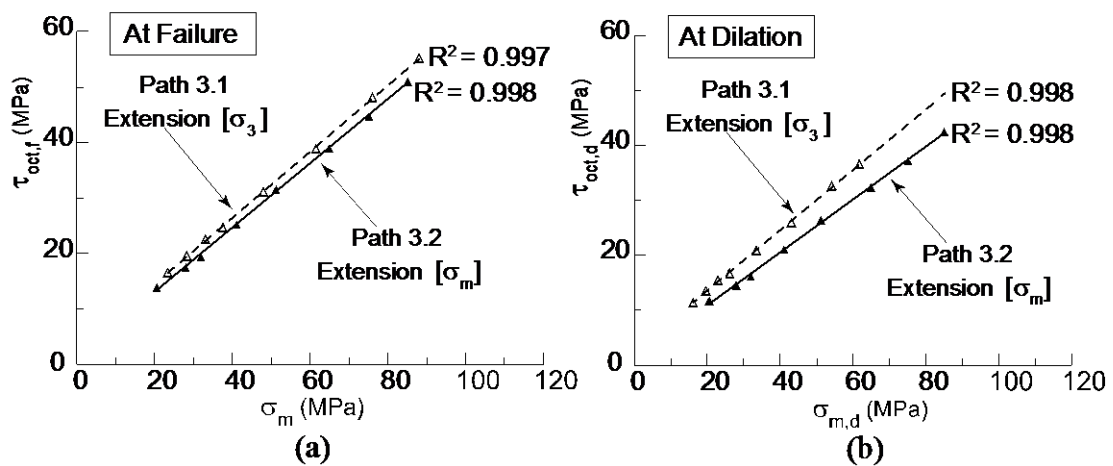
Test scheme 1: Triaxial compression



Test scheme 2: Polyaxial compression



Test scheme 3: Triaxial extension



รูปที่ 6.1 ความเค้นเฉือนรวมหกด้าน (Octahedral shear stresses) ในฟังก์ชันของความเค้นตั้งฉากเฉลี่ย (Mean stresses) ที่จุดวิบัติ (เส้นประ) และจุดบวมตัว (เส้นทึบ)

$$\tau_{\text{oct},f} = A \cdot \sigma_m + B \quad (6.2)$$

$$\tau_{\text{oct},d} = A' \cdot \sigma_{m,d} + B' \quad (6.3)$$

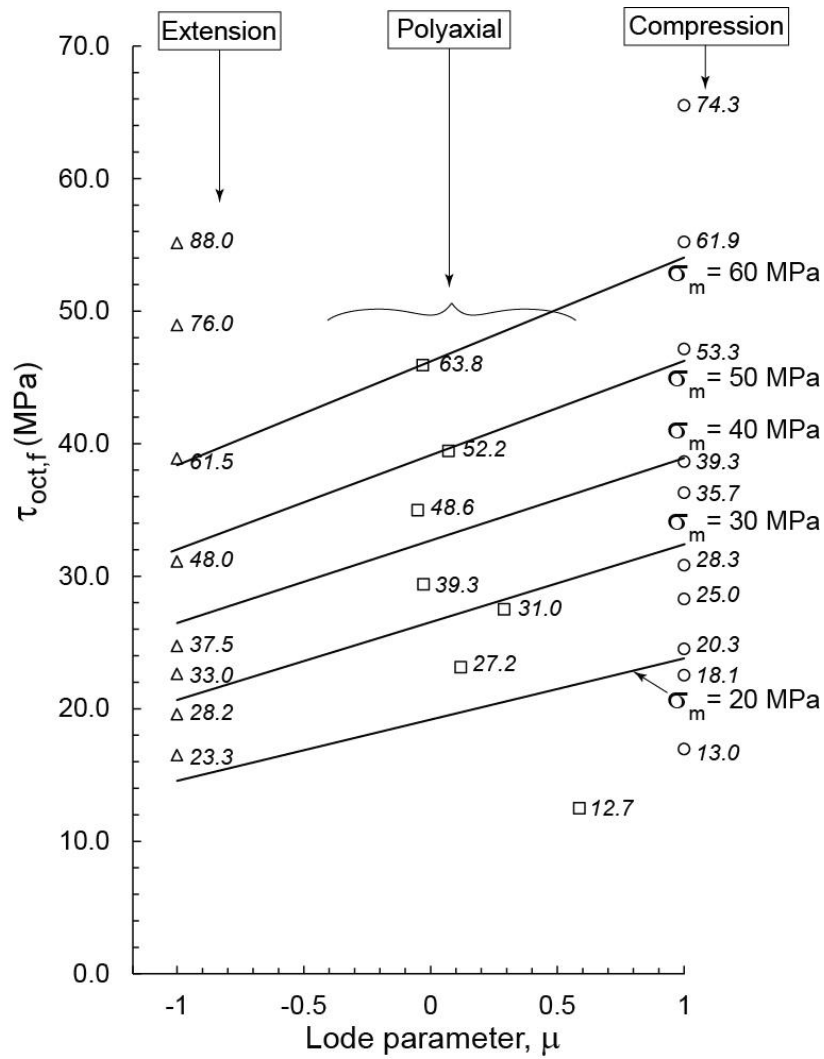
เมื่อ A และ A' คือค่าคงที่สำหรับผลคูณของความเค้นตั้งฉากเฉลี่ยที่จุดวิบัติและจุดบวมตัวตามลำดับ ส่วน B และ B' คือค่าคงที่ของความเค้นเฉือนรวมหกด้านที่จุดวิบัติและจุดบวมตัวตามลำดับ จากความสัมพันธ์ที่แสดงในรูปที่ 6.1 พบว่าสมการแบบเส้นตรงสามารถใช้อธิบายความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนและความเค้นตั้งฉากได้เป็นอย่างดีด้วยค่าสัมประสิทธิ์ความถดถอย (R^2) ไม่ต่ำกว่า 0.95 สำหรับเกลือหินชุดมหาสารคามค่าคงที่ดังกล่าวสามารถคำนวณได้ดังตารางที่ 6.1 ซึ่งมีแนวโน้มลดลงเมื่อสภาวะความเค้นมีการเปลี่ยนแปลงจากสภาวะความเค้นกดในสามแกนไปเป็นความเค้นกดในสามแกนจริง และความเค้นกดในสามแกนแบบขยายตามลำดับ

ตารางที่ 6.1 ค่าคงที่ A , B , A' และ B' สำหรับใช้ในสมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนรวมหกด้านกับความเค้นตั้งฉากเฉลี่ยที่จุดวิบัติและจุดบวมตัว

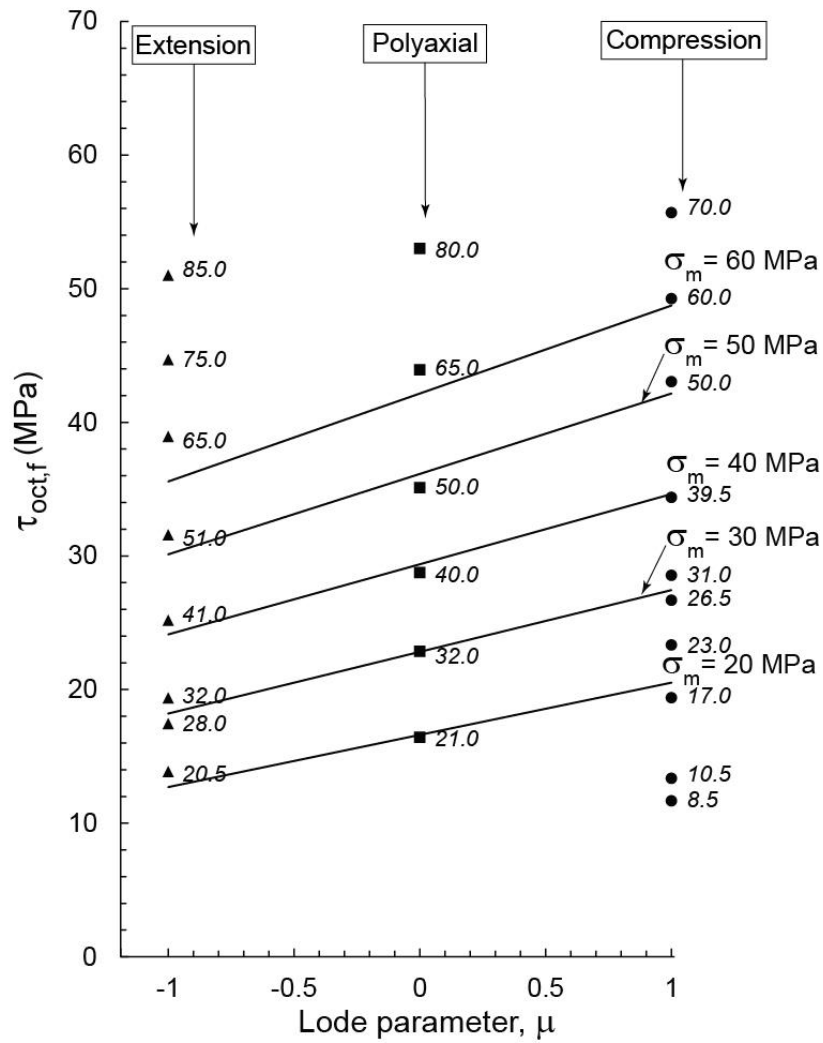
Test schemes	Stress paths	At Failure			At Dilation		
		A	B	R^2	A'	B'	R^2
Triaxial compression	Path 1.1	0.756	8.68	0.996	0.696	7.16	0.995
	Path 1.2	0.714	6.57	0.997	0.635	6.06	0.995
Polyaxial compression	Path 2.1	0.637	4.80	0.996	0.620	4.54	0.994
	Path 2.2	0.623	3.45	0.996	0.577	2.96	0.995
Triaxial extension	Path 3.1	0.596	2.64	0.997	0.551	2.55	0.998
	Path 3.2	0.580	1.43	0.998	0.480	1.36	0.998

6.4 เกณฑ์การวิบัติที่พิจารณาความเค้นเฉือนรวมหกด้าน

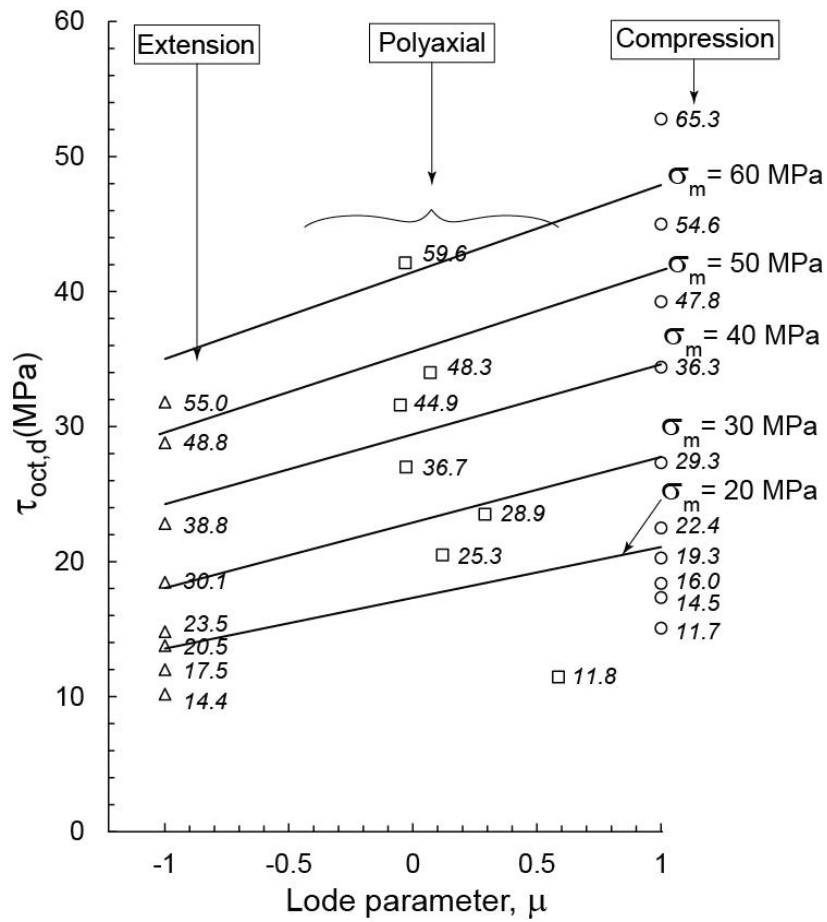
เกณฑ์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการนี้ สามารถนำมาใช้ในการคาดคะเนค่ากำลังเฉือนรวมหกด้านทั้งที่จุดวิบัติและจุดบวมตัวของเกลือหิน โดยได้รวมเอาค่า μ ที่สามารถกำหนดสภาวะความเค้นได้หลากหลายไว้ในสมการเดียวกัน รูปที่ 6.2 ถึงรูปที่ 6.5 แสดงความสัมพันธ์ของความเค้นเฉือนรวมหกด้านกับ μ ที่จุดวิบัติและจุดบวมตัวสำหรับสภาวะความเค้นภายใต้ σ_3 และ σ_m คงที่ ตัวเลขเอียงที่แสดงในกราฟความสัมพันธ์คือค่าของความเค้นตั้งฉากเฉลี่ยของข้อมูลในแต่ละจุด ชุดสมการเส้นตรงสามารถอธิบายความสัมพันธ์การผันแปรของความเค้นเฉือนได้ดังสมการต่อไปนี้



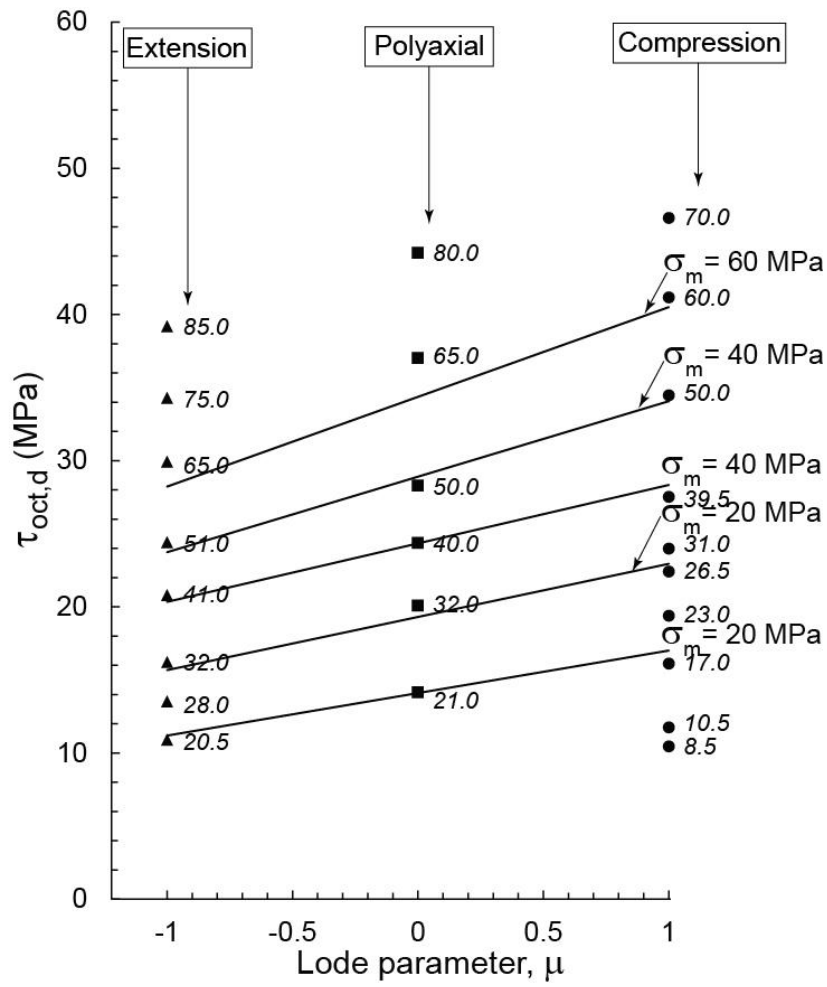
รูปที่ 6.2 ความเค้นเฉือนรวมหกด้านที่จุดวิบัติ ($\tau_{oct,f}$) ในฟังก์ชันของ Lode parameter (μ) ที่ความเค้นตั้งฉากเฉลี่ยต่างกัน ภายใต้สภาวะแบบ σ_3 คงที่



รูปที่ 6.3 ความเค้นเฉือนรวมทางด้านที่จุดวิบัติ ($\tau_{oct,f}$) ในฟังก์ชันของ Lode parameter (μ) ที่ความเค้นตั้งฉากเฉลี่ยต่างกัน ภายใต้สภาวะแบบ σ_m คงที่



รูปที่ 6.4 ความเค้นเฉือนรวมหกด้านที่จุดบวมตัว ($\tau_{oct,d}$) ในฟังก์ชันของ Lode parameter (μ) ที่ความเค้นตั้งฉากเฉลี่ยต่างกัน ภายใต้สภาวะแบบ σ_3 คงที่



รูปที่ 6.5 ความเค้นเฉือนรวมหกด้านที่จุดบวมตัว ($\tau_{oct,d}$) ในฟังก์ชันของ Lode parameter (μ) ที่ความเค้นตั้งฉากเฉลี่ยต่างกัน ภายใต้สภาวะแบบ σ_m คงที่

$$\tau_{\text{oct},f} = \alpha \cdot \mu + \beta \quad (6.4)$$

$$\tau_{\text{oct},d} = \alpha' \cdot \mu + \beta' \quad (6.5)$$

เมื่อ α และ α' คือค่าคงที่สำหรับผลคูณของ Lode parameter ส่วน β และ β' คือค่าคงที่ของความเค้นเฉือนรวมหกด้านที่จุดวิบัติและจุดบวมตัวตามลำดับ จากกราฟความสัมพันธ์ที่แสดงในรูปที่ 6.2 ถึงรูปที่ 6.5 สามารถประมาณค่าในช่วงของข้อมูลที่มีความเค้นตั้งฉากเฉลี่ยเดียวกัน และพบว่าค่าคงที่ α , α' , β และ β' มีค่าเป็นสัดส่วนกับความเค้นตั้งฉากเฉลี่ยดังสมการต่อไปนี้

$$\alpha = \alpha_1 \cdot \sigma_m + \alpha_2 \quad (6.6)$$

$$\alpha' = \alpha'_1 \cdot \sigma_{m,d} + \alpha'_2 \quad (6.7)$$

$$\beta = \beta_1 \cdot \sigma_m + \beta_2 \quad (6.8)$$

$$\beta' = \beta'_1 \cdot \sigma_{m,d} + \beta'_2 \quad (6.9)$$

เมื่อ α_1 , α_2 , α'_1 และ α'_2 คือค่าคงที่สำหรับผลคูณของ Lode parameter ที่ได้จากการวิเคราะห์แบบถดถอย ส่วน β_1 , β_2 , β'_1 และ β'_2 คือค่าคงที่ของความเค้นเฉือนที่ได้จากการวิเคราะห์แบบถดถอย เมื่อแทนค่าสมการที่ 6.6 ถึงสมการที่ 6.9 ด้วยสมการที่ 6.4 และสมการที่ 6.5 เกณฑ์การวิบัติและเกณฑ์การบวมตัวที่พิจารณาความเค้นเฉือนสามารถแสดงได้ดังสมการต่อไปนี้

$$\tau_{\text{oct},f} = (\alpha_1 \cdot \sigma_m + \alpha_2) \cdot \mu + (\beta_1 \cdot \sigma_m + \beta_2) \quad (6.10)$$

$$\tau_{\text{oct},d} = (\alpha'_1 \cdot \sigma_{m,d} + \alpha'_2) \cdot \mu + (\beta'_1 \cdot \sigma_{m,d} + \beta'_2) \quad (6.11)$$

ตารางที่ 6.2 แสดงผลการคำนวณค่าคงที่ที่ได้จากการวิเคราะห์แบบถดถอยสำหรับวิถีความเค้นทุกรูปแบบที่ใช้ในการศึกษานี้ ซึ่งสมการเส้นตรงที่เสนอไว้มีความสอดคล้องเป็นอย่างดีกับผลการทดสอบที่ได้จากห้องปฏิบัติการด้วยค่าสัมประสิทธิ์ความถดถอย (R^2) ที่มากกว่า 0.9

ตารางที่ 6.2 ค่าคงที่ที่ได้จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการสำหรับใช้ในการคาดคะเนความเค้นเฉือนรวมหกด้านที่จุดวิบัติและจุดบวมตัว

Stress conditions	At Failure					At Dilation				
	α_1	α_2	β_1	β_2	R^2	α'_1	α'_2	β'_1	β'_2	R^2
Constant σ_3	0.081	3.02	0.676	5.67	0.985	0.072	2.68	0.653	4.07	0.965
Constant σ_m	0.067	2.57	0.621	3.75	0.987	0.061	2.46	0.564	3.46	0.992

6.5 พลังงานความเครียด

พลังงานความเครียดนำมาใช้ในการอธิบายพฤติกรรมของเกลียวหินในรูปแบบของความเค้นและความเครียดภายใต้วิถีความเค้นที่แตกต่างกัน ในการศึกษานี้ได้พิจารณาพลังงานความเครียด 2 รูปแบบ คือ พลังงานความเครียดเบี่ยงเบน และพลังงานความเครียดเฉลี่ย โดยสามารถคำนวณได้จากสมการต่อไปนี้ (Jaeger และคณะ, 2007)

$$W_d = (3/4G) \cdot \tau_{oct,f}^2 \quad (6.12)$$

$$W_{d,d} = (3/4G) \cdot \tau_{oct,d}^2 \quad (6.13)$$

$$W_m = \sigma_m^2 / 2K \quad (6.14)$$

$$W_{m,d} = \sigma_{m,d}^2 / 2K \quad (6.15)$$

ผลการคำนวณพลังงานความเครียดได้แสดงไว้ในตารางที่ 6.3 และรูปที่ 6.6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างพลังงานความเครียดเบี่ยงเบนกับพลังงานความเครียดเฉลี่ยของตัวอย่างเกลียวหินที่ทดสอบภายใต้วิถีความเค้นต่างๆ โดยสมการความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงสามารถอธิบายพฤติกรรมดังกล่าวได้ด้วยสมการ

$$W_d = C \cdot W_m + D \quad (6.16)$$

$$W_{d,d} = C' \cdot W_{m,d} + D' \quad (6.17)$$

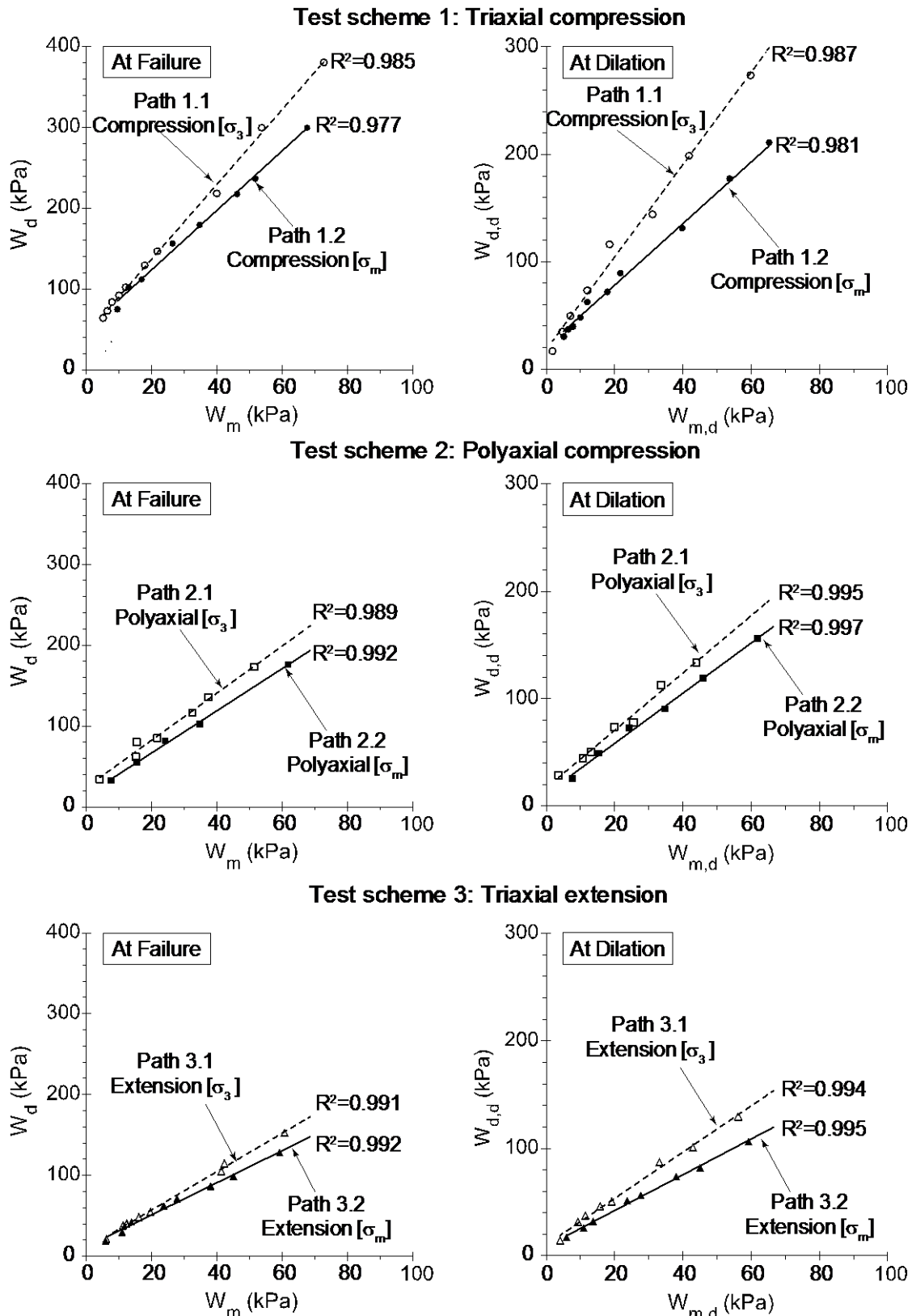
เมื่อ C, C', D และ D' คือค่าคงที่สำหรับผลคูณของความเครียดเฉลี่ย และค่าคงที่ของความเครียดเบี่ยงเบนที่จุดวิบัติและจุดบวมตัวดังแสดงไว้ในตารางที่ 6.4

ตารางที่ 6.3 พลังงานความเครียดที่จุดวิบัติและจุดบวมตัวที่คำนวณได้จากตัวอย่างเกลือหินแต่ละก้อน

Test schemes	Stress path	μ	$W_{m,d}$ (kPa)	$W_{d,d}$ (kPa)	W_m (kPa)	$W_{d,f}$ (kPa)
Scheme 1 Compression	Path 1.2: Constant σ_m	1.0	2.0	22.0	2.0	28.0
			2.9	29.5	4.6	49.8
			3.6	33.2	5.8	59.0
			5.2	40.3	8.8	78.5
			7.0	49.7	11.2	93.3
			12.1	73.4	17.8	129.3
			18.5	116.3	21.7	146.7
			32.0	151.4	39.9	218.2
			41.8	198.8	53.7	299.5
			59.8	273.6	77.5	421.5
	Path 1.2: Constant σ_m	1.0	1.0	11.8	1.0	13.4
			1.6	15.0	1.6	17.5
			4.0	28.3	4.0	36.9
			7.4	41.3	7.4	53.4
			9.8	55.2	9.8	69.9
			13.5	63.5	13.5	80.0
			21.9	97.2	21.9	116.0
			35.0	148.7	35.0	181.9
			50.5	188.5	50.5	238.2
			68.2	242.1	68.2	304.4
Scheme 2 Polyaxial	Path 2.1: Constant σ_3	0.7	1.9	12.9	2.2	18.4
		-0.1	9.0	41.3	10.3	58.6
		0.3	11.7	54.3	13.5	77.6
		0.0	18.9	71.6	21.7	101.8
			28.3	98.1	33.0	144.2
		0.1	32.7	113.6	38.1	168.3
		-0.2	49.8	174.2	57.1	225.0

ตารางที่ 6.3 พลังงานความเครียดที่จุดวิบัติและจุดบวมตัวที่คำนวณได้จากตัวอย่างเกลือหินแต่ละก้อน
(ต่อ)

Test schemes	Stress path	μ	$W_{m,d}$ (kPa)	$W_{d,d}$ (kPa)	W_m (kPa)	$W_{d,f}$ (kPa)
	Path 2.2: Constant σ_m	0.0	6.2	23.6	6.2	26.5
			14.4	40.9	14.4	51.3
			22.4	70.9	22.4	81.1
			35.0	96.3	35.0	121.0
			59.2	164.7	59.2	189.4
			89.7	235.6	89.7	275.7
Scheme 3 Extension	Path 3.1: Constant σ_3	-1.0	3.6	12.7	7.6	26.7
			5.3	17.7	11.1	37.7
			7.3	23.5	15.3	50.3
			9.6	27.4	19.7	60.1
			15.8	42.8	32.3	95.0
			26.0	65.7	53.0	148.5
			41.1	104.7	81.0	227.2
			53.4	131.4	108.6	298.6
	Path 3.2: Constant σ_m	-1.0	5.9	13.5	5.9	18.9
			11.0	20.9	11.0	29.9
			14.3	25.6	14.3	36.9
			23.7	43.3	23.7	62.2
			36.7	68.4	36.7	97.9
			59.0	103.1	59.0	148.8
			79.1	135.4	79.1	196.1
			101.4	176.8	101.4	255.4



รูปที่ 6.6 พลังงานความเครียดเบี่ยงเบน (Distortional strain energy) ในฟังก์ชันของพลังงานความเครียดเฉลี่ย (Mean strain energy) ที่จุดวิบัติ (เส้นประ) และจุดบวมตัว (เส้นทึบ)

ตารางที่ 6.4 ค่าคงที่ C, D, C' และ D' สำหรับใช้ในสมการความสัมพันธ์ระหว่างพลังงานความเครียด
เบี่ยงเบนกับพลังงานความเครียดเฉลี่ย

Test scheme	Stress paths	At Failure			At Dilation		
		C	D	R ²	C'	D'	R ²
Triaxial compression	Path 1.1	5.03	29.9	0.985	4.28	19.6	0.987
	Path 1.2	4.31	19.3	0.977	3.43	16.1	0.981
Polyaxial compression	Path 2.1	3.38	12.1	0.989	3.24	10.3	0.995
	Path 2.2	3.08	9.16	0.992	2.56	8.35	0.997
Triaxial extension	Path 3.1	2.68	7.54	0.991	2.38	4.91	0.994
	Path 3.2	2.47	3.55	0.992	1.70	2.82	0.995

6.6 เกณฑ์การวิบัติที่พิจารณาพลังงานความเครียด

ผลกระทบของวิถีความเค้นต่อค่าความแข็งของเกลียวหินสามารถศึกษาได้จากความสัมพันธ์ของพลังงานความเครียดกับ Lode parameter (μ) ดังแสดงในกราฟความสัมพันธ์ดังรูปที่ 6.7 และรูปที่ 6.8 ตัวเลขเอียงที่แสดงในกราฟคือค่าของพลังงานความเครียดเฉลี่ยของข้อมูลในแต่ละจุด การประมาณค่าในช่วงที่มีพลังงานความเครียดเฉลี่ยเดียวกันสามารถสร้างความสัมพันธ์แบบเส้นตรงของพลังงานความเครียดเบี่ยงเบนในฟังก์ชันของ μ ดังสมการที่ใช้อธิบายพฤติกรรมต่อไปนี้

$$W_d = \chi \cdot \mu + \omega \quad (6.18)$$

$$W_{d,d} = \chi' \cdot \mu + \omega' \quad (6.19)$$

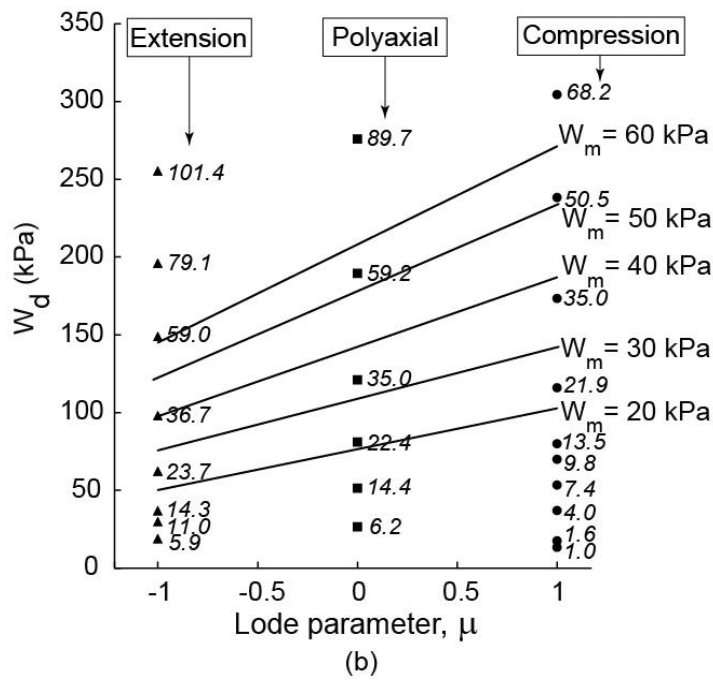
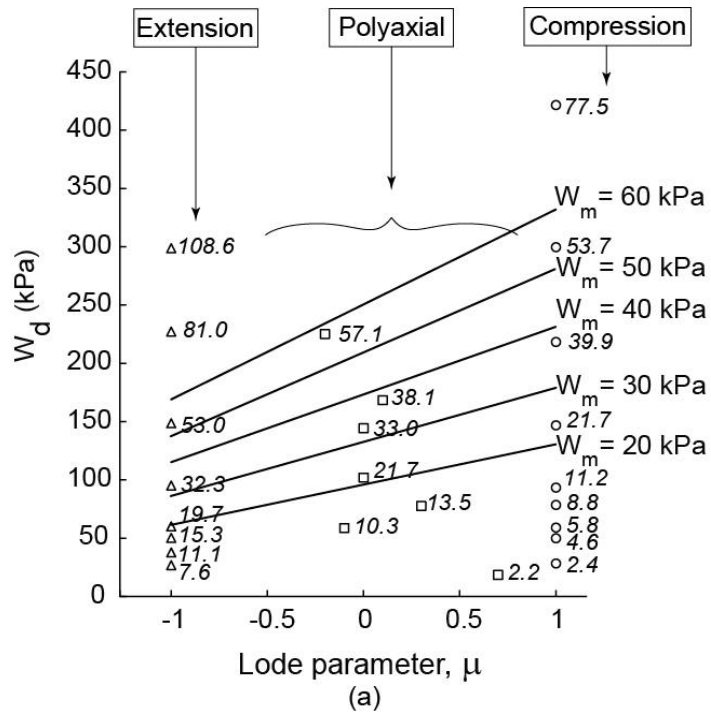
เมื่อ χ , ω , χ' และ ω' คือค่าคงที่สำหรับผลคูณของ Lode parameter และค่าคงที่ของพลังงานความเครียดเบี่ยงเบนที่จุดวิบัติและจุดบวมตัวตามลำดับ ค่าคงที่เหล่านี้เป็นสัดส่วนโดยตรงกับพลังงานความเครียดเฉลี่ย ดังแสดงในสมการต่อไปนี้

$$\chi = \chi_1 \cdot W_m + \chi_2 \quad (6.20)$$

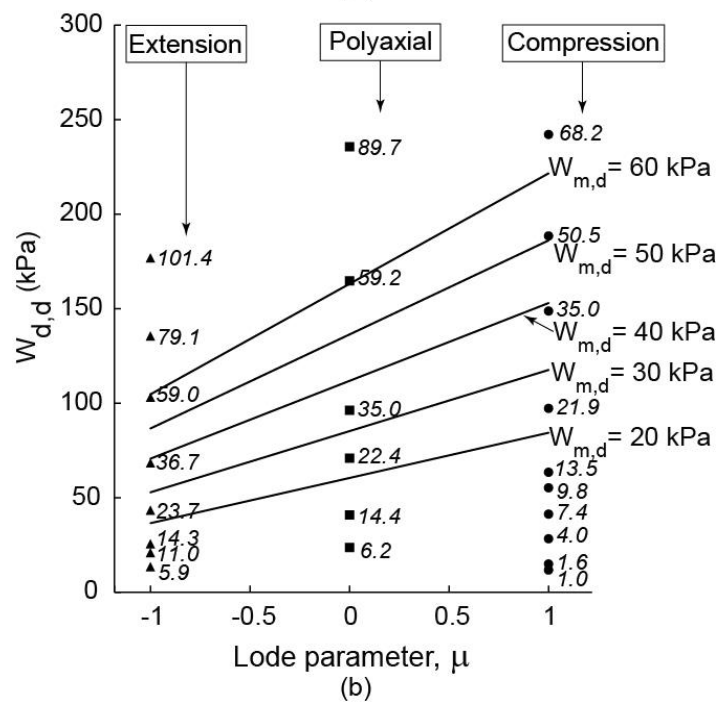
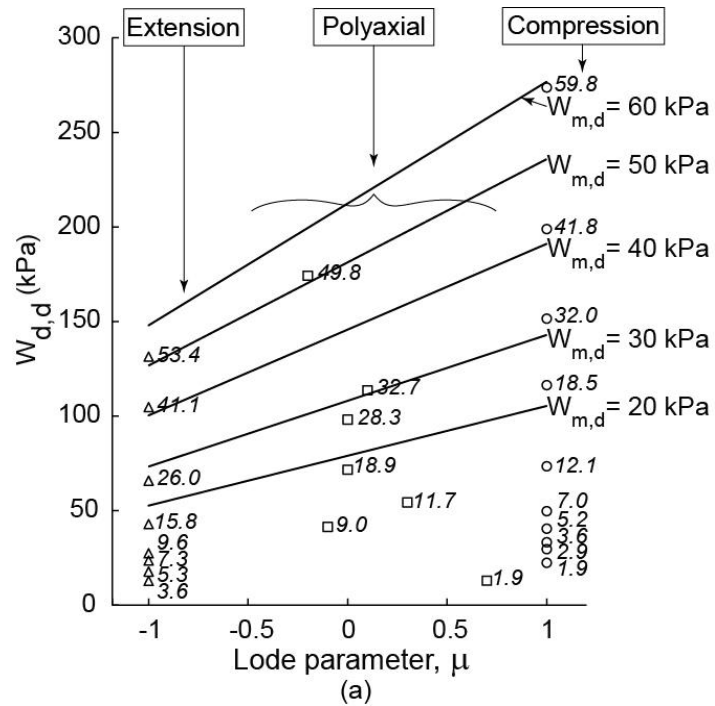
$$\chi' = \chi'_1 \cdot W_{m,d} + \chi'_2 \quad (6.21)$$

$$\omega = \omega_1 \cdot W_m + \omega_2 \quad (6.22)$$

$$\omega' = \omega'_1 \cdot W_{m,d} + \omega'_2 \quad (6.23)$$



รูปที่ 6.7 พลังงานความเครียดเบี่ยงเบนที่จุดวิบัติ (W_d) ในฟังก์ชันของ μ สำหรับพลังงานความเครียดเฉลี่ยที่แตกต่างกันภายใต้ σ_3 คงที่ (a) และภายใต้ σ_m คงที่ (b)



รูปที่ 6.8 พลังงานความเครียดเบี่ยงเบนที่จุดบวมตัว ($W_{d,d}$) ในฟังก์ชันของ μ สำหรับพลังงานความเครียดเฉลี่ยที่แตกต่างกันภายใต้ σ_3 คงที่ (a) และภายใต้ σ_m คงที่ (b)

ค่าคงที่ χ_1, χ_2, χ'_1 และ χ'_2 คือค่าคงที่สำหรับผลคูณของ μ ที่มาจากการวิเคราะห์แบบถดถอย ส่วนค่าคงที่ $\omega_1, \omega_2, \omega'_1$ และ ω'_2 คือค่าคงที่สำหรับพลังงานความเครียดเบี่ยงเบนที่มาจากการวิเคราะห์แบบถดถอย ค่าคงที่เหล่านี้สามารถคำนวณได้ดังแสดงในตารางที่ 6.5 และเมื่อแทนสมการที่ 6.20 ถึงสมการที่ 6.23 ลงในสมการที่ 6.18 และสมการที่ 6.19 จะทำให้ได้สมการสำหรับการใช้ในการคาดคะเนพลังงานความเครียดเบี่ยงเบนของเกลื้อหินที่จุดวิบัติและจุดบวมตัวดังสมการ

$$W_d = (\chi_1 \cdot W_m + \chi_2) \cdot \mu + (\omega_1 \cdot W_m + \omega_2) \quad (6.24)$$

$$W_{d,d} = (\chi'_1 \cdot W_{m,d} + \chi'_2) \cdot \mu + (\omega'_1 \cdot W_{m,d} + \omega'_2) \quad (6.25)$$

เกณฑ์ที่พัฒนาโดยคำนึงถึงพลังงานความเครียดนี้ ได้รวมทั้งความเค้นและความเครียดในสามมิติเข้าไว้ด้วยกัน ซึ่งต่างจากเกณฑ์ที่พัฒนาโดยทั่วไปที่มักจะพิจารณาความเค้นเพียงอย่างเดียว ดังนั้น เกณฑ์ที่เกี่ยวข้องกับพลังงานความเครียดนี้จึงสามารถใช้อธิบายพฤติกรรมการแตกของเกลื้อหินได้เหมาะสมกว่าเกณฑ์ที่พัฒนาจากความเค้นเฉือนรวมหกด้านเพียงอย่างเดียว

ตารางที่ 6.5 ค่าคงที่จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เพื่อใช้ในการคาดคะเนพลังงานความเครียดเบี่ยงเบนที่จุดวิบัติและจุดบวมตัวของเกลื้อหิน

Stress conditions	At Failure					At Dilation				
	χ_1	χ_2	ω_1	ω_2	R^2	χ'_1	χ'_2	ω'_1	ω'_2	R^2
Constant σ_3	1.04	9.61	3.27	15.87	0.985	0.951	7.35	3.17	11.65	0.965
Constant σ_m	0.919	7.91	3.12	10.17	0.987	0.863	6.61	2.57	9.07	0.992

บทที่ 7

การประเมินความดันภายในโพรงกักเก็บ

7.1 บทนำ

จุดประสงค์ของบทนี้คือนำเสนอการประเมินเสถียรภาพทางกลศาสตร์ของโพรงกักเก็บในชั้นเกลือหินชุดมหาสารคามที่ได้มาจากการให้เกณฑ์การวิบัติที่แตกต่างกันดังที่เสนอไว้ในบทที่ 6 โดยได้พิจารณาโพรงกักเก็บที่มีรูปทรงแตกต่างกันสองแบบ คือ โพรงกักเก็บรูปทรงกระบอกและรูปทรงกลม การคำนวณความเค้นที่เกิดขึ้นรอบๆ โพรงกักเก็บในบทนี้ใช้หลักการของ Brady and Brown (1985) เพื่อนำผลที่ได้มาใช้ในการคำนวณหาค่าอัตราความปลอดภัยซึ่งได้อธิบายไว้ในบทนี้แล้ว

7.2 สภาวะของแรงกระทำและขอบเขตโพรงกักเก็บ

เกณฑ์ที่ใช้ในการคำนวณเพื่อประเมินเสถียรภาพของโพรงกักเก็บประกอบด้วย เกณฑ์ที่พิจารณาความเค้นเฉือนรวมหกด้านที่สัมพันธ์กับ Lode parameter ($\tau_{oct}-\mu$ criterion) และเกณฑ์ที่พิจารณาพลังงานความเครียดเบี่ยงเบนที่สัมพันธ์กับ Lode parameter ($W_d-\mu$ criterion) โพรงกักเก็บถูกสมมติให้อยู่ที่ระดับความลึก 500 m โดยลักษณะทางธรณีวิทยาของชั้นหินที่อยู่รอบโพรงกักเก็บเป็นแบบเดียวกับการวางตัวของชั้นหินในแอ่งโคราชในภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทย ความเค้นในภาคสนามสมมติให้มีค่าเท่ากันทุกทิศทาง โดยก่อนที่จะมีการขุดเจาะความเค้นที่ปลายล่างสุดของท่อกรู (Casing shoe) สามารถคำนวณได้ดังสมการ

$$\sigma_{cs} = \gamma_r \cdot h \quad (7.1)$$

เมื่อ σ_{cs} คือความเค้นที่ Casing shoe และ γ_r คือความถ่วงจำเพาะของชั้นหินปิดทับ ซึ่งนำมาจากการทดสอบในบทที่ 5 (ในที่นี่มีค่าเท่ากับ 21.6 kN/m^3) ส่วน h คือความลึกของโพรงกักเก็บ ในการคำนวณได้พิจารณาความดันภายในโพรงกักเก็บ (P_i) 3 ระดับ คือ 10%, 20% และ 30% ของ σ_{cs} โดยตัวแปรที่ใช้ประกอบในการคำนวณได้แสดงไว้ในตารางที่ 7.1

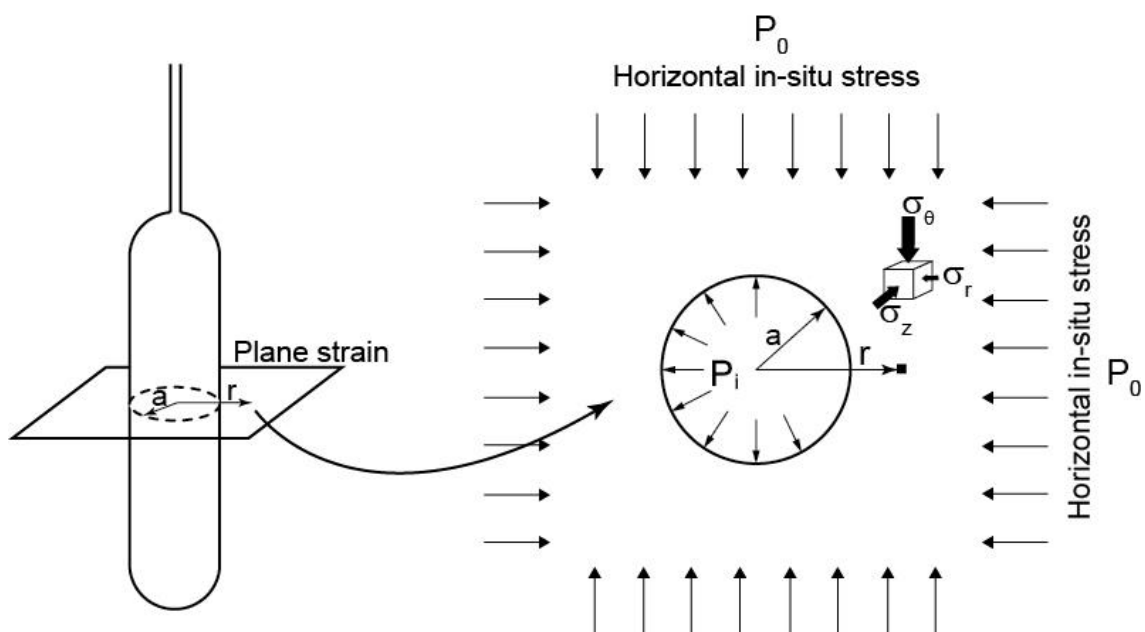
7.3 การกระจายของความเค้นรอบโพรงกักเก็บ

7.3.1 โพรงกักเก็บรูปทรงกระบอก

โพรงกักเก็บรัศมียาว a ถูกขุดเจาะในชั้นเกลือหินที่มีความเป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous) และมีคุณสมบัติเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic) ในระยะเริ่มต้นก่อนที่จะมีการขุดเจาะความดันรอบโพรงมีค่าสม่ำเสมอเท่ากับ P_0 ที่ผนังของโพรงกักเก็บถูกค้ำยันด้วยความดันภายในเท่ากับ P_i โดยทั่วไปแล้วโพรงกักเก็บรูปทรงนี้จะมีสภาวะความเค้นแบบสามแกนจริง ($\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3 \neq 0$) ดังแสดงในรูปที่ 7.1

ตารางที่ 7.1 คุณสมบัติของเกลือหินที่ใช้ในการประเมินเสถียรภาพของโพรงกักเก็บ

Parameters	Values
Shear modulus, G (GPa)	7.44
Bulk modulus, K (GPa)	28.4
Salt unit weight (kN/m^3)	21.6
In-situ stress at depth of 500 m, σ_{cs} (MPa)	10.8
P_i at 30% σ_{cs} (MPa)	3.24
P_i at 30% σ_{cs} (MPa)	2.16
P_i at 30% σ_{cs} (MPa)	1.08



รูปที่ 7.1 ความเค้นที่เกิดขึ้นกับผนังโพรงกักเก็บรูปทรงกระบอก

ความเค้นที่กระทำบริเวณผนังโพรงประกอบด้วย ความเค้นสัมผัส (Tangential stress, σ_θ) ซึ่งมีค่าเท่ากับความเค้นในแกนหลักสูงสุด ความเค้นในแนวแกนโพรงกักเก็บ (σ_z) มีค่าเท่ากับความเค้นหลักกลางและความเค้นในแนวรัศมี (σ_r) มีค่าเท่ากับความเค้นหลักต่ำสุด สามารถคำนวณได้ดังสมการต่อไปนี้ (Brady and Brown, 1985)

$$\sigma_r = (1 - \frac{a^2}{r^2}) \frac{(P_x + P_y)}{2} + (1 + 3\frac{a^4}{r^4} - 4\frac{a^2}{r^2}) \frac{(P_x - P_y)}{2} \cos 2\theta \quad (7.2)$$

$$\sigma_\theta = (1 + \frac{a^2}{r^2}) \frac{(P_x + P_y)}{2} - (1 + 3\frac{a^4}{r^4}) \frac{(P_x - P_y)}{2} \cos 2\theta \quad (7.3)$$

$$\sigma_z = P_z - (4\nu \frac{a^2}{r^2}) \frac{(P_x - P_y)}{2} \cos 2\theta \quad (7.4)$$

เนื่องจากกำหนดให้ความเค้นมีค่าเท่ากันทุกทิศทางดังนั้น

$$\sigma_r = \sigma_3 = P_0 (1 - \frac{a^2}{r^2}) \quad (7.5)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_1 = P_0 (1 + \frac{a^2}{r^2}) \quad (7.6)$$

$$\sigma_z = \sigma_2 = P_0 \quad (7.7)$$

เมื่อพิจารณาผลกระทบจากความดันภายในโพรงที่กระทำในทิศทางของ σ_θ และ σ_r ซึ่งในการคำนวณความเค้นรอบผนังโพรงจะต้องนำค่าดังกล่าวรวมเข้ากับสมการที่ 7.5 และสมการที่ 7.6 โดยสามารถคำนวณผลกระทบของความดันภายในโพรงได้ดังสมการ

$$\sigma_r = \sigma_3 = P_i \frac{a^2}{r^2} ; \quad \sigma_\theta = \sigma_1 = -P_i \frac{a^2}{r^2}$$

ความเค้นรอบโพรงที่คำนวณได้สามารถนำมาใช้ในการคำนวณหาความเค้นเฉือนรวมหกด้าน ($\tau_{oct,w}$) และพลังงานความเครียดเบี่ยงเบน ($W_{d,w}$) ที่ผนังโพรงโดยใช้สมการดังแสดงในบทที่ 6 ส่วนค่าที่คำนวณได้แสดงดังตารางที่ 7.2

ตารางที่ 7.2 ความเค้นเฉือนและพลังงานความเครียดที่ผนังโพรงกักเก็บรูปทรงกระบอกที่ระดับความลึก 500 m

Internal pressure (P_i)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	$\tau_{oct,w}$ (MPa)	$W_{d,w}$ (kPa)
10% of σ_{cs}	20.5	10.8	1.08	7.93	13.81
20% of σ_{cs}	19.3	10.8	2.16	6.69	11.56
30% of σ_{cs}	18.2	10.8	3.24	5.78	9.98

7.3.2 โพรงกักเก็บรูปทรงกลม

โพรงกักเก็บรัศมียาว a ถูกขุดเจาะในชั้นเกลือหินที่มีความเป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous) และมีคุณสมบัติเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic) ในระยะเริ่มต้นก่อนที่จะมีการขุดเจาะ ความดันรอบโพรงมีค่าสม่ำเสมอเท่ากับ P_0 ที่ผนังของโพรงกักเก็บถูกค้ำยันด้วยความดันภายในเท่ากับ P_i โพรงรูปทรงนี้มีสภาวะความเค้นในสามแกนแบบขยาย ($\sigma_1 = \sigma_2 \neq \sigma_3$) ดังแสดงในรูปที่ 7.2 ความเค้นรอบโพรงสามารถคำนวณได้ดังสมการต่อไปนี้ (Brady and Brown, 1985)

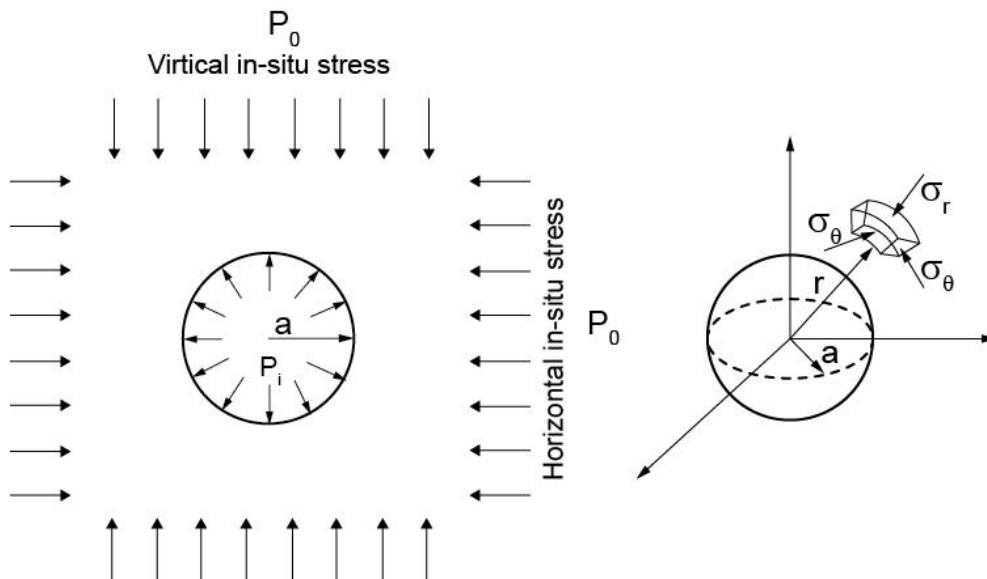
$$\sigma_r = \sigma_3 = P_0 - (P_0 - P_i)\left(\frac{a^3}{r^3}\right) \quad (7.8)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_1 = P_0 + (P_0 - P_i)\left(\frac{a^3}{2r^3}\right) \quad (7.9)$$

ที่ความดันภายในเท่ากับ 10%, 20% และ 30% ของ σ_{cs} สามารถคำนวณความเค้นเฉือนรวมทางด้านและพลังงานความเครียดเบี่ยงเบนที่ผนังโพรงได้ดังตารางที่ 7.3

7.4 การคำนวณอัตราส่วนความปลอดภัย

โพรงกักเก็บทั้งสองรูปทรงถูกประเมินอัตราส่วนความปลอดภัยที่เกิดจากอัตราส่วนระหว่างค่ากำลังเฉือนรวมทางด้านที่คำนวณได้จากเกณฑ์ที่พัฒนาขึ้นกับค่ากำลังเฉือนรวมทางด้านที่เกิดขึ้นบริเวณผนังโพรงกักเก็บ ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่คำนวณจากเกณฑ์ของความเค้นเฉือนรวมทางด้านแสดงไว้ในตารางที่ 7.4 ผลที่ได้พบว่าอัตราส่วนความปลอดภัยมีค่าเพิ่มขึ้นด้วยอัตราคงที่เมื่อเพิ่มความดันภายในโพรง และมีค่าสูงขึ้นเมื่ออยู่ภายใต้สภาวะความเค้นที่มี σ_3 คงที่ จากการวิเคราะห์เสถียรภาพพบว่าที่ระดับความลึก 500 เมตร ในช่วงความดันภายในเท่ากับ 10% ถึง 30% ของความเค้นภายนอก ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยบ่งชี้ว่าเสถียรภาพของโพรงกักเก็บอยู่ในระดับที่ปลอดภัย



รูปที่ 7.2 ความเค้นที่เกิดขึ้นกับผนังโพรงกักเก็บรูปทรงกลม

ตารางที่ 7.3 ความเค้นเฉือนและพลังงานความเครียดที่ผนังโพรงกักเก็บรูปทรงกลมที่ระดับความลึก 500 m

Internal pressure (P_i)	σ_1 (MPa)	σ_3 (MPa)	$\tau_{oct,w}$ (MPa)	$W_{d,w}$ (kPa)
10% of σ_{cs}	15.6	1.08	7.36	8.86
20% of σ_{cs}	15.1	2.16	5.24	6.22
30% of σ_{cs}	14.5	3.24	4.01	4.76

ตารางที่ 7.4 อัตราส่วนความปลอดภัยที่ได้จากเกณฑ์ความเครียดเฉือนรวมหกด้านที่จุดวิกฤติและจุดบวมตัว

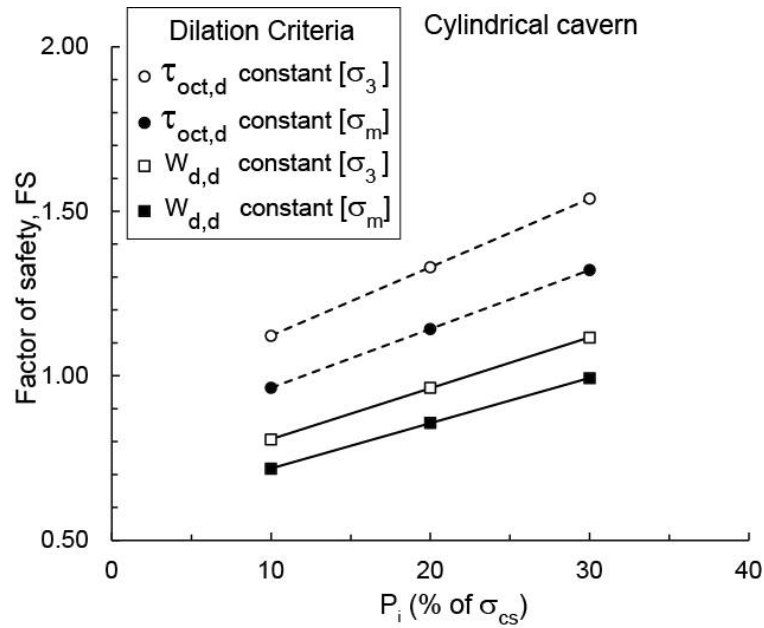
Cavern shapes	Internal pressure (P_i)	FS (Failure)		FS (Dilation)	
		constant σ_3	constant σ_m	constant σ_3	constant σ_m
Cylindrical cavern	10% of σ_{cs}	1.31	1.16	1.12	0.96
	20% of σ_{cs}	1.55	1.38	1.33	1.14
	30% of σ_{cs}	1.79	1.59	1.54	1.32
Spherical cavern	10% of σ_{cs}	1.85	1.46	1.56	1.31
	20% of σ_{cs}	2.60	2.05	2.19	1.84
	30% of σ_{cs}	3.40	2.68	2.87	2.41

ในขณะที่อัตราส่วนความปลอดภัยที่ได้จากการพิจารณาความเครียดเบี่ยงเบน สามารถให้ผลในเชิงอนุรักษ์มากกว่าการประเมินเสถียรภาพด้วยความเค้นเฉือนรวมหกด้าน โดยเกณฑ์ที่ให้ผลในเชิงอนุรักษ์สูงสุดคือเกณฑ์ที่ได้จากพลังงานความเครียดเบี่ยงเบนที่จุดบวมตัวภายใต้สภาวะ σ_m คงที่ เมื่อความดันภายในมีค่าต่ำกว่า 2.16 MPa (20% ของ σ_{cs}) ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่คำนวณได้จากเกณฑ์ของพลังงานความเครียดทั้งหมดแสดงไว้ในตารางที่ 7.5

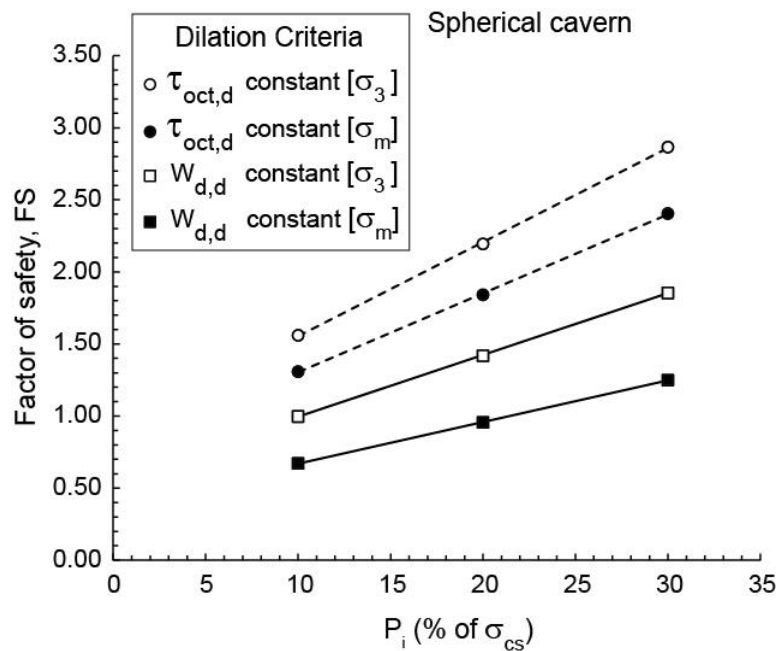
สำหรับการออกแบบในเชิงอนุรักษ์จะไม่อนุญาตให้เกลือหินที่อยู่รอบโพรงมีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างจนเกิดการบวมตัว รูปที่ 7.3 และรูปที่ 7.4 แสดงการเปรียบเทียบอัตราส่วนความปลอดภัยที่คำนวณได้จากเกณฑ์ที่พัฒนาขึ้นในการศึกษานี้ ซึ่งประกอบด้วยเกณฑ์ที่พิจารณาความเค้นเฉือนรวมหกด้าน และเกณฑ์ที่พิจารณาพลังงานความเครียดเบี่ยงเบนที่จุดวิบัติและจุดบวมตัวในฟังก์ชันของความดันภายในโพรง ผลที่ได้จากการคำนวณแสดงไว้ในตารางที่ 7.6 ที่ความลึก 500 m ความดันภายในโพรงกักเก็บรูปทรงกระบอกที่ปลอดภัยคือ 30% และโพรงรูปทรงกลม 20% ของ σ_{cs} โดยพิจารณาเกณฑ์จากพลังงานความเครียดเบี่ยงเบน

ตารางที่ 7.5 อัตราส่วนความปลอดภัยที่คำนวณได้จากเกณฑ์พลังงานความเครียดเบี่ยงเบนที่จุดวิบัติและจุดบวมตัว

Cavern shapes	Internal pressure (P_i)	FS = $W_d / W_{d,cs}$		FS = $W_{d,d} / W_{d,cs}$	
		constant σ_3	constant σ_m	constant σ_3	constant σ_m
Cylindrical cavern	10% of σ_{cs}	0.97	0.83	0.81	0.72
	20% of σ_{cs}	1.16	0.99	0.96	0.86
	30% of σ_{cs}	1.34	1.15	1.12	1.00
Spherical cavern	10% of σ_{cs}	1.23	0.76	1.00	0.67
	20% of σ_{cs}	1.75	1.09	1.42	1.00
	30% of σ_{cs}	2.29	1.42	1.85	1.25



รูปที่ 7.3 อัตราส่วนความปลอดภัยของโพรงกักเก็บรูปทรงกระบอกในฟังก์ชันของความดันภายใน
คำนวณจากเกณฑ์ที่แตกต่างกันที่ระดับความลึก 500 m



รูปที่ 7.4 อัตราส่วนความปลอดภัยของโพรงกักเก็บรูปทรงกลมในฟังก์ชันของความดันภายใน
คำนวณจากเกณฑ์ที่แตกต่างกันที่ระดับความลึก 500 m

ตารางที่ 7.6 อัตราส่วนความปลอดภัยในฟังก์ชันของความดันภายในโพรงกักเก็บที่จุดบวมตัวของโพรง
รูปทรงกระบอกและทรงกลม

Cavern shapes	Dilation criteria	Conditions	FS
Cylindrical cavern	$\tau_{oct,d} - \mu$	Constant σ_3	$FS = 0.0208P_i + 0.913$
		Constant σ_m	$FS = 0.0179P_i + 0.784$
	$W_{d,d} - \mu$	Constant σ_3	$FS = 0.0155P_i + 0.652$
		Constant σ_m	$FS = 0.0138P_i + 0.580$
Spherical cavern	$\tau_{oct,d} - \mu$	Constant σ_3	$FS = 0.0653P_i + 0.901$
		Constant σ_m	$FS = 0.0548P_i + 0.756$
	$W_{d,d} - \mu$	Constant σ_3	$FS = 0.0429P_i + 0.566$
		Constant σ_m	$FS = 0.0289P_i + 0.381$

บทที่ 8

การวิจารณ์ สรุปผล และข้อเสนอแนะสำหรับการศึกษาในอนาคต

8.1 การวิจารณ์

ผลที่ได้จากการศึกษานี้ได้นำมาเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการศึกษาที่มีอยู่ เพื่อเปรียบเทียบความน่าเชื่อถือและอธิบายสาเหตุของผลที่เกิดขึ้น ภายใต้หลักการที่มีการค้นคว้าจากนักวิจัยท่านอื่นๆ

- จำนวนตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบถือว่ามากพอ ซึ่งจะเห็นได้จากค่าสัมประสิทธิ์การถดถอยที่มีค่าอยู่ในเกณฑ์สูง ขนาดของความเค้นที่ใช้ในการทดสอบถูกจำกัดด้วยความสามารถของเครื่องทดสอบ ซึ่งสัมพันธ์กับผลต่างระหว่างความเค้นหลักสูงสุดกับความเค้นหลักต่ำสุด หรือความเค้นหลักกลางกับความเค้นหลักต่ำสุด

- ผลการทดสอบในเชิงความเค้นและความเครียดสามารถเชื่อถือได้ เนื่องจากมีความสอดคล้องเป็นอย่างดีกับผลการทดสอบเกลียวหินในห้องปฏิบัติการของ Sriapai และคณะ (2013) และ Sartkaew (2013)

- ความยากในการทดสอบคือการควบคุมความเค้นที่กระทำต่อตัวอย่างเกลียวหินให้เป็นไปตามวิธีความเค้นที่กำหนด อุปกรณ์ตรวจวัดการเปลี่ยนแปลงรูปร่างและแรงกดเป็นอุปกรณ์ที่ควบคุมด้วยระบบอัตโนมัติ ในขณะที่การให้แรงกดยังต้องใช้แรงคนในการควบคุม จึงส่งผลให้ระบบการทดสอบยังมีความไม่สม่ำเสมอ แต่ถือว่ามีผลกระทบต่อคุณสมบัติของเกลียวหินน้อยมาก

- ตัวอย่างเกลียวหินที่ใช้ทดสอบในการศึกษานี้มีขนาดเล็กกว่าการทดสอบโดยทั่วไป ซึ่งอาจมีผลกระทบของขนาดตัวอย่างต่อค่าความแข็งแรง (Jaeger, 2007) เนื่องจากข้อจำกัดของแท่งตัวอย่างที่ได้จากการเจาะมีเส้นผ่าศูนย์กลางเพียง 63 mm แต่อย่างไรก็ตามผลกระทบของขนาดตัวอย่างมิได้เปลี่ยนแปลงข้อสรุปที่ว่า การทดสอบภายใต้สภาวะแบบ σ_3 คงจะให้ค่าความแข็งแรงและพลังงานความเครียดเบี่ยงเบนสูงกว่าการทดสอบภายใต้สภาวะแบบ σ_m คงที่

- อัตราการให้แรงกดต่อตัวอย่างทดสอบที่ 0.1 MPa/s ตามมาตรฐาน ASTM (D7012-04) มีค่าสูงกว่าความเป็นจริงเมื่อเปรียบเทียบกับอัตราที่เกิดขึ้นจริงกับเกลียวหินในภาคสนาม ซึ่งจากการศึกษาที่ผ่านมาพบว่าอัตราการให้แรงกดที่สูงจะส่งผลให้ความแข็งแรงของหินมีค่าสูงขึ้น (Kumar, 1968; Jaeger and Cook, 1979; Farmer, 1983; Cristescu and Hunsche, 1998; Fuenkajorn et al., 2012) ด้วยเหตุนี้ ผลการทดสอบที่ได้จากการศึกษานี้จึงมีค่าสูงกว่าความเป็นจริงเล็กน้อยเมื่อนำมาพิจารณากับโครงสร้างทางวิศวกรรมธรณีที่มีอัตราการให้แรงน้อยกว่า

- ในการทดสอบควรคำนึงถึงผลกระทบของอุณหภูมิด้วย เนื่องจากอุณหภูมิมีผลต่อคุณสมบัติของเกลียวหินตามที่นักวิจัยหลายท่านได้ศึกษาไว้แล้ว (Hansen and Carter, 1980; Liang et al., 2006; Fuenkajorn et al., 2012)

- การนำหลักการของพลังงานความเครียดมาใช้ในการศึกษานี้มีสมมติฐานว่า ความเค้นและความเครียดที่เกิดขึ้นกับตัวอย่างเกลือหินที่ทดสอบมีความสัมพันธ์กันแบบเส้นตรง ซึ่งในความเป็นจริงแล้วความสัมพันธ์ดังกล่าวไม่เป็นเส้นตรง ส่งผลให้พลังงานที่คำนวณได้มีค่าน้อยกว่าความเป็นจริง ทำให้ผลที่ได้ออกมาในเชิงอนุรักษ์
- ข้อได้เปรียบของการใช้เกณฑ์ที่พิจารณาพลังงานความเครียดคือ การนำความเค้นและความเครียดมาประกอบในการสร้างสมการ ทำให้มีความเหมาะสมกว่าการพิจารณาเฉพาะความเค้นเพียงอย่างเดียว
- ผลกระทบของความเค้นหลักกลางต่อค่าความแข็งของเกลือหินสามารถสังเกตได้จากความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนรวมทางด้านกับ Lode parameter (รูปที่ 6.2 และรูปที่ 6.3) และความสัมพันธ์ระหว่างพลังงานความเครียดเบี่ยงเบนกับ Lode parameter (รูปที่ 6.7) การเพิ่มขึ้นของความเค้นหลักกลางส่งผลให้ค่าความแข็งของเกลือหินลดลง ซึ่งสอดคล้องกับผลการศึกษาของ Mogi (1967) Handin และคณะ (1967) Furuzumi และ Sugimoto (1986) Takahashi และ Koide (1989) Kwasniewski และ Mogi (1990) Pobwandee (2010) และ Komenthammasopon (2014) โดยข้อสรุปดังกล่าวเป็นจริงทั้งการทดสอบภายใต้ σ_3 คงที่ และ σ_m คงที่
- เมื่อพิจารณาผลการทดสอบที่ได้ในแต่ละวิธีความเค้นพบว่า เกลือหินที่ทดสอบภายใต้สภาวะแบบ σ_m คงที่จะเกิดการวิบัติได้ง่ายกว่าการทดสอบภายใต้ σ_3 คงที่ สาเหตุที่เป็นเช่นนี้เนื่องจากการทดสอบภายใต้สภาวะแบบ σ_m คงที่เมื่อความเค้นหลักกลางหรือความเค้นหลักต่ำสุดลดลงในขณะที่มีการเพิ่มความเค้นหลักสูงสุด ตัวอย่างเกลือหินจะมีการบวมตัวได้ง่ายขึ้นในทิศทางที่มีการลดลงของความเค้น ทำให้เกิดการวิบัติได้ง่ายขึ้น
- เกณฑ์ที่พัฒนาเพื่อใช้ในการคาดคะเนค่าความแข็งและพลังงานความเครียดในการศึกษานี้ได้ถูกนำมาใช้ในการประเมินหาค่าความดันที่เหมาะสมภายในโพรงกักเก็บ ซึ่งแท้จริงแล้วในการออกแบบโพรงกักเก็บนั้นมีเกณฑ์ที่สามารถใช้พิจารณาได้หลากหลาย การนำเกณฑ์ใดมาใช้ในการพิจารณาจึงมีความเหมาะสมที่แตกต่างกัน ซึ่งขึ้นอยู่กับรูปแบบของโครงสร้าง การใช้งาน และขนาดของโพรงกักเก็บ
- การคำนวณอัตราส่วนความปลอดภัยของโพรงกักเก็บรูปทรงกระบอกและทรงกลมที่มีสภาวะความเค้นไม่เหมือนกัน ดังนั้นในการออกแบบโพรงกักเก็บจึงควรคำนึงถึงรูปแบบความเค้นที่กระทำต่อโครงสร้างนั้นๆ เพื่อกำหนดรูปแบบการทดสอบให้เหมาะสมต่อการนำคุณสมบัติที่ได้มาใช้งานต่อไป

8.2 สรุปผลการศึกษา

ผลที่ได้จากการศึกษาบรรลุตามวัตถุประสงค์ทุกประการ ซึ่งสามารถสรุปได้ดังต่อไปนี้

- ผลกระทบของวิธีความเค้นต่อค่าความแข็งของเกลือหินสามารถสังเกตได้จากความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนรวมทางด้านกับความเค้นตั้งฉากเฉลี่ย (รูปที่ 5.9) ค่าความแข็งของเกลือหินจะลดลงเมื่อการทดสอบอยู่ภายใต้สภาวะแบบ σ_m คงที่

- ภายใต้ความเค้นตั้งฉากเฉลี่ยเดียวกัน ความเค้นเฉือนรวมหาคำนวณจากการทดสอบความเค้นกดในสามแกนจะมีค่าสูงสุด และจะต่ำสุดเมื่อเป็นการทดสอบความเค้นกดในสามแกนแบบขยาย ข้อสรุปนี้เป็นจริงทั้งการทดสอบภายใต้สภาวะ σ_3 คงที่และ σ_m คงที่
- ทิศทางของระนาบรอยแตกของตัวอย่างทดสอบมีแนวโน้มที่ขนานไปกับทิศทางของความเค้นหลักกลาง โดยเฉพาะอย่างยิ่งภายใต้ความเค้นหลักกลางที่มีค่าสูงและความเค้นหลักต่ำสุดที่มีค่าต่ำ พฤติกรรมดังกล่าวสอดคล้องกับผลการทดสอบดังที่ได้แสดงไว้ในรูปที่ 5.10
- เกณฑ์ที่พัฒนาสามารถนำมาใช้ในการออกแบบโครงกักเก็บในเชิงอนุรักษ์ได้ โดยเฉพาะเกณฑ์ที่พิจารณาพลังงานความเครียด

8.3 ข้อเสนอแนะสำหรับการศึกษาในอนาคต

- ควรเพิ่มขนาดตัวอย่างทดสอบให้ใหญ่ขึ้นเพื่อเป็นการลดผลกระทบของขนาด
- ควรเพิ่มความหลากหลายของการทดสอบความเค้นกดในสามแกนจริงให้มีค่า Lode parameter ที่ครอบคลุม ซึ่งจะทำให้เกณฑ์ที่พัฒนาจากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการมีความแม่นยำและถูกต้องมากขึ้น
- ควรนำผลกระทบของอุณหภูมิมาพิจารณาในการทดสอบ และการทดสอบควรกำหนดอุณหภูมิให้อยู่ในช่วงที่เกิดขึ้นจริงกับเกลือหินในภาคสนาม
- มีการพัฒนาโปรแกรมระเบียบวิธีเชิงตัวเลขที่มีเกณฑ์จากการศึกษานี้ร่วมด้วย ซึ่งสามารถคำนวณค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่เกิดขึ้นในแต่ละจุดรอบๆ โครงกักเก็บได้อัตโนมัติ
- ควรเพิ่มความหลากหลายของอัตราการให้แรงกดต่อตัวอย่างทดสอบ และเพิ่มตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับอัตราการให้แรงเข้าไปในสมการของเกณฑ์ที่สร้างขึ้นใหม่
- ควรมีการสอบเทียบความแม่นยำของเกณฑ์ที่พัฒนากับโครงเกลือที่มีอยู่จริงในภาคสนาม

บรรณานุกรม

- Alexeev, A.D., Revva, V.N., Alyshev, N.A., and Zhitlyonok, D.M. (2004). True triaxial loading apparatus and its application to coal outburst prediction. **International Journal of Coal Geology**. Vol. 58(4). 245-250.
- Aubertin, M., and Rao, K.S. (1992). Physical modeling of a rock mass under a true triaxial stress state. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. Vol. 41(3). pp. 445-455.
- Aubertin, M., Gill, D. E. and Ladanyi, B. (1993). Modelling the transient inelastic flow of rock salt. **Proceedings of Seventh Symposium on Salt**. 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**. Vol. 36. No.4. pp. 660-674.
- 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.
- Cai, M. (2008). Influence of stress path on tunnel excavation response-numerical tool selection and modeling strategy. **Tunnelling and Underground Space Technology**. Vol. 23. pp. 618-628.
- Carter, A. (2002). Experimental and numerical study of the Kaiser effect in cyclic Brazilian tests with disk rotation. **Int J Rock Mech Min Sci**. Vol. 39. pp. 287-302.
- Chang, C., and Haimson, B. (2005). Non-dilatant deformation and failure mechanism in two Long Valley Caldera rocks under true triaxial compression. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. Vol. 42. pp. 402-414.
- Chokski, A. H. and Langdon, T. G. (1991). Characteristics of creep deformation in ceramics. **Materials Science and Technology**. Vol. 7. pp. 577-584.
- Colmenares, L.B. and Zoback, M.D. (2002). A statistical evaluation of intact rock failure criteria constrained by polyaxial test data for five different rocks. **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences**. Vol. 39. pp. 695-729.
- Crouch, S.L. (1972). A note on post-failure stress-strain path dependence in norite. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. Vol. 9 (2). pp. 197-204.

- Duesbery, E. (1991). Numerical modelling of three-dimension stress rotation ahead of an advancing tunnel face. **Int J Rock Mech Min Sci.** Vol. 38. pp. 499–518.
- Ferfera, F.M.R., Sardau, J.P., and Bouteica, M. (1997). Experimental study of monophasic permeability changes under various stress paths. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.** Vol. 34. pp. 134-144.
- Fokker, P. A. (1995). **The behavior of salt and salt caverns.** Ph.D. Thesis, Delft University of Technology.
- Fokker, P. A. (1998). A study of the intrinsic permeability of granite to gas. **Int. J Rock Mech. Min. Sci.** Vol. 32. pp. 171-179.
- Fryne, F.M.R., Sardau, J.P., and Bouteica, M. (1996). Experimental study of monophasic permeability changes under various stress paths. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.** Vol. 34 (3–4)
- Haimson, B. (2006). True triaxial stresses and the brittle of rock. **Pure and Applied Geophysics.** Vol. 163. pp. 1101-1113.
- Jaeger, J.C., and Cook, N.G.W. (1967). **Fundamentals of Rock Mechanics.** Chapman & Hall, London. pp. 105-106.
- Jeremic, M. L. (1994). **Rock Mechanics in Salt Mining.** A. A. Balkema, Rotherdam. the Netherlands. 532 pp.
- Kwasniewski, M., Takahashi, M., and Li, X. (2003). Volume changes in sandstone under true triaxial compression conditions. **ISRM 2003–Technology Roadmap for Rock Mechanics.** South African Institute of Mining and Metallurgy. pp. 683-688.
- Lee, D. H., Juang C.H., Chen, J.W. (1999). Stress paths and mechanical behavior of a sandstone in hollow cylinder tests. **Int J Rock Mech Min Sci.** Vol. 36. pp. 857–870.
- Mellegard, K. D., Devries, K. L., and Callahan, G. D. (2007). Lode angle effects on the creep of salt. **Proceeding of The 6th Conference on The Mechanical Behavior “SALTMECH6”.** Hannover, Germany. pp. 9-15.
- Mogi, K. (1967). Effect of intermediate principal stress on rock failure. **J. Geophys. Res.** Vol. 72. pp. 5117-5131.
- Mogi, K. (1971). Fracture and flow of rocks under high triaxial compression. **Journal of Geophysical Research.** Vol. 76. pp. 1255-1269.

- Munson, D. E. and Wawersik, W. R. (1993). Constitutive modeling of salt behavior – State of the technology. **Proc. 7th Int. Cong. Rock Mech.** pp. 1797-1810.
- Senseny, S. (1992). A note on post-failure stress–strain path dependence in norite. . **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. Vol. 9 (2). pp. 197–204.
- 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.
- Sriapai, T., Samsri, P., and Fuenkajorn, K. (2011). Polyaxial strengths of Maha Sarakham salt. **Proceedings of the Third Thailand Rock Mechanics Symposium**. Vol. 3. pp. 79-87). Nakhon Ratchasima, Thailand.
- Sriapai, T., Samsri, P., and Fuenkajorn, K. (2011). Polyaxial strengths of Maha Sarakham salt. **Proceedings of the Third Thailand Rock Mechanics Symposium**. Vol. 3. pp. 79-87. Nakhon Ratchasima, Thailand.
- Swanson, R.S., Brown, W.S. (1971). An observation of loading path independence of fracture in rock. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. Vol. 8 (3). pp. 277–281.
- Thorel, L. and Ghoreychi, M., 1993, Rock salt damage - Experimental results and interpretation. **Proceedings Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt**. Germany, pp. 175-189.
- Wang, B., Zhu, J.B., and Wu, A.Q. (2008). Experimental study on mechanical properties of Jinping marble under loading and unloading stress paths. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**. Vol. 27 (10). pp. 2138–2145.
- Wawersik, W. R., Carlson, L. W., Holcomb D. J., and Williams, R. J. (1997). New method for true-triaxial rock testing. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts**. Vol. 34. pp. 365-365.
- Wiebols, G.A. and Cook, N.G.W. (1968). An energy criterion for the strength of rock in polyaxial compression. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. Vol. 5. pp. 529-549.

- Wolfenstine, J., Ruano, O. A., Wadsworth, J., and Sherby, O. D. (1991). Harper-Dorn creep in single crystalline NaCl. **Scripta Metall. Mat.** Vol. 25. pp. 2065-2070.
- Xu, D., and Geng, N. (1986). The variation law of rock strength with intermediate principal stress. **Acta Mech. Solida Sinica**, 6(1):72- 80. (in Chinese)
- Xu, D.J., Geng, N.G. (1986). Experimental investigation on the strength, deformability, failure behavior and acoustic emission locations of red sandstone under triaxial compression. **Rock Mechanics and Rock Engineering**. Vol. 45 (4). pp. 583–606.
- Yang, S.Q. (2013). Strength and deformation behavior of red sandstone under multi-stage triaxial compression. **Can. Geotech. J.** Vol. 49. pp. 694–709
- Yang, S.Q., Jing, H.W., Li, Y.S., Han, L.J. (2011). Experimental investigation on mechanical behavior of coarse marble under six different loading paths. **Experimental Mechanics**. Vol. 51 (3). pp. 315–334.
- Yang, S.Q., Jing, H.W., Wang, S.Y. (2012). Experimental investigation on the strength, deformability, failure behavior and acoustic emission locations of red sandstone under triaxial compression. **Rock Mechanics and Rock Engineering**. pp. 569–681.
- Yao, X.X., Geng, N.G., Chen, Y. (1980). The effect of stress path on brittleness and ductility of rocks. **Acta Geophysica Sinica**. Vol. 23 (3). pp. 312–319.

ประวัตินักวิจัย

ศาสตราจารย์ ดร. กิตติเทพ เพ็ญขจร เกิดเมื่อวันที่ 16 กันยายน 2500 ที่จังหวัด กรุงเทพมหานคร จบการศึกษาปริญญาเอกจาก University of Arizona ที่ประเทศสหรัฐอเมริกา สาขาวิชา 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 ดำรงตำแหน่งเป็นที่ปรึกษาทางวิชาการขององค์กร รัฐบาลและหลายบริษัทในประเทศสหรัฐอเมริกา 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 และเป็นคณะกรรมการในการคัดเลือก บทความทางวิชาการของสำนักพิมพ์ Chapman & Hall ในประเทศอังกฤษ และ Elsevier Sciences Publishing Co. ในประเทศเนเธอร์แลนด์