รหัสโครงการ SUT7-719-46-24-24

รายงานการวิจัย

การหาสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของหิน ด้วยการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

Determination of Elastic Modulus of Intact Rock by Modified Point Load Testing

ผู้วิจัย

รองศาสตราจารย์ ดร. กิตติเทพ เฟื่องขจร
สาขาวิชาเทคโนโลยีธรณี
สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ปีงบประมาณ พ.ศ. 2546 และ 2547
ผลงานวิจัยเป็นความรับผิดชอบของหัวหน้าโครงการวิจัยแต่เพียงผู้เดียว

มีนาคม 2548

กิตติกรรมประกาศ

การวิจัยครั้งนี้ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ประจำปีงบประมาณ 2546 และ 2547 ซึ่งงานวิจัยสามารถสำเร็จลุล่วงได้ด้วยดีก็ด้วยความช่วยเหลือจาก นางสาวกัลญา พับโพธิ์ ในการพิมพ์รายงานการวิจัย และนางณิชชาภัทร สิทธิคุณ ในการตรวจสอบความถูกต้องของรายงานการวิจัยฉบับสมบูรณ์ ผู้วิจัยขอขอบคุณมา ณ โอกาสนี้ด้วย

ผู้วิจัย

มีนาคม 2548

บทคัดย่อ

การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (MPL) ได้ถูกนำเสนอเพื่อหาค่ากำลังกดสูงสุดในสามแกนและค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของตัวอย่างหิน เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบจะคล้ายกับการทดสอบดัชนีจุดกด แต่จะต่างกันที่หัวกด ซึ่งจะถูกตัดเรียบเพื่อให้มีหน้าตัดเป็นวงกลมแทนที่จะเป็นรูปครึ่งทรงกลม หัวกดทำด้วยโลหะแข็งและมีเส้นผ่าศูนย์กลาง (d) ผันแปรจาก 5 10 15 20 25 จนถึง 30 มิลลิเมตร ซึ่งจะทำให้เกิดสภาวะการกดและสภาวะขอบเขตของตัวอย่างหินแบบใหม่โดยเฉพาะอย่างยิ่งที่บริเวณใกล้กับจุดกด ตัวอย่างหินที่นำมาทดสอบ คือ หินอ่อน หินบะซอลต์ หินทราย และหินแกรนิต ตัวอย่างหินถูกจัดเตรียมให้มีเส้นผ่านศูนย์กลาง (D) ผันแปรจาก 38 มิลลิเมตร ถึง 100 มิลลิเมตร และมีความหนา (t) ผันแปรจาก 18 มิลลิเมตร ถึง 63 มิลลิเมตร การทดสอบตัวอย่างหินรูปแผ่นกลมในงานวิจัยนี้จะเป็นก้าวแรกเพื่อนำมาใช้กับการทดสอบตัวอย่างหินที่มีรูปร่างไม่แน่นอนต่อไป ตัวอย่างหินจะถูกกดในแนวแกนในขณะที่มีการวัดการเพิ่มขึ้นของแรงกดและการเคลื่อนตัวในแนวดิ่ง การลดลงของความชันของเส้นกราฟแรงกดกับการเคลื่อนตัวบ่งบอกว่า เกิดการแตกแบบเฉือนภายใต้หัวกด การแตกนี้จะเกิดก่อนการแตกแบบดึงที่จุดกึ่งกลางของความหนาของตัวอย่างหิน ความเค้นเฉือนและความเค้นตั้งสูงสุดบนผิวของกรวยการแตกใต้หัวกดได้นำมาสัมพันธ์กับแรงกดโดยใช้ระเบียบวิธีคำนวณเชิงตัวเลข การกระจายตัวของความเค้นเหล่านี้ได้คำนวณสำหรับอัตราส่วน D/d และ t/d ที่หลากหลาย ผลการคำนวณระบุว่าค่าความเค้นเฉือนและความเค้นตั้งที่จุดแตกจะเพิ่มขึ้นตามอัตราส่วน D/d ผลการทดสอบโดยให้หัวกดมีขนาดต่างกันแต่ตัวอย่างหินมีขนาดเท่ากันจะให้ชุดของความเค้นเฉือนและความเค้นตั้งที่ต่างกันในขณะที่เกิดการแตก กฎของการแตกในรูปของความเค้นเฉือนในสามมิติกับความเค้นเฉลี่ยจากผลของการทดสอบแบบ MPL ได้นำมาเปรียบเทียบกับผลของการทดสอบแรงกดในแกนเดียวและการทดสอบแรงกดในสามแกน ค่ากำลังรับแรงกดในสามแกนที่ได้จาก MPL มีแนวโน้มสูงกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบแบบดั้งเดิม ความแตกต่างนี้เกิดจากผลกระทบของขนาดและการผันแปรของคุณสมบัติของตัวอย่างหิน ค่าสัมประสิทธิ์ของความยืดหยุ่นสามารถคำนวณได้จากเส้นกราฟของแรงกดกับการเคลื่อนตัวในขณะที่ทำการปล่อยแรงของการกดแบบวัฏจักร สัมประสิทธิ์ของความยืดหยุ่นที่ได้จากการทดสอบ MPL จะอยู่ในช่วงค่าที่วัดได้จากการทดสอบแบบมาตรฐาน ความคลาดเคลื่อนที่มีอยู่บ้างอาจจะเกิดจากผลกระทบของขนาดและความชันของความเค้นในตัวอย่างหิน

Abstract

A modified point load (MPL) testing technique is proposed to determine the triaxial compressive strength and elastic modulus of intact rocks. The test apparatus is similar to that of the point load strength index test, except that the loading points are cut flat to have a circular cross-sectional area instead of using a half-spherical shape. The loading points (platens) are made of hard steel and have diameters (d) varying from 5, 10, 15, 20, 25, to 30 mm. This results in a new loading and boundary conditions on the rock specimens particularly near the loading point. The rock specimens tested are marble, basalt, sandstone and granite. They are prepared to have nominal diameters (D) from 38 mm to 100 mm, with thickness from 18 mm to 63 mm. Testing on these circular disk specimens is a precursory step to the application on irregular shaped specimens. The load is applied along the specimen axis while monitoring the increases of the load and vertical displacement. A decrease of the monitored load-displacement gradient suggests that a compressive shear failure has been induced underneath the loading point. This failure occurs prior to the splitting tensile failure induced in the mid-thickness of the specimen. The maximum shear stress and its corresponding normal stress on the incipient failure cone underneath the loading point are correlated to the applied load by conducting a series of finite element analyses. The shear and normal stress distributions near the loading point are computed for a variety of D/d and t/d ratios. The numerical results indicate that the shear and normal stresses at failure for each rock type increase with the D/d ratio. Results from testing under various loading platen diameters while maintaining a constant specimen diameter reveal different sets of the shear and normal stresses at failure, i.e. triaxial compressive strengths. The failure envelope obtained from the MPL tests is plotted in form of octahedral shear stress vs. mean stress, and compared with those from the conventional uniaxial and triaxial compressive strength tests. The triaxial compressive strengths predicted from the MPL test tend to be greater than those from the conventional testing. The discrepancy is probably due to the scale effect and the intrinsic variability of the rocks. By monitoring the load-displacement relation under cyclic loading, the elastic modulus of the rock specimens can also be estimated from the unloading curves. The elastic values predicted from the MPL testing are in the range of those obtained from the standard testing. Some discrepancies remain probably due to the effects of specimen size and stress gradient.

สารบัญ

หน้า

กิตติกรรมประกาศ ..... ก
บทคัดย่อ ..... ข
Abstract ..... ค
สารบัญ ..... ง
สารบัญตาราง ..... ช
สารบัญภาพ ..... ญ

บทนำ 1
เหตุผลและความสำคัญของโครงการ 1
วัตถุประสงค์ 2
แนวคิดของงานวิจัย 3
วิธีการดำเนินงาน 3
ขอบเขตของงานวิจัย 7
ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ 8
ทางด้านเศรษฐกิจ 8
ทางด้านวิชาการ 8
หน่วยงานที่นำผลการวิจัยไปใช้ประโยชน์ 9
องค์ประกอบของรายงาน 9

บทที่ 1 การทบทวนวรรณกรรมวิจัยที่เกี่ยวข้อง 11
1.1 ทฤษฎีความยืดหยุ่น 11
1.2 สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของหิน 12
1.3 การตรวจวัดค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นในห้องปฏิบัติการ 14
1.3.1 การทดสอบแรงกดในแกนเดียว 14
1.3.2 การทดสอบแรงกดในสามแกน 15
1.3.3 การทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน 16
1.3.4 การทดสอบเชิงพลศาสตร์ 17

สารบัญ

หน้า

1.4 สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบแรงกดและแรงดึง 18
1.5 ผลกระทบของทิศทาง 18
1.6 การทดสอบและตรวจวัดค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นในภาคสนาม 19
1.6.1 การทดสอบแบบเพลทแบริ่ง 20
1.6.2 การทดสอบแบบไดลาโตมิเตอร์ 20
1.6.3 การทดสอบแบบแฟลทแจค 21
1.6.4 การทดสอบแบบเรเดียลแจค 22
1.7 การทดสอบแบบจุดกด 22
1.8 ผลกระทบของขนาดตัวอย่างหิน 25
1.9 ผลกระทบของรูปร่างและการกระจายตัวของความเค้น 28

บทที่ 2 การเก็บและจัดเตรียมตัวอย่างหิน 29
2.1 การสำรวจพื้นที่และเก็บตัวอย่างหิน 29
2.2 คุณลักษณะของตัวอย่างหิน 29
2.2.1 หินอ่อน 29
2.2.2 หินทราย 29
2.2.3 หินบะซอลต์ 32
2.2.4 หินแกรนิต 32
2.3 การจัดเตรียมตัวอย่างหิน 32

บทที่ 3 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ 41
3.1 การทดสอบคุณสมบัติกลศาสตร์พื้นฐาน 41
3.1.1 การทดสอบแรงกดในแกนเดียวและการวัดค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น 41
3.1.2 การทดสอบแรงกดในสามแกน 53
3.1.3 การทดสอบความต้านแรงดึงแบบบราซิลเลียน 53
3.1.4 การทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม 66

สารบัญ

หน้า

3.2 การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน 66
3.2.1 การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น 75
3.2.2 การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าแรงกดสูงสุดในสามแกน 83

บทที่ 4 การศึกษาทางด้านแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ 99
4.1 คุณลักษณะของแบบจำลอง 99
4.2 ผลกระทบของรูปร่างและขนาดต่อการกระจายตัวของความเค้น 102
4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างฟังก์ชันการยุบตัวกับรูปร่างและขนาดตัวอย่างหิน 106
4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างฟังก์ชันของแรงกดในสามแกนและขนาดตัวอย่างหิน 112

บทที่ 5 การวิเคราะห์ 121
5.1 ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น 121
5.2 ค่าแรงกดสูงสุดในสามแกน 126
5.3 การเปรียบเทียบผลการทดสอบ 126

บทที่ 6 สรุปผลงานวิจัย 145

บรรณานุกรม 147

ภาคผนวก ก ผลการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น

ประวัตินักวิจัย

สารบัญตาราง

ตารางที่		หน้า
1.1	สมการความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงกดสูงสุดในแกนเดียว (σ_c) และค่าดัชนีจุดกดแบบดั้งเดิม (I_s) ในรูปแบบต่าง ๆ	26
2.1	ขนาดและจำนวนของตัวอย่างหินที่จัดเตรียมตามมาตราฐาน ASTM และ ISRM สำหรับการทดสอบการทดสอบคุณสมบัติกลศาสตร์พื้นฐานวิธีต่าง ๆ ต่อ 1 ชนิดหิน	36
2.2	ขนาดและจำนวนของตัวอย่างหินที่จัดเตรียมสำหรับการทดสอบการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน	38
3.1	ผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวและการวัดค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM ของหินอ่อน (L/D ratio = 2.5)	48
3.2	ผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวและการวัดค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM ของหินทราย (L/D ratio = 2.5)	49
3.3	ผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวและการวัดค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM ของหินบะซอลต์ (L/D ratio = 2.5)	50
3.4	ผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวและการวัดค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM ของหินแกรนิต (L/D ratio = 2.5)	51
3.5	สรุปผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวและการวัดค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM สำหรับหินทั้ง 4 ชนิด (L/D ratio = 2.5)	52
3.6	ผลการทดสอบแรงกดในสามแกนตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM ของหินอ่อน (L/D ratio = 2.0)	59
3.7	ผลการทดสอบแรงกดในสามแกนตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM ของหินทราย (L/D ratio = 2.0)	60
3.8	ผลการทดสอบแรงกดในสามแกนตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM ของหินบะซอลต์ (L/D ratio = 2.0)	61
3.9	ผลการทดสอบแรงกดในสามแกนตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM ของหินแกรนิต (L/D ratio = 2.0)	62
3.9	ผลการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียนตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM สำหรับหินทั้ง 4 ชนิด (L/D ratio = 0.5)	65
3.11	ผลการทดสอบแบบจุดกดตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM ของหินอ่อน (L/D ratio = 1.0)	70

สารบัญตาราง

ตารางที่ หน้า

3.12 ผลการทดสอบแบบจุดกดตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM ของหินทราย (L/D ratio = 1.0) 71

3.13 ผลการทดสอบแบบจุดกดตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM ของหินบะซอลต์ (L/D ratio = 1.0) 72

3.14 ผลการทดสอบแบบจุดกดตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM ของหินแกรนิต (L/D ratio = 1.0) 73

3.15 ผลการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของตัวอย่างหินอ่อน 79

3.16 ผลการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของตัวอย่างหินทราย 80

3.17 ผลการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของตัวอย่างหินบะซอลต์ 81

3.18 ผลการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของตัวอย่างหินแกรนิต 82

3.19 ผลการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของตัวอย่างหินอ่อน 84

3.20 ผลการทดสอบแบบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของตัวอย่างหินทราย 86

3.21 ผลการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของตัวอย่างหินบะซอลต์ 89

3.22 ผลการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของตัวอย่างหินแกรนิต 92

4.1 คุณลักษณะของแบบจำลอง 36 แบบที่ใช้ในการศึกษาผลกระทบของเส้นผ่าศูนย์กลางและต่อความเค้นของตัวอย่างหิน 100

4.2 ค่าสัมประสิทธิ์ที่สัมพันธ์ต่อฟังก์ชันสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นจากการคำนวณเชิงตัวเลขโดยคอมพิวเตอร์ ในฟังก์ชันของ t/d และ D/d 113

สารบัญตาราง

ตารางที่ หน้า

4.3 ค่าสัมประสิทธิ์ที่สัมพันธ์ต่อค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนในฟังก์ชันของความเค้นในแนวเฉือน จากการคำนวณเชิงตัวเลขโดยคอมพิวเตอร์ ในฟังก์ชันของ t/d 118

4.4 ค่าสัมประสิทธิ์ที่สัมพันธ์ต่อค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนในฟังก์ชันของความเค้นเฉลี่ยจากการคำนวณเชิงตัวเลขโดยคอมพิวเตอร์ ในฟังก์ชันของ t/d 119

5.1 ผลการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของหินอ่อนจากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน 122

5.2 ผลการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของหินทราย จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน 123

5.3 ผลการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของหินบะซอลต์จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน 124

5.4 ผลการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของแกรนิตจากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน 125

5.5 ผลการคำนวณค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของหินอ่อนจากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน 127

5.6 ผลการคำนวณค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของหินทรายจากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน 129

5.7 ผลการคำนวณค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของหินบะซอลต์จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน 133

5.8 ผลการคำนวณค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของหินแกรนิตจากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน 134

5.9 การเปรียบเทียบผลของค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นตามมาตรฐาน ระหว่างผลที่ได้จากการทดสอบหินชนิดต่าง ๆ 136

สารบัญรูปภาพ

รูปที่		หน้า
1.1	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นกับความเครียดของหินโดยแสดงค่าของสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบต่าง ๆ	13
2.1	ตำแหน่งที่มาของตัวอย่างหินเพื่อใช้ในการทดสอบในงานวิจัย	30
2.2	การเลือกเก็บตัวอย่างหินบะซอลต์ ที่เหมืองหินบะซอลต์ ต.อิสาน อ.เมือง จ.บุรีรัมย์ โดยเลือกก้อนที่มีขนาดประมาณ 1 ลูกบาศก์ฟุต	31
2.3	ก้อนหินตัวอย่างของหินบะซอลต์ถูกเจาะด้วยเครื่องเจาะหินในห้องปฏิบัติการ	33
2.4	แท่งทรงกระบอกของหินตัวอย่างถูกตัดเพื่อให้ได้ความยาวที่เหมาะสมสำหรับการทดสอบแต่ละชนิด	34
2.5	ตัวอย่างหินที่นำมาฝนปลายทั้งสองข้างให้เรียบและขนานกันตามที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน ASTM D4543	35
2.6	แท่งตัวอย่างหินรูปทรงกระบอกขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2 นิ้ว ของหินทราย หินอ่อน หินบะซอลต์ และหินแกรนิต ที่จัดเตรียมตามมาตราฐานเพื่อการทดสอบแรงกดสูงสุดในแกนเดียวและวัดค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น	37
3.1	ตัวอย่างของหินแกรนิตมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 54.3 มิลลิเมตร และ L/D = 2.5 ถูกกดตามแนวแกนจนแตกแบบ Extension Failure	43
3.2	ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดจากการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของหินอ่อน	44
3.3	ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดจากการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของหินทราย	45
3.4	ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดจากการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของหินบะซอลต์	46
3.5	ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดจากการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของหินแกรนิต	47
3.6	หม้อความดัน Hoek-Franklin Cell สำหรับการทดสอบแรงกดในสามแกน	54

สารบัญรูปภาพ

รูปที่		หน้า
3.7	แผนภูมิตัวแปรการวิบัติของหินอ่อนภายใต้สภาวะแรงกดในสามแกนโดยใช้ความสัมพันธ์ ระหว่าง Octahedral Shear Stress และ Mean Stress รวมทั้งผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียว และผลการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน สำหรับนำมาประกอบในการคำนวณ	55
3.8	แผนภูมิตัวแปรการวิบัติของหินทรายภายใต้สภาวะแรงกดในสามแกนโดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง Octahedral Shear Stress และ Mean Stress รวมทั้งผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียว และผลการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน สำหรับนำมาประกอบในการคำนวณ	56
3.9	แผนภูมิตัวแปรการวิบัติของหินบะซอลต์ภายใต้สภาวะแรงกดในสามแกนโดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง Octahedral Shear Stress และ Mean Stress รวมทั้งผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียว และผลการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน สำหรับนำมาประกอบในการคำนวณ	57
3.10	แผนภูมิตัวแปรการวิบัติของหินแกรนิตภายใต้สภาวะแรงกดในสามแกนโดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง Octahedral Shear Stress และ Mean Stress รวมทั้งผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียว และผลการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน สำหรับนำมาประกอบในการคำนวณ	58
3.11	การทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน หินบะซอลต์ถูกกดในแนวเส้นผ่าศูนย์กลาง	63
3.12	ตัวอย่างหินบะซอลต์เกิดการวิบัติจากการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน	64
3.13	ค่าแรงดึงสูงสุดแบบบราซิลเลียนสำหรับตัวอย่างหินที่มีขนาดต่างกันในการทดสอบนี้	67
3.14	การทดสอบแบบจุดกดตัวอย่างหินบะซอลต์รูปทรงกระบอกถูกกดตามแนวแกนด้วยเครื่อง SBEL PLT-75 มีแรงกดสูงสุดถึง 75,000 ปอนด์	68
3.15	ตัวอย่างหินบะซอลต์หลังจากถูกทดสอบโดยการกดให้แตกโดยใช้วิธีจุดกดแบบดั้งเดิม	69
3.16	เปรียบเทียบหัวกดแบบดั้งเดิม (Conventional) กับหัวกดแบบปรับเปลี่ยน (Modified) ที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 5 มิลลิเมตร และ 10 มิลลิเมตร	74
3.17	องค์ประกอบของเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน ตัวอย่างหินรูปแผ่นสี่เหลี่ยมถูกกดตามแนวแกน	76
3.18	ตัวอย่างหินรูปแผ่นกลมหลังจากถูกทดสอบด้วยหัวกดขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางที่ต่างกัน	77

สารบัญรูปภาพ

รูปที่		หน้า
3.19	ตัวอย่างหินอ่อนรูปแผ่นกลมมีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 76 มิลลิเมตร หนา 38 มิลลิเมตร ถูกกดแตกด้วยหัวกดขนาด 20 มิลลิเมตร โดยมีการแตกเป็นรูปกรวยที่บริเวณภายใต้หัวกดแสดงให้เห็นว่าหินแตกแบบความกดเฉือน (Compressive shear failure) ในบริเวณนี้	78
3.20	แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงกดสูงสุดกับอัตราส่วนของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหินต่อขนาดหัวกด สำหรับตัวอย่างหินอ่อน	94
3.21	แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงกดสูงสุดกับอัตราส่วนของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหินต่อขนาดหัวกด สำหรับตัวอย่างหินทราย	95
3.22	แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงกดสูงสุดกับอัตราส่วนของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหินต่อขนาดหัวกด สำหรับตัวอย่างหินบะซอลต์	96
3.23	แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงกดสูงสุดกับอัตส่วนของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหินต่อขนาดหัวกด สำหรับตัวอย่างหินแกรนิต	97
4.1	แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์สร้างขึ้นเพื่อศึกษาการวิบัติและการกระจายตัวของความเค้นและความเครียดในตัวอย่างหินรูปทรงกระบอกภายใต้จุดกดแบบปรับเปลี่ยนเนื่องจากมีแกนสมมาตรในแนวตั้งและแนวนอน การจำลองจึงทำเพียง ¼ ส่วนของตัวอย่างหินทั้งชิ้น สัญลักษณ์ที่ใช้ในการคำนวณเชิงตัวเลขได้สรุปไว้ในรูปนี้ด้วย	101
4.2	โครงข่ายแบบจำลองที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การการวิบัติ และผลกระทบของขนาดในตัวอย่างหินที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน อัตราส่วนของขนาดตัวอย่างหินแปรผันจาก t/d = 1, 2.5, 5 และ D/d = 1, 2, 5 ตามลำดับ	103
4.3	โครงข่ายแบบจำลองที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การการวิบัติ และผลกระทบของขนาดในตัวอย่างหินที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน อัตราส่วนของขนาดตัวอย่างหินแปรผันจาก t/d = 10, 20, 50 และ D/d = 10, 20, 50 ตามลำดับ	104
4.4	การกระจายตัวของความเค้นหลักที่มากสุด (σ_1) ในแนวดิ่งของตัวอย่างหินที่มีความหนา (t) ต่าง ๆ กันภายใต้ความเค้นกดเท่ากับ P ในแนวแรงกดนี้ ความเค้นหลักที่มากสุดจะมีค่าเท่ากับความเค้นในแนวดิ่ง โดย t/d ผันแปรจาก 1, 2, 3, 4, 6, 8 ถึง 20 และมี D/d คงที่เท่ากับ 15	105

สารบัญรูปภาพ

รูปที่		หน้า
4.5	การกระจายตัวของความเค้นหลักที่น้อยสุด (σ_3) ในแนวดิ่งของตัวอย่างหินที่มีความหนา (t) ต่าง ๆ กันภายใต้ความเค้นกดเท่ากับ P ในแนวแรงกดนี้ ความเค้นหลักที่น้อยสุดจะมีค่าเท่ากับความเค้นในแนวนอน โดย t/d ผันแปรจาก 1, 2, 3, 4, 6, 8 ถึง 20 และมี D/d คงที่เท่ากับ 15	106
4.6	การกระจายตัวของความเค้นหลักที่มากสุด (σ_1) ในแนวดิ่งของตัวอย่างหินที่มีอัตราส่วนของความกว้างต่างกันภายใต้ความเค้นกดเท่ากับ P และมี t/d คงที่เท่ากับ 2.5	108
4.7	การกระจายตัวของความเค้นหลักที่น้อยสุด (σ_3) ในแนวดิ่งของตัวอย่างหินที่มีอัตราส่วนของความกว้างต่างกันภายใต้ความเค้นกดเท่ากับ P และมี t/d คงที่เท่ากับ 2.5	109
4.8	ผลการคำนวณจากแบบจำลองทั้ง 36 แบบ ฟังก์ชันการยุบตัว ($\Delta P/[\Delta\delta \cdot E]$) นำมาแสดงในฟังก์ชันของ t/d	110
4.9	ผลการคำนวณจากแบบจำลองทั้ง 36 แบบ ฟังก์ชันการยุบตัว ($\Delta P/[\Delta\delta \cdot E]$) นำมาแสดงในฟังก์ชันของ D/d	111
4.10	เส้นชั้นแสดงการกระจายตัวของอัตราส่วนของความเค้นในแนวเฉือน (Octahedral shear stress) ต่อความเค้นกด (τ_{oct}/P) บริเวณใต้จุดกด ของแบบจำลองที่ 36 ($D/d = t/d = 50$)	114
4.11	ผลการคำนวณจากแบบจำลองทั้ง 36 แบบ ฟังก์ชันของความเค้นในแนวเฉือน (Octahedral shear stress) ต่อความเค้นกด (τ_{oct}/P) นำมาแสดงในฟังก์ชันของ D/d	115
4.12	ผลการคำนวณจากแบบจำลองทั้ง 36 แบบ ฟังก์ชันของความเค้นเฉลี่ย (Mean stress) ต่อความเค้นกด (σ_m/P) นำมาแสดงในฟังก์ชันของ D/d	116
5.1	ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นที่ประเมินได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเปรียบเทียบกับผลจากการทดสอบแบบมาตรฐานของตัวอย่างหินทั้ง 4 ชนิด	137
5.2	กฎเกณฑ์การแตกจากการทดสอบแรงกดสูงสุดในสามแกนแบบมาตรฐาน และผลประเมินค่าจากการทดสอบจุดแบบปรับเปลี่ยนสำหรับหินอ่อน	139
5.3	กฎเกณฑ์การแตกจากการทดสอบแรงกดสูงสุดในสามแกนแบบมาตรฐาน และผลประเมินค่าจากการทดสอบจุดแบบปรับเปลี่ยนสำหรับหินทราย	140
5.4	กฎเกณฑ์การแตกจากการทดสอบแรงกดสูงสุดในสามแกนแบบมาตรฐาน และผลประเมินค่าจากการทดสอบจุดแบบปรับเปลี่ยนสำหรับหินบะซอลต์	141
5.5	กฎเกณฑ์การแตกจากการทดสอบแรงกดสูงสุดในสามแกนแบบมาตรฐาน และผลประเมินค่าจากการทดสอบจุดแบบปรับเปลี่ยนสำหรับหินแกรนิต	142

บทนำ

เหตุผลและความสำคัญของโครงการ

ในการก่อสร้างหรือโครงการทางด้านวิศวกรรมธรณี วิศวกรรมเหมืองแร่ และวิศวกรรมโยธาที่เกี่ยวข้องกับงานด้านฐานรากในชั้นหิน ข้อมูลที่เกี่ยวกับคุณสมบัติและพฤติกรรมทางด้านกลศาสตร์ของหินที่นำมาใช้หรือข้อมูลที่เกี่ยวข้องจะมีความสำคัญมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งข้อมูลเหล่านี้จะเป็นองค์ประกอบขั้นพื้นฐานที่วิศวกรจะนำมาใช้ในการออกแบบโครงสร้างต่าง ๆ เช่น อุโมงค์ เขื่อน ถนน คลองชลประทาน และฐานรากของสะพานหรืออาคารใหญ่ ๆ ที่ก่อสร้างในชั้นหิน

ค่าใช้จ่ายที่จะต้องทุ่มเทไปเพื่อให้ได้ข้อมูลเหล่านี้มีราคาค่อนข้างสูงมาก โดยค่าใช้จ่ายด้านคุณสมบัติของหินจะมีราคาประมาณ 3-7% ของงบประมาณทั้งหมดของโครงการ ค่าใช้จ่ายเหล่านี้จะรวมไปถึงการขุดเจาะแบบ Coring เพื่อให้ได้มาซึ่งตัวอย่างหินที่มีรูปแท่งทรงกระบอกตามข้อกำหนด (Specifications) การเตรียมตัวอย่างหินในห้องปฏิบัติการ (Cutting and Grinding) และการทดสอบด้วยเครื่องมือที่มีราคาแพง รูปแบบของการทดสอบหลัก ๆ ก็คือการทดสอบแรงกดในแกนเดียวและสามแกน (Uniaxial และ Triaxial Compression Test) และการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน (Brazilian Tensile Strength Test) การทดสอบเหล่านี้ก็เพื่อให้ได้ผลลัพธ์ทางด้านความต้านทานแรงกดในแกนเดียวและสามแกน ความต้านทานแรงดึง และความยืดหยุ่นของหิน (Elastic Modulus)

ดังนั้น การลดค่าใช้จ่ายในการทดสอบนี้จึงมีความสำคัญมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับประเทศไทยที่กำลังอยู่ในสภาวะเศรษฐกิจตกต่ำ และในขณะเดียวกันยังต้องดำเนินโครงการใหญ่ ๆ ทางด้านวิศวกรรมธรณีเพื่อให้การพัฒนาประเทศเป็นไปอย่างต่อเนื่อง

การใช้วิธีทดสอบแบบจุดกด (Point Load Testing) เป็นการทดสอบโดยใช้แรงกดแบบจุดทั้งสองข้างของตัวอย่างหิน ซึ่งการทดสอบแบบนี้จะสามารถทำได้ในภาคสนาม เพราะเครื่องมือมีขนาดเล็กและง่ายต่อการทดสอบ อีกประการหนึ่งคือการทดสอบสามารถทำได้ไม่ว่าตัวอย่างหินจะมีรูปแบบอย่างไรก็ตาม โดยไม่จำเป็นต้องกำหนดรูปร่างตัวอย่างหินให้เป็น Fixed Geometry การทดสอบแบบนี้จึงมีราคาถูก แต่ผลการทดสอบค่อนข้างไม่แน่นอนและไม่สามารถนำมาใช้ในการออกแบบโครงสร้างได้โดยตรง ผลที่ได้จะเป็นเพียงค่าดัชนีเท่านั้น (Point Load Index) มีคณะผู้วิจัยหลายกลุ่มในต่างประเทศ เช่น Broch and Franklin (1972), Brook (1993), Reichmuth (1968), Turk and Dearman (1986) และ Miller (1965) ได้พยายามกำหนดความสัมพันธ์ระหว่างดัชนีจุดกดแบบ Point Load Index กับค่าความสามารถในการต้านแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial Compression Strength) ของหิน แต่ความสัมพันธ์นี้มีความไม่แน่นอนและมีความเบี่ยงเบนรวมทั้งความผิดพลาดของค่าความแข็ง (Strength) มาก ดังนั้นค่าดัชนีจุดกดนี้จึงยังไม่สามารถนำมาใช้ในการออกแบบได้โดยตรงและอย่างมั่นใจ

การทดสอบแบบจุดกดเพื่อหาค่าดัชนีความแข็งของหิน ได้มีวิวัฒนาการมาอย่างต่อเนื่องกว่า 30 ปี เริ่มต้นจาก Broch and Franklin (1972) Brook (1985) และ Brook (1993) จนมาถึงการกำหนดการทดสอบที่เป็นมาตรฐานโดย American Society for Testing and Materials (ASTM D5731) ในปี 1995 ความสัมพันธ์ระหว่างดัชนีจุดกดกับความต้านแรงกด (Compressive Strength) ได้ถูกตั้งขึ้นโดยผู้วิจัยข้างต้นนี้ อาศัยเพียงข้อมูลทางสถิติของการทดสอบหินหลายชนิดเท่านั้น แต่ในความเป็นจริงการทดสอบแบบจุดกดจะเกิด Compressive Shear Zone ขึ้นบริเวณใต้หัวกด ซึ่งในบริเวณนี้หินจะแตกในลักษณะแรงกดสองหรือสามแกน (Biaxial or Triaxial Compressive Strength) ดังนั้นควรมีความสัมพันธ์กับแรงกดสองหรือสามแกนมากกว่าการแตกภายใต้แรงกดแกนเดียว และขณะเดียวกันในการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของตัวอย่างหินจะมีความสัมพันธ์กับค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของหินอีกด้วย

กิตติเทพ เฟื่องขจร (2545) ได้เสนอการทดสอบแบบใหม่เรียกว่า การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Modified Point Load Testing หรือเรียกย่อ ๆ ว่า MPL) เพื่อนำผลที่ได้มาคาดคะเนความต้านแรงกดและความต้านแรงดึงสูงสุดของหิน ผลที่ได้จากงานวิจัยนี้สรุปว่า MPL สามารถนำมาคาดคะเนแรงกดสูงสุดและแรงดึงสูงสุดของหินได้ดีและแม่นยำกว่าการทดสอบดัชนีจุดกด (Point load strength index) หรือ การทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม (Conventional Point Load-CPL) ซึ่งจะถูกใช้เรียกในโครงการวิจัยนี้เพื่อความสะดวกต่อการเปรียบเทียบ

ในปัจจุบันยังไม่มีการวิจัยของประเทศหรือผู้วิจัยท่านใดที่ได้พยายามค้นหาเบื้องหลังทางด้านกลศาสตร์ที่จะเข้าใจถึงการแตกของหินภายใต้จุดกด และยังไม่มีผู้ใดที่จะพยายามหาความสัมพันธ์ระหว่างผลของจุดกดกับความยืดหยุ่นของหินและแรงกดสูงสุดในสามแกน

จากความพยายามที่จะลดค่าใช้จ่ายในการทดสอบคุณสมบัติของหินเพื่อช่วยเศรษฐกิจของประเทศ ผู้วิจัยจึงเสนอการพัฒนาทฤษฎีใหม่เพื่อให้ได้มาซึ่งคุณสมบัติของหินที่ถูกต้องและครบถ้วน โดยการนำวิธีการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนที่ได้มีการดัดแปลงรูปร่างหน้าตัดของจุดกดมาประยุกต์ใช้ในการอธิบายกลไกการเปลี่ยนรูปและการแตกของหินและเพื่อคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและแรงกดสูงสุดในสามแกนของหิน

วัตถุประสงค์

วัตถุประสงค์ของโครงการ คือ เพื่อค้นหาและประดิษฐ์วิธีการทดสอบแบบใหม่ให้มีราคาถูก รวดเร็ว และง่ายกว่าวิธีเดิม เพื่อให้ได้มาซึ่งสัมประสิทธิ์ของความยืดหยุ่น (Elastic Modulus) และแรงกดสูงสุดในสามแกน (Triaxial Compressive Strength) ของหิน เพื่อนำมาประยุกต์ใช้ในวงกว้าง สำหรับหน่วยงานของรัฐและเอกชนที่มีกิจกรรมเกี่ยวข้องกับการก่อสร้างในชั้นหิน เช่น การสร้างเขื่อน อุโมงค์ ถนน ฐานรากของอาคารหรือสะพานใหญ่ ๆ และเหมืองบนดินและใต้ดิน เป็นต้น ดังนั้นวิธีใหม่ที่จะนำเสนอจากผลของงานวิจัยนี้จะต้องพัฒนามาจากเครื่องมือที่มีใช้กันอยู่ในปัจจุบันอย่างกว้างขวาง เพื่อลดค่าใช้จ่ายในการนำมาประยุกต์ใช้ได้อย่างเป็นรูปธรรม

แนวคิดของงานวิจัย

การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (MPL) ได้ถูกพัฒนาและพิสูจน์แล้วว่าหัวกดแบบปรับเปลี่ยนจากหัวมนโค้งมาเป็นหัวตัดเรียบจะสามารถคำนวณหาค่าความต้านแรงกด (Compressive Strength) ที่แม่นยำกว่าการประมาณค่าจากการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม (CPL) อีกทั้งการทดสอบแบบ MPL สามารถคำนวณค่าความต้านแรงดึง (Tensile Strength) ของหินได้ ซึ่งการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิมไม่สามารถทำได้

ผู้วิจัยจึงเสนอที่จะพัฒนาทฤษฎีต่อจากเดิมเพื่อให้ได้มาซึ่งคุณสมบัติของหินที่ถูกต้องและครบถ้วน การทดสอบที่ใช้หัวกดแบบตัดเรียบจะนำมาประยุกต์ใช้ในการอธิบายกลไกการเปลี่ยนรูปและการแตกของหินภายใต้แรงกด โดยจะสามารถคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น (Elastic Modulus) และค่าแรงกดสูงสุดในสามแกน (Triaxial Compressive Strength) ซึ่งการทดสอบด้วยวิธีดั้งเดิม (Uniaxial Compression และ Triaxial Compression) เพื่อหาค่าเหล่านี้จะต้องเสียค่าใช้จ่ายในการเตรียมตัวอย่างหินและในการทดสอบสูงมาก แต่การทดสอบแบบใหม่ที่จะมีการพัฒนานี้มีราคาถูกและสามารถนำไปปฏิบัติในภาคสนามได้อย่างรวดเร็ว ทำให้บริษัทที่ปรึกษา บริษัทสำรวจ หรือหน่วยงานที่เกี่ยวข้องสามารถลดค้นทุนและลดการใช้พลังงานในการทดสอบคุณสมบัติของหินที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบและการวิเคราะห์ได้

จะเห็นได้อย่างชัดเจนว่าการทดสอบแบบใหม่นี้จะสอดคล้องกับทฤษฎีใหม่ที่ตั้งขึ้นและสามารถนำหัวกดแบบปรับเปลี่ยนไปประยุกต์ใช้กับเครื่องทดสอบแบบเก่าที่มีอยู่ทั้งในภาคสนามและห้องปฏิบัติการ จะทำให้สามารถประหยัดพลังงานที่เกิดขึ้นจากการทดสอบและการขนส่งตัวอย่าง ซึ่งการประหยัดพลังงานนี้จะอยู่ในรูปของพลังงานไฟฟ้า น้ำมันเชื้อเพลิง ประหยัดเวลา รวมไปถึงค่าใช้จ่ายต่าง ๆ ด้วย นอกจากนี้จะเป็นการแก้ปัญหาพื้นฐานหลักที่ทุกหน่วยงานหรือบริษัทที่ทำงานด้านภาคสนามมักจะประสบในลักษณะเดียวกัน ดังนั้นการแก้ปัญหาตามข้อเสนอดังกล่าวข้างต้นจึงสามารถขยายผลไปสู่หน่วยงานหรือบริษัทต่าง ๆ ได้ อาจกล่าวได้ว่าการแก้ปัญหานี้จะสามารถแก้ปัญหาได้ทั้งในระดับชาติและระดับนานาชาติ

วิธีการดำเนินงาน

การวิจัยจะแบ่งเป็น 6 ขั้นตอน รายละเอียดของแต่ละขั้นตอนได้แสดงดังต่อไปนี้

ขั้นตอนที่ 1 : การค้นคว้าและศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

วารสาร รายงาน และสิ่งตีพิมพ์ที่เกี่ยวข้องกับการทดสอบแบบจุดกดทั้งแบบดั้งเดิมและแบบปรับเปลี่ยน รวมทั้งวิธีการทดสอบหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบต่าง ๆ การทดสอบแรงกดในสามแกน และกลไกการแตกของหินภายใต้จุดกด จะนำมาศึกษาและค้นหาข้อสรุปเพื่อให้

ทราบว่าการวิจัยที่คล้ายคลึงกันจะมีประโยชน์อย่างไรต่องานวิจัยที่นำมาเสนอ โดยชื่อของสิ่งตีพิมพ์จะเขียนในรูปของบรรณานุกรม

ขั้นตอนที่ 2 : การเก็บและจัดเตรียมตัวอย่างหิน

ผู้วิจัยจะดำเนินการสำรวจพื้นที่ คัดเลือก และเก็บตัวอย่างหินจากภาคสนามเพื่อนำมาทดสอบ โดยเลือกตัวอย่างหินสี่ชนิดมาใช้ในการทดสอบแบบต่าง ๆ อาศัยหลักการให้มีความเป็นเนื้อเดียวกันมากที่สุด (Homogeneous) หินที่จะเก็บมาเป็นตัวอย่างประกอบด้วย 1) หินอ่อนหรือหินปูน 2) หินทราย 3) หินแปร และ 4) หินอัคนี ตัวอย่างหินจะถูกนำมาเจาะ ตัด และฝนให้ผิวเรียบในห้องปฏิบัติการที่มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี เพื่อให้ได้รูปร่างและขนาดที่ต้องการตามข้อกำหนดของการทดสอบแต่ละชนิด การจัดเตรียมตัวอย่างหินจะอาศัยมาตรฐานที่มีอยู่ของ ASTM Standards ตัวอย่างหินที่เตรียมได้เหล่านี้จะนำมาทดสอบในขั้นตอนที่ 4

ขั้นตอนที่ 3 : การศึกษาทางด้านทฤษฎีของกลไกการแตกของหิน

การศึกษาทางด้านทฤษฎีจะแบ่งเป็น 2 แนวทาง คือ

1) <u>การตั้งทฤษฎีใหม่โดยใช้ทฤษฎีทางด้านกลศาสตร์ของหิน</u> ก่อนที่จะตั้งข้อสมมติฐานสำหรับทฤษฎีใหม่และการทดสอบแบบใหม่เพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและแรงกดในสามแกนโดยวิธีการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน ผู้วิจัยจะศึกษาและพัฒนาทฤษฎีเบื้องต้น ข้อสมมติฐานและข้อจำกัดของทฤษฎีที่ได้เสนอมาแล้ว ตัวอย่างเช่น ทฤษฎีการแพร่กระจายของความเค้น (Stress Distribution) ของหินที่อยู่ใต้จุดกด (Load Platen) ความรู้เหล่านี้จะเป็นประโยชน์ในการสร้างทฤษฎีใหม่สำหรับ MPL และจะสามารถสร้างความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของจุดกดกับความยืดหยุ่นของหินและแรงกดในสามแกน ความสัมพันธ์เหล่านี้จะนำมาเกี่ยวข้องกับขนาดของตัวอย่างหิน หรืออีกนัยหนึ่งจะเกี่ยวข้องกับระยะห่างระหว่างจุดกดด้านบนและด้านล่างของตัวอย่างหิน

2) <u>การใช้ระเบียบวิธีคำนวณเชิงตัวเลขทางคอมพิวเตอร์</u> ระเบียบคำนวณเชิงตัวเลขทางคอมพิวเตอร์หรือ Finite Element Analysis (Desai and Siriwardane, 1984) จะนำมาใช้เป็นเครื่องมือเพื่อศึกษาและวิเคราะห์การกระจายของความเค้น ความเครียด และการวิรูปของตัวอย่างหินที่ทดสอบด้วยจุดกดแบบปรับเปลี่ยน การทำแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของคอมพิวเตอร์จะช่วยให้เข้าใจได้ว่าผลกระทบของขนาดและรูปร่าง (ความหนาและความกว้าง) ของตัวอย่างหิน ผลกระทบของขนาดความต้านแรงใต้จุดกด และผลกระทบของความเสียดทานระหว่างหัวกดและตัวอย่างหินนั้นมีผลอย่างไรต่อการยุบตัวของตัวอย่างหินภายใต้การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน และสามารถบอกได้ว่าทฤษฎีที่ได้พัฒนามานั้นมีข้อจำกัดและข้อสมมติฐานอย่างไรบ้าง ดังนั้น ในการศึกษาแนวทางที่สองนี้จะแบ่งการศึกษาเป็นส่วนต่าง ๆ คือ

- การศึกษาผลกระทบของขนาดและรูปร่างของตัวอย่างหิน
- การศึกษาผลกระทบของ Poisson's ratio
- การศึกษาผลกระทบของความเสียดทานที่ผิวสัมผัสระหว่างหัวกดแบบปรับเปลี่ยนกับผิวของตัวอย่างหิน

ในการศึกษาและสร้างแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ จะใช้คอมพิวเตอร์โปรแกรมชื่อ GEO ซึ่งพัฒนาโดย Fuenkajorn and Serata (1993) และ Serata and Fuenkajorn (1992) ได้นำเสนอการแพร่กระจายของความเค้นในรูปของแผนภูมิความสัมพันธ์ที่ได้จากการคำนวณผลจากตัวอย่างหินที่มีขนาดต่างกันและมีระยะห่างระหว่างจุดกดต่างกัน ซึ่งจะนำมาหาความสัมพันธ์เพื่อคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของหินและแรงกดสูงสุดในสามแกน

ขั้นตอนที่ 4 : การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

การทดสอบในห้องปฏิบัติการจะดำเนินการตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM โดยแบ่งเป็น 2 กลุ่มใหญ่ ๆ คือ การทดสอบเพื่อสร้างข้อมูลพื้นฐาน และการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

1) การทดสอบเพื่อสร้างข้อมูลพื้นฐาน (Characterization Test) ประกอบด้วยการทดสอบ 4 ชนิด คือ

(1) <u>การทดสอบแรงกดในแกนเดียว</u> การทดสอบจะดำเนินการตามมาตรฐาน ASTM D2938 ซึ่งตัวอย่างหินทั้ง 4 ชนิดจะมีขนาด L/D ratio ตั้งแต่ 2-3 และหินแต่ละชนิดจะถูกทดสอบ 10 ตัวอย่าง โดยจะถูกกดทดสอบด้วยเครื่องทดสอบแรงกดที่อัตราความเร็วคงที่ตามแนวแกน

(2) <u>การทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน</u> การทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียนจะดำเนินการตามมาตรฐาน ASTM D3967 เพื่อหาแรงดึงของตัวอย่างหินทั้ง 4 ชนิด โดยจะกำหนดค่า L/D ratio คงที่เท่ากับ 0.5 เส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหินจะผันแปรจาก 2 นิ้วไปจนถึง 4 นิ้ว โดยจะทำการทดสอบจำนวน 10 ตัวอย่างในแต่ละขนาดของตัวอย่างหินทั้ง 4 ชนิด

(3) <u>การทดสอบแรงกดในสามแกน</u> วิธีการทดสอบจะดำเนินการตามมาตรฐาน ASTM D2664 การทดสอบใช้ตัวอย่างหินรูปทรงกระบอกที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 54 มิลลิเมตร และ L/D ratio เท่ากับ 2 เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบประกอบด้วย เครื่องกด ปั๊มไฮโดรลิคความดันสูงสำหรับให้ความดันล้อมรอบคงที่ และกระบอกกดแบบ Hoek-Franklin ตัวอย่างหินจะได้รับความดันล้อมรอบ (σ_3) จากการอัดความดันโดยปั๊มไฮโดรลิคด้วยความดันที่ต่างกันและกดตามแนวแกนของทรงกระบอกด้วยความเร็วคงที่จนกระทั่งถึงจุดวิบัติ ซึ่งจะได้ค่าความต้านแรงกดในแนวแกน (σ_1) โดยจะทำการทดสอบ 10 ตัวอย่างสำหรับหินแต่ละชนิด

(4) การทดสอบหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของหินด้วยแรงกดในแกนเดียว การทดสอบจะดำเนินการตามมาตรฐาน ASTM D3148 เพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นด้วยการจัดเตรียมตัวอย่างหินเป็นรูปทรงกระบอกเช่นเดียวกับการทดสอบแรงกดในแกนเดียว โดยให้มีค่าอัตราส่วนของเส้นผ่าศูนย์กลางต่อความยาวของตัวอย่างหินเท่ากับ 2-3 ทำการกดทดสอบตามแนวแกนด้วยอัตราความเร็วคงที่ ทำการตรวจวัดการวิรูปทั้งตามแนวแกน (Axial deformation) และแนวด้านข้าง (Lateral Deformation) ด้วย High-precision digital gages เพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของตัวอย่างหินแต่ละชนิด ชนิดละ 5 ตัวอย่าง เพื่อเป็นข้อมูลเบื้องต้น

2) การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน จะแบ่งออกเป็น 2 แนวทาง คือ

(1) การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างการยุบตัวของจุดกดกับสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น การทดสอบจะใช้ตัวอย่างหินแต่ละชนิดที่มีขนาดต่างกัน ซึ่งความหนาของตัวอย่างหินจะผันแปรตั้งแต่ 1 ถึง 3 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางหัวกด โดยจะทดสอบที่อัตราส่วนของความหนาตัวอย่างหินและขนาดหัวกด (t/d) ต่างกัน และจะทดสอบ 5 ตัวอย่างในแต่ละขนาดและรูปร่าง การทดสอบจะทำการติดตั้งเครื่องตรวจวัดการยุบตัวด้วยเครื่องมือที่มีความละเอียดสูง เพื่อสร้างความสัมพันธ์และคำนวณสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของหินแต่ละชนิด และจะทำการทดสอบหาผลกระทบของขนาดหัวกด โดยใช้หัวกดที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางผันแปรจาก 10 มิลลิเมตร ถึง 20 มิลลิเมตร เพื่อหาขนาดหัวกดแบบปรับเปลี่ยนที่เหมาะสม

(2) การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดสูงสุดกับแรงกดสูงสุดในสามแกน การทดสอบจะใช้ตัวอย่างหินที่มีขนาดต่างกัน โดยมีความกว้างจาก 1 นิ้วไปถึง 6 นิ้ว มีความหนาคงที่ ซึ่งจะทดสอบที่อัตราส่วนความกว้างของตัวอย่างหินและขนาดหัวกด (D/d) ต่าง ๆ กัน และจะทดสอบ 5 ตัวอย่างในแต่ละขนาดและรูปร่าง ผลการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนด้วยตัวอย่างหินที่มีขนาดต่างกันจะสามารถบ่งบอกถึงผลกระทบของความดันล้อมรอบ (σ_3) และสามารถหาจุดแบ่งระหว่างความดันล้อมรอบที่เกิดขึ้นและความต้านแรงกดที่ใช้ต่างกัน ซึ่งจะนำไปสู่ความสัมพันธ์กับแรงกดในสามแกนที่ทำการทดสอบแบบมาตรฐานที่ใช้อยู่ในปัจจุบัน

ขั้นตอนที่ 5 : การวิเคราะห์ผลการทดสอบ

ผลการทดสอบที่ได้จากขั้นตอนที่ 4 จะนำมาตรวจสอบความน่าเชื่อถือ (Reliability) ของข้อมูล ตรวจสอบความสัมพันธ์ทางสถิติ และจะนำมาสร้างทฤษฎีใหม่ โดยการสร้างความสัมพันธ์ทางด้านคณิตศาสตร์ ซึ่งจะแบ่งการวิเคราะห์ออกเป็นสองส่วน คือ

1) การวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างการยุบตัวของการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนกับความยืดหยุ่นของหิน
2) การวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างความต้านแรงกดของการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนกับแรงกดสูงสุดในสามแกน

ค่าความเค้นสูงสุดและต่ำสุดตามแนวจุดกดจะนำมาวิเคราะห์และเปรียบเทียบกับหลักเกณฑ์ทั่วไปที่ใช้ในการอธิบายการแตกของหิน (เช่น Coulomb criterion) เพื่อสร้างทฤษฎีการแตกของหินที่ใช้การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

สำหรับผลกระทบในเรื่องขนาดของตัวอย่างหิน (Size effect) ก็จะมีการศึกษาทางด้านสถิติ (Ghosh et al., 1995; Lundborg, 1967) และทางด้านการคาดคะเน (Prediction) ตาม Fuenkajorn and Daemen (1986, 1991a, 1992) ด้วยวิธีนี้ผลกระทบของขนาดตัวอย่างหิน ก็จะสามารถนำมารวมกับความสัมพันธ์ของความเค้นได้ในเชิงตัวเลขที่แน่นอน

ขั้นตอนที่ 6 : สรุปผลและการเขียนรายงาน

ขั้นตอนและผลการศึกษาทั้งหมดจะนำมาสรุปในรายงานฉบับสมบูรณ์เพื่อส่งมอบเมื่อเสร็จโครงการ ผลการวิจัยจะนำตีพิมพ์ในวารสารนานาชาติ เพื่อเผยแพร่ความรู้และรับข้อเสนอแนะในหมู่นักวิชาการทางด้านวิศวกรรมธรณี วิศวกรรมเหมืองแร่ วิศวกรรมโยธา และทางด้านธรณีวิทยาประยุกต์

ขอบเขตของงานวิจัย

งานวิจัยนี้จะเกี่ยวข้องกับ 1) การสำรวจธรณีวิทยาในภาคสนาม 2) การจัดเตรียมและทดสอบตัวอย่างหินจำนวน 4 ชนิดในห้องปฏิบัติการ เพื่อให้ได้มาซึ่งคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ 3) การศึกษาทางด้านทฤษฎีและแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ในรูปแบบของการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน 4) การวิเคราะห์เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างการยุบตัวของจุดกดกับค่าความยืดหยุ่นของหิน (Elastic Modulus) และระหว่างแรงกดสูงสุดของจุดกดกับความต้านแรงกดในสามแกน (Triaxial Compressive Strength)

งานวิจัยนี้จะเน้นไปที่คุณสมบัติความยืดหยุ่นของหิน และการวิบัติของหินภายใต้แรงกดสามแกน โดยจะนำทฤษฎีทางด้านความยืดหยุ่นของหินมาประยุกต์ใช้ (Theory of Elasticity) การวิบัติของหินในสามแกนในเบื้องต้นนี้จะอาศัยกฎของ Coulomb เพื่ออธิบายถึงแรงกดและแรงดึงสูงสุด กล่าวคือ ความเค้นเฉือน (τ) จะมีความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงกับความเค้นในแนวตั้งฉาก (σ_n) ในขบวนการศึกษาทั้งหมดจะไม่รวมถึงความเป็นพลาสติกของหิน เพราะความดันล้อมรอบที่ใช้ในการทดสอบจะมีค่าต่ำ กลไกการแตกของหินจะอยู่ในขอบเขตของวัสดุที่มีความเปราะเท่านั้น (Brittle Materials)

งานวิจัยที่เสนอมานี้จะถูกจำกัดด้านขนาดของตัวอย่างหิน สิ่งแวดล้อมของการทดสอบ และตัวแปรบางตัวของการทดสอบ เช่น ความเร็วของการกดตัวอย่างหินจะถูกกำหนดให้เป็นค่าคงที่ (Costin, 1987) อุณหภูมิของการทดสอบจะเป็นค่าคงที่ การทดสอบจะทำในลักษณะ

แห้ง ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหินรูปทรงกระบอกจะกำหนดให้อยู่ระหว่าง 1-4 นิ้ว และเนื่องจากมีงบประมาณจำกัด และจะใช้ตัวอย่างหินเพียง 4 ชนิดเท่านั้น จำนวนตัวอย่างหินที่เตรียมมาใช้ในการทดสอบแต่ละขนาดจะไม่เกิน 10 ชิ้น งานวิจัยจะไม่ลงลึกถึงการศึกษาทางด้านคุณลักษณะ Microscopic ของหิน การตรวจสอบการแตกของตัวอย่างหินจะอยู่ในระดับ Macroscopic เท่านั้น กล่าวคือ จะอยู่ใน Scale ที่เล็กที่สุดเพียงมิลลิเมตร (Horii and Nemat-Nasser, 1985; Nimick, 1988)

ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

ประโยชน์โดยตรงที่จะได้รับจากผลการวิจัยที่เสนอมานี้จะมีทั้งทางด้านเศรษฐกิจและทางด้านวิชาการ

ทางด้านเศรษฐกิจ

ผลงานวิจัยสามารถลดค่าใช้จ่ายทางด้านการทดสอบคุณสมบัติของหิน การทดสอบโดยใช้วิธีใหม่และทฤษฎีใหม่จะประหยัดค่าใช้จ่ายได้ประมาณ 80-90% กล่าวคือ การทดสอบโดยวิธีเดิม เช่น Uniaxial Compression Test และ Triaxial Strength Test จะต้องมีการขุดเจาะเอาตัวอย่างหินที่เป็น core (ลักษณะเป็นรูปทรงกระบอก) และมีการเตรียมตัวอย่างหินเพื่อให้มีรูปร่างตามข้อกำหนดมาตรฐาน (ASTM specifications) การทดสอบทั้งสองชนิดข้างต้นจะมีราคาแพงมากและใช้เวลานาน เครื่องมือที่จะนำมาใช้ในการทดสอบก็จะมีราคาสูง (ในเมืองไทยมีเพียง 3 สถาบันเท่านั้นที่มีเครื่องมือที่สามารถทำการทดสอบหินเช่นนี้ได้อย่างสมบูรณ์แบบ คือ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย Asian Institute of Technology และมหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ศูนย์รังสิต) ดังนั้น ค่าใช้จ่ายต่อ 1 ตัวอย่างหินจะมีราคาอยู่ในระดับ 1,000-5,000 บาท (รวมค่าขุดเจาะ ขนส่ง เตรียม และค่าใช้บริการเครื่องทดสอบ) ขึ้นอยู่กับลักษณะและปริมาณข้อมูลที่ต้องการ

ด้วยวิธีใหม่และใช้ทฤษฎีใหม่ตัวอย่างหินจะมีขนาดเล็ก (เป็นรูปแผ่นกลม) มีวิธีการจัดเตรียมที่ง่ายขึ้น ใช้เครื่องมือที่มีราคาถูกและมีใช้กันอยู่ทั่ว ๆ ไปในหน่วยงานต่าง ๆ จำนวนของตัวอย่างหินที่นำมาทดสอบด้วยวิธีใหม่นี้สามารถเพิ่มจำนวนมากขึ้นได้เพราะค่าใช้จ่ายในการทดสอบต่ำ โดยค่าใช้จ่ายต่อ 1 ตัวอย่างหินมีราคาไม่เกิน 100 บาท

ทางด้านวิชาการ

เนื่องจากราคาค่าทดสอบหินในห้องปฏิบัติการลดลงมากด้วยงบประมาณที่เท่ากันจำนวนตัวอย่างหินที่สามารถทดสอบได้จึงมากขึ้น การทดสอบหินในหลาย ๆ จุดในพื้นที่ที่จะทำการก่อสร้างทางด้านวิศวกรรมธรณี วิศวกรรมเหมืองแร่ และวิศวกรรมโยธา จะทำให้ได้ข้อมูลทางด้านคุณสมบัติของหินมากขึ้น ละเอียดขึ้น และแม่นยำขึ้น ข้อดีเช่นนี้จะทำให้การออกแบบโครงสร้าง

ต่าง ๆ ไม่ว่าจะเป็นอุโมงค์ เหมือง เขื่อน สะพาน อาคาร หรือการตัดถนน มีความถูกต้องและง่ายต่อการคำนวณเรื่องระดับของความปลอดภัยในการออกแบบ (Factor of Safety) และในที่สุดก็จะลดการสูญเสีย (พังทลายของโครงสร้างต่าง ๆ) ที่อาจจะเกิดจากการออกแบบโดยใช้ข้อมูลของคุณสมบัติของหินที่ไม่เพียงพอ

หน่วยงานที่นำผลการวิจัยไปใช้ประโยชน์

ผลการวิจัยจะมีประโยชน์อย่างมากและโดยตรงกับหลายหน่วยงาน ทั้งภาครัฐและเอกชน รวมไปถึงสถาบันการศึกษาที่เปิดสอนทางด้านวิศวกรรมเหมืองแร่ วิศวกรรมธรณี และวิศวกรรมโยธา หน่วยงานในภาครัฐจะประกอบด้วยหน่วยงานที่ทำงานเกี่ยวกับการก่อสร้างในชั้นหิน เช่น การสร้างเขื่อน การสร้างอุโมงค์ เหมืองแร่บนดินและใต้ดิน ถนน ทางรถไฟ การสำรวจและผลิตน้ำมันและก๊าซธรรมชาติ สะพานและตึกขนาดใหญ่ที่มีฐานรากอยู่ในหิน หน่วยงานเหล่านี้ คือ กรมทรัพยากรธรณี กรมชลประทาน การไฟฟ้าฝ่ายผลิต การปิโตรเลียม กรมทางหลวง กรมโยธาธิการ และการรถไฟแห่งประเทศไทย เป็นต้น

หน่วยงานในภาคเอกชนจะประกอบด้วย บริษัทที่ประกอบการทางด้านการก่อสร้างในชั้นหิน เช่น บริษัทที่ปรึกษา บริษัทผู้รับเหมา บริษัทผู้ออกแบบและบริษัทที่ให้บริการด้านการทดสอบคุณสมบัติของหิน

ส่วนสถาบันการศึกษาที่เปิดสอนทางด้านวิศวกรรมเหมืองแร่ วิศวกรรมธรณี และวิศวกรรมโยธา จะสามารถนำข้อเสนอทางด้านทฤษฎีใหม่นี้ไปใช้โดยตรง ไปทำการศึกษาต่อ หรือไปทำการปรับปรุงเพื่อให้มีความแม่นยำและถูกต้องมากขึ้น หรือเพื่อนำไปประยุกต์ให้มีข้อจำกัดของทฤษฎีน้อยลง การปรับปรุงทฤษฎีนี้จะสามารถทำได้ในระดับการศึกษาชั้นสูง เช่น บัณฑิตศึกษา เป็นต้น

องค์ประกอบของรายงาน

รายงานฉบับนี้เสนอขั้นตอนและผลงานวิจัยทั้งหมดของการศึกษา การทดสอบคุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์ของหินแบบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน บทนำอธิบายถึงที่มาของปัญหา วัตถุประสงค์ แนวคิด วิธีการ ขอบเขต และประโยชน์ของงานวิจัยนี้ บทที่หนึ่งทบทวนองค์ความรู้และเอกสารงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง รวมไปถึงความเป็นมาของการทดสอบแบบต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้อง ซึ่งจะเน้นไปที่ข้อดีและข้อจำกัดของการทดสอบหินด้วยวิธีการทดสอบแบบจุดกด และแนวโน้มที่จะนำผลที่ได้จากงานวิจัยไปใช้ประโยชน์

หลักการและขบวนการของการสำรวจ การเลือกสรร การเก็บตัวอย่างหิน และการบรรยายคุณลักษณะของตัวอย่างหินที่ใช้ในงานวิจัยได้สรุปไว้ในบทที่สอง บทที่สามเสนอวิธีการและผลของการทดสอบในห้องปฏิบัติการเพื่อสร้างฐานข้อมูลที่นำไปใช้ในการประดิษฐ์วิธีการทดสอบแบบใหม่ บทที่สี่อธิบายการศึกษาทางด้านทฤษฎี ซึ่งจะเน้นไปที่การคำนวณโดยใช้แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ บทที่ 5 เป็นการประมวลและวิเคราะห์ผลที่ได้จากการทดสอบ และผลที่ได้จากแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ ในบทนี้จะเสนอขั้นตอนและวิธีการคำนวณของการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนและจะมีการพิสูจน์ความแม่นยำของการทดสอบแบบใหม่นี้เมื่อเทียบกับการทดสอบแบบดั้งเดิม

บทที่หกวิจารณ์แนวคิดและผลของการวิจัยโดยเน้นไปที่ความถูกต้อง ความแม่นยำ และข้อจำกัดของวิธีการทดสอบแบบใหม่ บทนี้จะเสนอวิธีการปรับปรุงผลที่ได้จากงานวิจัยให้ดีขึ้น บทที่เจ็ดสรุปวิธีและผลที่ได้จากงานวิจัยทั้งหมด เอกสารที่ถูกอ้างอิงในงานวิจัยนี้ได้ให้ไว้ในบรรณานุกรม

บทที่ 1
การทบทวนวรรณกรรมวิจัยที่เกี่ยวข้อง

เนื้อหาในบทนี้จะเสนอผลและข้อสรุปที่ได้จากการทบทวนเอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับทฤษฎีความยืดหยุ่น ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น การทดสอบแรงกดสูงสุดและการตรวจวัดค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นในห้องปฏิบัติการและในภาคสนาม ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นภายใต้แรงกดและแรงดึง ความเป็นมาของการทดสอบแบบจุดกด ผลกระทบของทิศทาง ผลกระทบของขนาดตัวอย่างหิน และผลกระทบของรูปร่างและการกระจายตัวของความเค้นที่ได้ทำมาแล้วในอดีตถึงปัจจุบัน ผลงานวิจัยส่วนใหญ่จะเป็นงานวิจัยที่ดำเนินการในต่างประเทศ โดยข้อสรุปในบทนี้จะนำไปสู่การพัฒนาวิธีการทดสอบแบบใหม่และทฤษฎีใหม่ที่เสนอมาในโครงการนี้

1.1 ทฤษฎีความยืดหยุ่น

ทฤษฎีความยืดหยุ่น (Theory of Elasticity) เป็นทฤษฎีทางคณิตศาสตร์เบื้องต้นที่ใช้กันอย่างแพร่หลายเพื่อคำนวณหาค่าความเค้น ความเครียด และการเปลี่ยนรูปของหิน เมื่อได้รับแรงกระทำ (Love, 1927; Jaeger, 1962) เป็นที่ชัดเจนว่าแท้ที่แล้วจริงหินหรือมวลหินไม่ได้มีพฤติกรรมยืดหยุ่นเชิงเส้นตรงอย่างสมบูรณ์หรือมีความต่อเนื่องเสมอ แต่ในเชิงวิศวกรรมส่วนใหญ่จะได้คำตอบหรือคำอธิบายโดยกำหนดให้หินเป็นวัสดุที่มีพฤติกรรมเป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous) มีคุณสมบัติเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic) และมีความยืดหยุ่นเชิงเส้นตรง (Linear elastic material) แต่ในบางกรณีถ้ามีความสำคัญมากขึ้น คุณสมบัติความไม่เท่ากันทุกทิศทาง (Anisotropic) และความยืดหยุ่นเชิงไม่เป็นเส้นตรงก็จะถูกนำมาพิจารณาแทน

Bray (1987) กล่าวว่าการวิเคราะห์ด้วยความยืดหยุ่นเป็นปัจจัยสำคัญทางด้านวิศวกรรมกลศาสตร์หิน และเป็นปัจจัยสำคัญในการประเมินความเค้นและการเคลื่อนตัว ซึ่งจะต้องพิจารณาจาก 1) สภาวะขอบเขตของปัญหา (Boundary conditions of the problem) 2) สมการเชิงอนุพันธ์ของสภาวะสมดุล (Differential equations of equilibrium) 3) สมการควบคุม (Constitutive equations) และ 4) สมการความเข้ากันได้ของความเค้น (Strain compatibility equations)

ในกรณีทั่วไปของพฤติกรรมยืดหยุ่นเชิงเส้นตรงสามารถแสดงความเครียดในรูปของฟังก์ชันเชิงเส้นตรงของส่วนประกอบความเค้นทั้งหมด

$$\{\varepsilon\} = [S]\{\sigma\} \qquad (1.1a)$$

หรือ

$$\{\varepsilon\} = [D]^{-1}\{\sigma\} \qquad (1.2b)$$

โดยที่ {ε} และ {σ} เป็นเวกเตอร์ของความเครียดและความเค้น และเมตริก 6×6 ของ [S] และ [D] คือ ฟังก์ชันของ Compliances และ Stiffnesses ตามลำดับ

เมื่ออยู่ในสมมติฐานของ Isotropic และความยืดหยุ่นเชิงเส้นตรง ทำให้สมการที่ (1.1) สามารถแสดงได้ในรูปที่รู้จักกันดีคือ กฎของฮุก (Hook's law) ที่แสดงความเค้น (σ_{ij}) อยู่ในเทอมของความเครียด (ε_{ij}) คือ

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{1+\nu}\left[\varepsilon_{ij} + \frac{\nu}{1-2\nu}\varepsilon_{kk}\delta_{ij}\right] \tag{1.2}$$

สำหรับความเค้นเฉือน (τ_{ij}) และความเครียดเฉือน (γ_{ij}) จะมีความสัมพันธ์ดังนี้

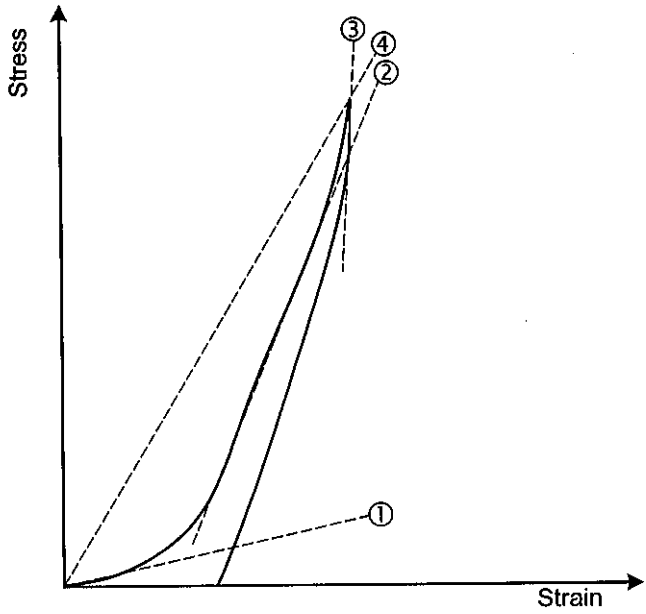
$$\gamma_{ij} = \frac{\tau_{ij}}{G} \tag{1.3}$$

โดยที่ E คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น ν คือ Poisson's ratio และ G คือ Modulus of rigidity (= E/2 (1+ν)) หรือ Shear modulus

1.2 สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น

US Army Corps of Engineers (1996) ได้รวบรวม อธิบายและให้คำจำกัดความของค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น (Elastic Modulus) ในลักษณะต่าง ๆ ของหินไว้ โดยที่ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นมีความสัมพันธ์กับอัตราการเปลี่ยนแปลงของค่าความเค้นต่อค่าความเครียด ซึ่งสามารถคำนวณได้จากเส้นความชันของกราฟระหว่างความเครียดและความเค้น โดยพฤติกรรมของหินส่วนใหญ่อยู่ในสมมติฐานที่เป็นวัสดุที่มีความยืดหยุ่นเชิงเส้นตรง ค่าของสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นจะขึ้นอยู่กับสัดส่วนความสัมพันธ์ของความเครียดและความเค้น ซึ่งแบ่งค่าของสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นในหินออกได้เป็น 1) Initial tangent modulus 2) Elastic modulus 3) Tangent recovery modulus และ 4) Modulus of deformation ดังแสดงในรูปที่ 1.1

Initial tangent modulus คือ ค่าที่หาได้จากเส้นความชันของเส้นที่ลากสัมผัสจากจุดเริ่มต้นขึ้นไปยังส่วนโค้งของความเค้น-ความเครียด (stress-strain curve) ในช่วงแรกในส่วนของเส้นโค้งเริ่มต้นนี้จะเป็นตัวบ่งชี้ถึงผลกระทบจากการปิดตัวหรือแนบตัวของความไม่ต่อเนื่องที่เกิดจากรอยแตก (discontinuity closure) จากการทดสอบในภาคสนาม และการแนบตัวของรอยแตกเล็ก ๆ (micro-crack closure) บนตัวอย่างหินที่ทดสอบในห้องปฏิบัติการ



รูปที่ 1.1 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นกับความเครียดของหินโดยแสดงค่าของสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบต่าง ๆ (จาก US Army Corps of Engineers, 1996)

Elastic modulus เมื่อรอยไม่ต่อเนื่องหรือรอยแตกเล็ก ๆ มีการปิดตัวหรือแนบตัวแล้ว ค่าของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดก็จะเป็นเส้นตรง ซึ่งค่าของสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นก็คือความชันของกราฟเส้นตรง (หรือเกือบเป็นเส้นตรง) ในช่วงนี้เองบางกรณีค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นจึงได้มาจากเส้นความชันที่ลากสัมผัสกับเส้นกราฟความเค้น-ความเครียดที่ 50% ของค่าความเค้นสูงสุด

Tangent Recovery modulus คือค่าสัมประสิทธิ์ที่ได้มาจากเส้นความชันที่ลากสัมผัสกับกราฟของความเค้น-ความเครียดในช่วงเริ่มต้นที่ทำการปล่อยแรง (Unloading) โดย Tangent Recovery modulus หาได้จากการทดสอบในภาคสนามที่ตัวอย่างหินไม่สามารถรับความเค้นเป็นเวลานานจนแตกได้

Modulus of deformation หาได้จากความชันของเส้นจากจุดศูนย์ถึงจุดยอดสุดที่ความเค้นสูงที่สุด

1.3 การตรวจวัดค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นในห้องปฏิบัติการ

การตรวจวัดค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นสำหรับตัวอย่างหินสามารถแบ่งออกเป็น 4 กลุ่มการทดสอบ คือ 1) การทดสอบแรงกดในแกนเดียว 2) การทดสอบแรงกดในสามแกน 3) การทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน และ 4) การทดสอบเชิงพลศาสตร์

1.3.1 การทดสอบแรงกดในแกนเดียว

การทดสอบหาค่าแรงกดสูงสุดในแนวแกนเดียว (Uniaxial compressive strength, σ_c) มีวัตถุประสงค์หลัก 2 ประการคือ เพื่อหาค่าความเค้นกดสูงสุดในแกนเดียว และเพื่อวัดคุณสมบัติความยืดหยุ่นของตัวอย่างหิน (ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น และ Poisson's ratio) ซึ่งเป็นการทดสอบในห้องปฏิบัติการกลศาสตร์หินมายาวนาน กระทั่งในปี ค.ศ. 1972 สมาคมกลศาสตร์หินนานาชาติ (International Society of Rock Mechanics, ISRM) ได้เสนอข้อแนะนำสำหรับวิธีและขั้นตอนการทดสอบอย่างเป็นทางการ (Brown, 1981)

Bieniawski and Bernede (1979) ได้เสนอการทดสอบนี้ให้เป็นมาตรฐานการทดสอบวัสดุในสหรัฐอเมริกา (American Society for Testing and Materials, ASTM) หมายเลข D2938 หินจะถูกกดตามแนวแกนด้วยอัตราคงที่ และให้แตกภายใน 5-10 นาที ในขณะทำการทดสอบจะมีการวัดค่าความเครียดในแนวแกน (Axial strain, ε_a) และความเครียดในแนวเส้นผ่าศูนย์กลาง (Lateral strain, ε_{la}) เพื่อใช้ในการคำนวณหาค่าคงที่ของความยืดหยุ่น อุปกรณ์ที่ใช้ในการวัดความเครียดคือ Strain gauges หรือ LVDT (Linear Voltage – Displacement Transformer) ที่มีความละเอียดสูง

ค่าความเค้นสูงสุดในแกนเดียว (σ_c) สามารถคำนวณได้จาก

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \tag{1.4}$$

โดยที่ P คือแรงกดสูงสุดที่วัด ณ จุดวิบัติของตัวอย่างหิน และ A คือพื้นที่หน้าตัดของแท่งตัวอย่างหิน

ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น (Young's modulus, E) สามารถคำนวณได้จาก

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \tag{1.5}$$

โดยที่ $\Delta\sigma$ คือ ค่าของความเค้นที่เปลี่ยนแปลง และ $\Delta\varepsilon$ คือ ค่าของความเครียดที่เปลี่ยนแปลงในแนวแกนที่สัมพันธ์กับการเปลี่ยนแปลงของความเค้น

ค่า Poisson's ratio (ν) สามารถคำนวณได้จากอัตราส่วนของความเครียดในด้านข้างต่อความเครียดในแนวแกน ดังสมการ

$$\nu = -\frac{\varepsilon_{lat}}{\varepsilon_{ax}} \tag{1.6}$$

โดยที่ ε_{ax} คือ ค่าความเครียดในแนวแกน และ ε_{lat} คือ ค่าความเครียดในแนวเส้นผ่าศูนย์กลางตัวอย่างหิน

1.3.2 การทดสอบแรงกดในสามแกน

การทดสอบแรงกดในสามแกน (Triaxial Compression Test) มีวัตถุประสงค์หลักเพื่อหาความต้านแรงกดสูงสุดของหินภายใต้ความดันในระดับต่าง ๆ เพื่อใช้ในการพัฒนากฎการแตกของหินภายใต้แรงดัน (เช่น Coulomb criterion) และนำมาประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์หรือประเมินเสถียรภาพของหินที่อยู่ในระดับลึก (Paterson, 1978; Hoek and Brown, 1980; Brady and Brown, 1985; Elliott and Brown, 1985, 1986)

วิธีและขั้นตอนการทดสอบได้กำหนดไว้ในมาตรฐานสากล ASTM D2664 สำหรับการทดสอบแรงกดในสามแกน และ ASTM D5407 สำหรับการหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นจากการทดสอบแรงกดสามแกน นอกจากนั้น ISRM (Brown, 1981) ได้แนะนำวิธีการทดสอบไว้เช่นกัน

การทดสอบจะใช้ตัวอย่างหิน 5-10 ตัวอย่าง เพื่อผันแปรความดันรอบข้าง ความดันรอบข้างนี้จะใช้หม้อความดัน (Triaxial cell) ที่ให้ความดันด้านข้างจากน้ำมันไฮดรอลิคและมี gauge วัดขนาดของความดัน โดยมีปั๊มไฮดรอลิคเป็นตัวปรับระดับความดันให้คงที่ตามความต้องการ

การตรวจวัดการขุบตัวของตัวอย่างหินก็สามารถทำได้เช่นเดียวกับการทดสอบแรงกดในแกนเดียว รวมไปถึงการคำนวณค่าความเค้นสูงสุด $\sigma_1 = P/A$ และ $\sigma_3 = p$ โดยที่ p คือความดันคงที่ที่ให้กับ Triaxial cell

ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นสามารถคำนวณได้โดย

$$E = \frac{\Delta(\sigma_1 - \sigma_2)}{\Delta\varepsilon_{ax}} \tag{1.7}$$

โดยที่ $\Delta(\sigma_1-\sigma_3)$ คือ อัตราการเปลี่ยนแปลงของความเค้นที่แตกต่างกันและ $\Delta\varepsilon_{ax}$ คือ อัตราความเครียดที่เปลี่ยนแปลงในแนวแกน

1.3.3 การทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน

การทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน (Brazilian Tension Test) เป็นการทดสอบแรงดึงทางอ้อม (Indirect method) ที่ใช้กันอย่างแพร่หลาย วิธีการทดสอบนี้พัฒนาขึ้นโดย Caneiro (1947) และ Akazawa (1953) รายละเอียดของการทดสอบได้กำหนดไว้อย่างละเอียดใน ASTM D3967 และแนะนำโดย ISRM (Brown, 1981)

ISRM แนะนำให้ตัวอย่างหินมีเส้นผ่าศูนย์กลางไม่น้อยกว่า 54 มิลลิเมตร และมี L/D เท่ากับ 0.50 ส่วนมาตรฐาน ASTM กำหนดให้ตัวอย่างหินมีเส้นผ่าศูนย์กลางไม่น้อยกว่า 49 มิลลิเมตร และมี L/D อยู่ระหว่าง 0.50-0.75 หลักการของการทดสอบคือ ตัวอย่างหินจะถูกกดตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลางด้วยอัตราความเร็วที่คงที่ โดยตัวอย่างหินจะสัมผัสกับแท่นกดของเครื่องกดเป็นแนวเส้นซึ่งเป็นลักษณะของ Line load

ค่าแรงดึงแบบบราซิลเลียน (σ_B) สามารถคำนวณได้จากสมการ (Jaeger and Cook, 1979)

$$\sigma_B = \frac{2P}{\pi Dt} \tag{1.8}$$

โดยที่ P เป็นแรงกดสูงสุดที่จุดวิบัติ D และ t คือ เส้นผ่าศูนย์กลางและความหนาของตัวอย่างหินตามลำดับ

Hondros (1959) อธิบายขั้นตอนการหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและ Poisson's ratio จากการตรวจวัดความเครียดที่จุดศูนย์กลางของตัวอย่างหิน โดยนำ Strain gauges มาติดตั้งที่จุดกึ่งกลางของตัวอย่างหินในทิศทางของแนวกดและทิศที่ตั้งฉากกับแนวกด แต่จะต้องอยู่ในสมมติฐานที่คุณสมบัติมีของหินมีความเหมือนกันทั้งในแรงดึงและแรงกด ซึ่งสามารถคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น และ Poisson's ratio ได้จาก

$$E = \frac{8\Delta P}{\pi R(3\Delta\varepsilon_y + \varepsilon_x)} \tag{1.9}$$

และ $$\nu = -\frac{3\Delta\varepsilon_x + \varepsilon_y}{3\Delta\varepsilon_y + \varepsilon_x} \tag{1.10}$$

โดยที่ ΔP คือ แรงกดที่เพิ่มขึ้นและสัมพันธ์กับค่าความเครียดที่เพิ่มขึ้นในแกน x (หรือ $\Delta\varepsilon_x$) และค่าความเครียดที่เพิ่มขึ้นในแกน y (หรือ $\Delta\varepsilon_y$ หรือในทิศทางการกด)

1.3.4 การทดสอบเชิงพลศาสตร์

Anthony (1998) ได้อธิบายการทดสอบเชิงพลศาสตร์ (Dynamic Test) ของแท่งตัวอย่างหิน โดยใช้การวัดความเร็วของคลื่นผ่านเนื้อหิน ซึ่งสามารถบ่งบอกถึงสัมประสิทธิ์ของความยืดหยุ่นและ Poisson's ratio ในเชิงพลศาสตร์ (Dynamic) ได้ คลื่นจะมีอยู่สองชนิดคือ คลื่นปฐมภูมิ (Primary wave หรือ P-wave หรือ Compressional wave) และคลื่นทุติยภูมิ (Secondary wave หรือ S-wave หรือ Shear wave) ความเร็วของคลื่นทั้งสองชนิดนี้ในหินชนิดต่าง ๆ จะถูกกำหนดโดยคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์และคุณสมบัติทางกายภาพของหินนั้น ๆ

การวัดความเร็วของคลื่นปฐมภูมิ (V_p) และความเร็วของคลื่นทุติยภูมิ (V_s) จะอยู่ในสมมติฐานของ Homogenous, Isotropic และ Perfectly Elastic สามารถแสดงได้ด้วยสมการ

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} \tag{1.11}$$

และ $$V_s = \sqrt{G/\rho} \tag{1.12}$$

โดยที่ λ และ G คือค่า Lame's constants และ ρ คือความหนาแน่นของหิน

จากค่าของความเร็วคลื่นและค่าความหนาแน่นของหินที่วัดได้จะสามารถคำนวณคุณสมบัติของความยืดหยุ่นเชิงพลศาสตร์ (Dynamic Young's modulus (E_d) และ Dynamic Poisson's ratio (ν_d)) ได้จากสมการ (Goodman, 1980)

$$E_d = 2(1+\nu)\rho V_s^2 \tag{1.13}$$

หรือ $$E_d = \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{(1-\nu)}\rho V_p^2 \tag{1.14}$$

และ $$\nu_d = \frac{(V_p^2/V_s^2)-2}{2[(V_p^2/V_s^2)-1]} \tag{1.15}$$

Jaeker and Cook (1979) ได้แสดงให้เห็นว่าโดยทั่วไปแล้ว ν_d และ E_d จะมีความแปรปรวนสูง และค่า E_d จะมีค่าสูงกว่า E_s ที่ได้จากการทดสอบเชิงสถิต (Static Young's modulus) มากกว่า 30 % อย่างไรก็ตาม ν_d และ E_d ได้นำมาใช้เป็นดัชนีเพื่อเปรียบเทียบคุณสมบัติของหินกันอย่างแพร่หลายในการทดสอบในภาคสนาม เนื่องจากการทดสอบสามารถทำได้ง่าย รวดเร็ว ประหยัด และไม่ทำลายตัวอย่างหินที่นำมาใช้หรือมวลหินที่อยู่ในภาคสนาม

1.4 สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบแรงกดและแรงดึง

Fairhurst (1961) ได้อธิบายผลกระทบของค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น หรือ Young's modulus ที่แตกต่างกันทั้งในส่วนของแรงกดและแรงดึงของการทดสอบแรงดึงแบบสี่จุด (Four-Point bending test) การทดสอบนี้เป็นวิธีที่ง่ายที่สุดวิธีหนึ่งสำหรับศึกษาพฤติกรรมของหินที่ขึ้นกับเวลาอีกด้วย เช่น การคืบ (Creep) (Phillips, 1931; Price, 1964)

สำหรับค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นในแรงดึง ปกติแล้วจะมีค่าที่น้อยกว่าความยืดหยุ่นในแรงกด ซึ่งเห็นได้ชัดจากผลการทดสอบ Bending ของ Beam Section (Timoshenko, 1958) เมื่อพิจารณา Beam ที่มีหน้าตัดเป็นสี่เหลี่ยม ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นจะลดลงจากในช่วงที่เป็นแรงดึงที่อยู่ในตำแหน่งส่วนโค้งออกด้านนอกแล้วจะเพิ่มขึ้นไปยังส่วนโค้งเข้าด้านในซึ่งอยู่ในแนวแกนกลาง (Neutral axis) ค่าของความยืดหยุ่นบนด้านโค้งเข้าข้างในก็คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นในแรงกด (E_C) ส่วนค่าความยืดหยุ่นบนด้านที่โค้งออกด้านนอกก็คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นในแรงดึง (E_T)

1.5 ผลกระทบของทิศทาง

การวิเคราะห์ทางด้านกลศาสตร์หินบ่อยครั้งที่ต้องเผชิญกับปัญหาที่ไม่สามารถใช้สมมติฐานของความเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic) ได้เนื่องจากเนื้อหินอาจมีการวางตัวของแนวชั้นหินหรือลักษณะทางธรณีวิทยาโครงสร้างอื่น ๆ ทำให้หินหลาย ๆ ชนิดมีพฤติกรรมที่ต่างกันไปในแต่ละทิศทาง (Anisotropic) ด้วยเหตุนี้เองค่าของคุณสมบัติ เช่น กำลังสูงสุด และค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นจะขึ้นกับทิศทางในการให้แรง ในกรณีเช่นนี้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดในระบบแกน 3 ทิศทาง สามารถเขียนได้ดังนี้ (Goodman, 1989)

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_x} & -\frac{\nu_{yx}}{E_y} & -\frac{\nu_{xz}}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{yx}}{E_x} & \frac{1}{E_y} & -\frac{\nu_{zy}}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{zx}}{E_x} & -\frac{\nu_{zy}}{E_y} & \frac{1}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{xy}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{yz}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{zx}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{bmatrix} \quad (1.16)$$

โดยที่ E_x, E_y และ E_z เป็นสัมประสิทธิ์ของความยืดหยุ่นในแนวแกน x, y และ z ตามลำดับ และ G_x, G_y และ G_z เป็นสัมประสิทธิ์เฉือนในแกน x, y และ z ตามลำดับ ส่วน ν_{xy}, ν_{xz} และ ν_{yz} คือค่า Poisson's ratio ที่สัมพันธ์กับคู่แกน x – y, x – z และ y – z ตามลำดับ

อย่างไรก็ตามพฤติกรรมที่คุณสมบัติแต่ละทิศทางไม่เท่ากันของตัวอย่างหินขนาดเล็กจะมีผลกระทบไม่เด่นชัดเมื่อเทียบกับของมวลหิน (Rock mass) เนื่องจาก รอยแยก รอยแตก และชั้นหินที่วางตัวอยู่ (Jaeker and Cook, 1979; Goodman, 1980; Hoek and Brown, 1980a; Broch, 1983).

1.6 การทดสอบและตรวจวัดค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นในภาคสนาม

ความยืดหยุ่นหรือความสามารถในการเปลี่ยนรูปภายใต้แรงดันของมวลหิน (Rock mass) จะมีสัมประสิทธิ์ของความยืดหยุ่น (E) ต่ำกว่าสัมประสิทธิ์ของความยืดหยุ่นของหินขนาดเล็กที่ปราศจากรอยแตก (Intact Rock) ที่ทดสอบในห้องปฏิบัติการ ดังนั้น การนำค่า E ที่ได้จากห้องปฏิบัติการมาประยุกต์ใช้ในการออกแบบจึงอาจจะไม่เหมาะสมสำหรับโครงสร้างขนาดใหญ่ที่เกี่ยวข้องกับเสถียรภาพ จึงจำเป็นต้องมีการวัดค่า E ของมวลหินในภาคสนามเพื่อนำมาใช้ประเมินเสถียรภาพของโครงสร้างนั้น ๆ ในปัจจุบันมีวิธีที่นิยมใช้อยู่ 4 วิธี ประกอบด้วย 1) การทดสอบแบบเพลทแบริ่ง 2) การทดสอบแบบไดลาโตมิเตอร์ 3) การทดสอบแบบแฟลทแจค และ 4) การทดสอบแบบเรเดียลแจค

1.6.1 การทดสอบแบบเพลทแบริ่ง

การหาค่าสัมประสิทธิ์ของความยืดหยุ่นของมวลหินด้วยวิธีเพลทแบริ่ง (Plate-Bearing Tests) สามารถทำได้ในอุโมงค์ที่เจาะอยู่ในหิน และทำได้บนผิวของมวลหินที่โผล่อยู่บนพื้นดิน หลักการทดสอบคือ ใช้แรงกดลงบนพื้นที่ที่จะทำการตรวจวัด ในขณะที่กดก็จะทำการวัดค่าการเปลี่ยนรูปหรือการยุบตัวของพื้นในส่วนที่ทำการทดสอบ การกดอาจจะทำแบบวัฏจักรเพื่อวัดการเคลื่อนตัวของผิวที่ทดสอบในขณะที่ลดกำลังกดลง หน้าตัดของแผ่นที่กดทดสอบจะมีลักษณะเป็นแผ่นกลม มีเส้นผ่าศูนย์กลางอยู่ระหว่าง 0.5 - 1 เมตร ตรวจวัดการยุบตัวด้วย Dial gauge อย่างน้อย 2 ชิ้น ที่มีความแม่นยำสูง เครื่องมือที่ใช้กดคือแม่แรง (Hydraulic cylinder) ที่มีกำลังกดสูงตามสภาพหินที่ทดสอบ

Timoshenko and Goodier (1951) ได้พัฒนาสมการเพื่อใช้ในการคำนวณผลที่ได้จากการทดสอบเพลทแบริ่ง คือ

$$\omega = \frac{Cp(1-\nu^2)a}{E} \tag{1.17}$$

โดยที่ E คือ สัมประสิทธิ์ของความยืดหยุ่นของหิน ν คือ Poisson's ratio a คือ รัศมีของแผ่นกด ω คือ การยุบตัวของแผ่นกดภายใต้แรงกด (p) และ C คือ ค่าคงที่ที่ขึ้นกับความแข็งของแผ่นกด ถ้าแผ่นกดมีความแข็งมาก ค่า C จะเท่ากับ $\pi/2$ ถ้าแผ่นกดที่ใช้มีความอ่อนตัวมาก (Flexible) ค่า C จะเท่ากับ 1.70

การทดสอบเพลทแบริ่งสามารถหาการเปลี่ยนรูปแบบยืดหยุ่น (Elastic Deformation) โดยการกดแบบวัฏจักร (Cyclic Loading) ผลที่ได้จากการตรวจวัดในขณะที่ลดแรงกดลงหรือเพิ่มขึ้นในครั้งที่สองสามารถนำมาคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ของความยืดหยุ่นได้ดังสมการ

$$E = \frac{Ca(1-\nu^2)p}{\omega_{elas}} \tag{1.18}$$

โดยที่ ω_{elas} คือค่าการยุบตัวของแผ่นกดในการกดครั้งที่สอง หรือการสะท้อนกลับของแผ่นกดในขณะที่ลดแรงกดลงคือค่าการเคลื่อนตัวของแผ่นเพลท

1.6.2 การทดสอบแบบไดลาโตมิเตอร์

วิธีทดสอบแบบไดลาโตมิเตอร์ (Dilatometer Tests) จะอาศัยหลุมเจาะที่เจาะลงไปจนถึงความลึกที่ต้องการตรวจวัด เครื่องมือนี้ใช้หลักการขยายตัวของหลุมเจาะภายใต้ความดันภายในที่อัดลง มวลหินที่อยู่รอบหลุมเจาะจะต้องปราศจากรอยแตกหรือรอยร้าว ความดันที่อัดลงไปอาจจะอยู่ในรูปของน้ำมันไฮดรอลิก น้ำ หรืออากาศ ความดันนี้จะถูกจำกัดอยู่ในช่องรอบหลุมเจาะและถูกจำกัดอยู่ระหว่างแม่แรงแบนที่มีลักษณะโค้งงอไปตามส่วนโค้งของหลุมเจาะ (Curved Flat Jack)

การวัดการขยายตัวของผนังของหลุมเจาะในขณะที่อัดความดันเข้าไปจะต้องมีความละเอียดสูง ซึ่งอาจจะใช้ LVDT ส่งสัญญาณไปยังเครื่องวัดที่ปากหลุม ภายใต้สมมติฐานของทฤษฎีความยืดหยุ่นเชิงเส้นตรง (Goodman et al., 1972; Heuze and Salem, 1978) ค่าสัมประสิทธิ์ของความยืดหยุ่น (E) สามารถคำนวณได้จาก (Goodman, 1989)

$$E = (1 + \nu)\Delta p \frac{a}{\Delta u} \tag{1.19}$$

โดยที่ ν คือ Poisson's Ratio a คือ รัศมีของหลุมเจาะและ Δu คือ การขยายตัวหรือการเปลี่ยนแปลงในแนวรัศมีของหลุมเจาะภายใต้ความดันที่เปลี่ยนแปลงเท่ากับ Δp

1.6.3 การทดสอบแบบแฟลทแจค

การทดสอบด้วยวิธีแฟลทแจค (Flat Jack Tests) ได้ถูกอธิบายไว้โดย Lama and Vutukuri (1978) ซึ่งมีหลักการและองค์ประกอบของเครื่องมือ คือ ตัวของแฟลทแจคจะทำด้วยแผ่นโลหะบางและอ่อนตัวง่าย (Flexible) จำนวน 2 แผ่นที่ถูกเชื่อมเข้าด้วยกันตามแนวขอบทั้ง 4 ด้าน และมีช่องสำหรับอัดน้ำมันไฮดรอลิคเข้าไประหว่างแผ่นโลหะทั้งสอง ที่ขอบทั้งสี่ด้านอาจจะมีกรอบเหล็กบาง ๆ ประกอบอยู่เพื่อเสริมความแข็งและป้องกันไม่ให้น้ำมันที่อัดเข้าไปรั่วออกมา ในการทดสอบจะต้องกำหนดจุดอ้างอิงอย่างน้อย 2 จุดที่อยู่ในแนวขนานกับแนวของความเค้นที่ต้องการวัดบนผนังของมวลหิน จากนั้นทำการวัดระยะห่างระหว่าง 2 จุด โดยสามารถวัดความยืดหยุ่นของมวลหินที่อยู่ใกล้กับผิวของมวลหิน มวลหินที่อยู่ในบริเวณที่จะตรวจวัดควรจะปราศจากรอยแตกหรือรอยร้าวและควรเป็นเนื้อเดียวกัน

Jaeger and Cook (1979) ได้เสนอสมการที่ใช้ในการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ของความยืดหยุ่น (E) ของมวลหินสำหรับการทดสอบแบบแฟลทแจค คือ

$$E = \frac{p(2c)}{2\Delta y}\left[(1-\nu)\left(\sqrt{1+\frac{y^2}{c^2}} - \frac{y}{c}\right) + \frac{(1+\nu)}{\sqrt{1+\frac{y^2}{c^2}}}\right] \tag{1.20}$$

โดยที่ y คือครึ่งหนึ่งของระยะห่างระหว่างจุดอ้างอิง Δy คือ การเคลื่อนตัวของจุดอ้างอิงของแต่ละจุดในขณะที่แฟลทแจคอยู่ภายใต้ความดันเท่ากับ p และ 2c คือ ความกว้างของแฟลทแจค

1.6.4 การทดสอบแบบเรเดียลแจค

การทดสอบแบบเรเดียลแจค (Radial Jacking) เป็นวิธีที่ถูกปรับเปลี่ยนมาจากการทดสอบแบบ Pressure Chamber ที่ใช้แรงดันผ่านชุดของตัว Jack แต่ละตัว ขณะที่ระบบของตัว Jack จะแปรผันกันไป ระบบทั่วไปที่ใช้ประกอบไปด้วยชุดของ Flat Jack ที่มีลักษณะเป็นคู่ประกบกันอยู่ระหว่างวงแหวนโลหะ และผนังอุโมงค์ที่ทำการตรวจวัด (Misterek, 1969)

ค่าของสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น (E) สามารถคำนวณได้จากสมการ

$$E = \frac{2p_r}{D_e}\left(\frac{\nu+1}{\nu}\right) \qquad (1.21)$$

โดยที่ p_r คือค่าความดันที่ให้ตาวแนวรัศมี D_e คือ ค่าการหดคืนตัวเมื่อลดแรงดัน และ ν คือ Poisson's Ratio

1.7 การทดสอบแบบจุดกด

การทดสอบแบบจุดกด (Point Load Testing) มีวัตถุประสงค์เบื้องต้น คือเพื่อหาดัชนีความแข็ง (Index, I_s) ของหิน ซึ่งได้มีการวิวัฒนาการมาอย่างต่อเนื่องกว่า 30 ปี โดยนักวิจัยหลายท่าน เช่น D'Andrea et al. (1964), Broch and Franklin (1972), Wijk (1980), Brook (1985), Brook (1993) จนมาถึงการตั้งการทดสอบที่เป็นมาตรฐานในอเมริกา คือ ASTM D5731 ในปี ค.ศ. 1995 ความสัมพันธ์ระหว่างผลที่ได้จากการทดสอบแบบจุดกด (Point load index) กับความต้านแรงกด (Uniaxial Compressive Strength, σ_c) ได้ถูกตั้งขึ้นโดยผู้วิจัยข้างต้น โดยอาศัยเพียงข้อมูลทางสถิติของการทดสอบหินหลายชนิดเท่านั้น

D'Andrea et al. (1964) ได้ทำการทดสอบแรงกดสูงสุดในแกนเดียว และการทดสอบแบบจุดกด โดยใช้การเชื่อมความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงของทั้งสองการทดสอบ ต่อมา Broch and Franklin (1972) ได้กำหนดค่าของ σ_c ให้มีค่าประมาณ 24 เท่าของดัชนีจุดกด (I_s) โดยที่มีขนาดของตัวอย่างหินเท่ากับ 50 มิลลิเมตร และได้ทำการพัฒนาแผนภูมิสำหรับปรับแก้ค่าเมื่อขนาดของตัวอย่างหินมีค่าที่แปรผันไปจากที่กำหนดไว้ Bieniawski (1975) ได้ทำการทดสอบจุดกด และได้ผลคือค่าของ σ_c มีค่าอยู่ประมาณ 23 เท่าของค่า I_s

Pells (1975) แนะนำไว้ว่าเมื่อค่าอัตราส่วนของดัชนีจุดกดต่อค่าแรงกดสูงสุดในแกนเดียว (conversion factor) ที่เท่ากับ 24 จะส่งผลให้ค่า σ_c ของตัวอย่างหินที่คาดคะเนได้มีความผิดพลาดสูงถึง 20% Greminger (1982) และ Forster (1983) พบว่าค่าตัวคูณ (Conversion factor) เท่ากับ 24 นี้ไม่สามารถใช้ได้กับหินที่มีคุณสมบัติในแต่ละทิศทางที่ต่างกัน (Anisotropic rocks)

Hassani et al. (1980) ทำการศึกษาการทดสอบแบบจุดกด โดยใช้ข้อมูลจากผู้ที่เคยทดสอบตัวอย่างหินที่มีขนาดใหญ่ และทำการปรับแก้แผนภูมิสำหรับตัวคูณที่ใช้อ้างอิงกับตัวอย่างหินที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 50 มิลลิเมตร โดยการปรับแก้ความสัมพันธ์ใหม่นี้พบว่าให้ค่าอัตราส่วนของ σ_c ต่อ I_s ประมาณ 29

Brook (1985) ได้ชี้ให้เห็นถึงผลกระทบของขนาดและรูปร่างต่อผลที่ได้จากการทดสอบแบบจุดกดและได้เสนอว่า เพื่อเป็นการเปรียบเทียบอย่างมาตรฐานของดัชนีจุดกดไม่ว่าจะได้มาจากตัวอย่างหินที่มีรูปร่างแบบใดควรจะถูกปรับเปลี่ยนและแสดงให้อยู่ในระบบที่เทียบเท่ากับตัวอย่างหินที่มีพื้นที่ตามแนวจุดกดที่เท่ากับ 50 มิลลิเมตร หรือเทียบเท่ากับหินทรงกระบอกที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางประมาณ 2 นิ้ว ทั้งนี้เพื่อที่ให้ค่าที่ได้จากหินชนิดที่ต่างกันสามารถนำมาเปรียบเทียบกันได้ โดยที่ผลกระทบของขนาดและรูปร่างจะถูกลดลงให้เหลือน้อยที่สุด เพื่อให้เป็นแนวทางในการปรับเปลี่ยนค่าดัชนีจุดกดดังกล่าว Brook (1985) ได้เสนอสมการในรูปยกกำลังอย่างง่ายโดยให้ค่าดัชนีจุดกดอยู่ในรูปของสมการยกกำลังด้วยเส้นผ่าศูนย์กลาง และความหนา (ระยะห่างระหว่างจุดกด) ของตัวอย่างหินโดยมีค่าคงที่ ซึ่งเป็นสัมประสิทธิ์ของเส้นผ่าศูนย์กลางและความหนา Brook ยังเล็งเห็นถึงผลกระทบของความอ่อนและความแข็งของตัวอย่างหินต่อการทดสอบแบบจุดกด ดังนั้นจึงได้เสนอ สมการที่ต่างกันเพื่อใช้กับวัสดุหรือตัวอย่างหินที่เหมาะสม อย่างไรก็ตามค่าสัมประสิทธิ์ที่นำมาใช้ในแต่ละสมการหรือในแต่ละชนิดของหินก็จะต้องนำมาจากผลการทดสอบ

ISRM (1985) ได้เสนอให้ใช้ค่าเฉลี่ยของ σ_c ซึ่งอยู่ระหว่าง 20-25 เท่าของค่า I_s อย่างไรก็ตามจากรายงานผลการทดสอบมากมายในหินต่างชนิดกันก็ยังให้ค่าที่แปรปรวนอยู่ระหว่าง 15-50 โดยเฉพาะอย่างยิ่งหินที่เป็น Anisotropic ดังนั้นผลการคาดคะเนค่า σ_c จะมีความผิดพลาดสูงถึงเท่าตัว Turk and Dearman (1985, 1986) เสนอการปรับค่าในการหาค่าดัชนีจุดกดโดยเสนอวิธีการกำหนดค่าดัชนีจุดกดที่ I_{s50} จากแผนภูมิเชิงเส้นตรงของค่า I_s และเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหินขนาดต่าง ๆ

ในปี 1995 คณะกรรมการของ ASTM ได้เสนอขั้นตอนและวิธีการของการทดสอบแบบจุดกดให้เป็นมาตรฐานในประเทศสหรัฐอเมริกา เพื่อใช้ในอุตสาหกรรมที่เกี่ยวข้องกับการใช้และการทดสอบคุณสมบัติของหิน รหัสของเอกสารอ้างอิงสำหรับมาตรฐานนี้คือ ASTM D5731 ซึ่งได้กำหนดขนาดและรูปร่างของตัวอย่างหินที่จะนำมาใช้ คุณลักษณะโดยละเอียดของอุปกรณ์ที่ใช้ วิธีการทดสอบ การคำนวณผลที่ได้ และการปรับผลการคำนวณเพื่อใช้ในการอ้างอิงหรือเปรียบเทียบรวมไปถึงขนาดและรูปร่างของตัวอย่างหินที่ใช้เป็นมาตรฐาน (Size and shape corrections) โดยสรุปแล้วตัวอย่างหินที่เป็นมาตรฐานจะต้องมีเส้นผ่าศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร นอกจากนั้นแล้ว ASTM D5731 ยังได้แนะนำค่าสัมประสิทธิ์คงที่หลายค่าที่จะนำมาใช้เพื่อเชื่อมโยงค่าดัชนีจุดกดกับค่าความต้านแรงกดสูงสุดในแกนเดียวของตัวอย่างหินที่มีขนาดต่าง ๆ กันได้ ค่าสัมประสิทธิ์นี้ได้มาจากการทดสอบหินหลายชนิด แต่ก็มีความไม่แน่นอนสูง จึงแนะนำให้ใช้เป็นแนวทางอย่างกว้าง ๆ เท่านั้น

Chau and Wong (1996) ได้ประมวลข้อมูลทางด้านดัชนีจุดกดจากผลงานของผู้วิจัยอื่น ๆ หลายท่านที่ได้ตีพิมพ์ไว้แล้ว จุดประสงค์ของการวิเคราะห์ข้อมูลเหล่านี้เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างดัชนีจุดกด (I_s) และความเค้นสูงสุดในแกนเดียว (σ_c) ของหินหลายชนิด ผลที่ได้ระบุว่าค่าความสัมพันธ์ $\sigma_c = 24\ I_s$ นั้นอาจจะไม่ถูกต้องและแม่นยำตามที่นักวิจัยหลายท่านได้เข้าใจกันมาในอดีต ค่าตัวคูณ 24 เท่าเป็นเพียงการประเมินอย่างคร่าว ๆ จากการสำรวจตัวอย่างหินหลายชนิดพบว่าตัวคูณนี้สามารถผันแปรจาก 6.2 ไปจนถึง 105 ได้ Chan and Wong (1996) ได้สรุปการผันแปรของค่าอัตราส่วนนี้จะขึ้นกับปัจจัยสี่ประการคือ 1) ค่าความต้านความเค้นในแนวดึงสูงสุดของหิน (Tensile strength) 2) ค่า Poisson's ratio 3) ความยาวของตัวอย่างหิน และ 4) เส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหิน ในท้ายสุด Chau and Wong (1996) ก็ยังไม่สามารถสรุปในเชิงตัวเลขได้แน่ชัดว่าค่าความเค้นในแนวกดสูงสุดควรจะมีความสัมพันธ์กับค่าดัชนีจุดกดอย่างไรสำหรับหินแต่ละชนิด

Wei et al. (1999) และ Chau and Wei (1999) ได้พัฒนาสมการคณิตศาสตร์ขั้นสูงและได้สร้างแบบจำลองเพื่อคำนวณเชิงตัวเลข สำหรับใช้ในการอธิบายการกระจายตัวของความเค้นตามแนวจุดกดในตัวอย่างหินที่มีรูปทรงกระบอกและถูกกดตามแนวแกน สมการนี้ได้เผยถึงประเด็นสำคัญอันหนึ่งคือ ความเค้นตามแนวกดไม่ได้เกิดขึ้นที่จุดกึ่งกลางของตัวอย่างหินตามที่เคยเข้าใจในอดีต แต่ความเค้นสูงสุดในแนวดึงนี้จะเกิดในบริเวณใกล้กับจุดกดของปลายทั้งสอง กล่าวคือ รอยแตกที่เกิดจากการกดมิได้เริ่มเกิดขึ้นที่จุดกึ่งกลางของความหนาของตัวอย่างหิน แต่เริ่มเกิดขึ้นที่บริเวณใกล้กับจุดกดทั้งสองข้าง นอกจากนั้นแล้ว Wei et al. ยังบอกอีกว่า ขนาดของความเค้นที่เกิดจากการกดนี้ยังขึ้นกับคุณสมบัติของหิน โดยเฉพาะอย่างยิ่งคุณสมบัติของ Poisson's ratio (ν) ถ้าค่า ν มีค่าต่ำ (เช่น $\nu = 0.1$) ค่าความเค้นในแนวดึงจะมีค่าสูงกว่าหินที่มีค่า ν สูง (เช่น $\nu = 0.4$) ข้อสรุปอีกประการหนึ่งคือ หินที่มีความอ่อนหัวกดจะจมลงไปในเนื้อหินทำให้พื้นที่สัมผัสมีมากขึ้น และทำให้ค่าความเค้นในแนวดึงมีค่าต่ำลง ด้วยแรงกดที่เท่ากันสำหรับหินที่มีความแข็งพื้นที่สัมผัสระหว่างหัวกดกับเนื้อหินจะมีขนาดเล็ก ทำให้ค่าความเค้นในแนวดึงมีค่าสูงขึ้น ในส่วนของผลกระทบของขนาดและรูปร่าง Wei et al. สรุปว่า ตัวอย่างหินที่มีขนาดใหญ่จะมีค่าดัชนีจุดกดต่ำกว่าตัวอย่างหินที่มีขนาดเล็ก (ในกรณีที่มีรูปร่างเป็นทรงกระบอกเหมือนกัน และมี L/D ratio เท่ากัน) ในกรณีที่ตัวอย่างหินมีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับตัวอย่างหินที่ยาวกว่าจะมีค่าดัชนีจุดกดต่ำกว่าตัวอย่างหินที่สั้นกว่าเช่นกัน

Butenuth (1997) ได้วิเคราะห์ผลของการทดสอบแบบจุดกดที่ได้ถูกตีพิมพ์โดยนักวิจัยผู้อื่นและได้คำนวณผลการทดสอบในรูปของแรงกด เพื่อนำมาสร้างความสัมพันธ์กับพื้นที่ของรอยแตกที่เกิดจากจุดกด ซึ่งจะต่างกับนักวิจัยอื่นที่ใช้ผลการทดสอบในรูปของความเค้น Butenuth สรุปว่าแรงสูงสุดที่กดลงบนตัวอย่างหินในขนาดที่ต่างกัน (ระยะห่างระหว่างจุดกดที่ต่างกัน) จะมีความสัมพันธ์เป็นเส้นตรงกับพื้นที่ของรอยแตกที่เกิดจากการกดในตัวอย่างหินแต่ละขนาด ความสัมพันธ์นี้จะสามารถนำมาอธิบายผลที่ได้จากการทดสอบความต้านแรงดึงของหินที่มีขนาดของตัวอย่างหินต่าง ๆ กันด้วย อย่างไรก็ตาม Butenuth ไม่ได้ให้ความสัมพันธ์ของผลที่ได้จากจุดกดกับผลที่คาดว่าจะได้จากการทดสอบเพื่อหาความต้านแรงดึงและความต้านแรงกดสูงสุด

Kahraman (2001) ได้สรุปการประเมินค่าความต้านแรงกดจากผู้วิจัยต่าง ๆ ทั่วโลกที่ใช้การประเมินค่าจากดัชนีของการทดสอบจุดกด ดังสรุปไว้ในตารางที่ 1.1

Wei and Chau (2002) เสนอรูปแบบผลเฉลยทางคณิตศาสตร์ (Analytical solution) ของค่าความเครียดภายใต้จุดกดตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลางแท่งตัวอย่างหินรูปทรงกระบอก โดยอยู่ในสมมติฐานที่ว่าคุณสมบัติเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic) วิธีการในการแก้ผลเฉลยทางคณิตศาสตร์จะใช้ฟังก์ชันของการเคลื่อนตัว (Displacement function) กับ Fourier expansion ลำดับที่ 2 สำหรับปัญหาค่าความเครียดที่อยู่บนผิวสัมผัส โดยผลที่ได้อยู่ในรูปแบบของฟังก์ชันการเคลื่อนตัวที่เหมาะสมกับสภาวะขอบเขต (Boundary condition) และสมการควบคุม (Governing equations) แล้วยังให้ผลทางระเบียบวิธีคำนวณเชิงตัวเลข (Numerical method) ที่สอดคล้องกันกับผลข้างต้น อีกทั้งพบว่าเกิดความเค้นดึงขึ้นบริเวณใกล้ ๆ กับจุดกด ซึ่งจะให้ค่าแรงดึงสูงสุดเมื่อค่าของ Poisson's ratio หรือพื้นที่สัมผัสระหว่างจุดกดกับตัวอย่างหินลดลง แต่ค่าแรงดึงสูงสุดจะเพิ่มขึ้นเมื่อขนาดของเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหิน (หรือระยะห่างระหว่างจุดกด) ใหญ่ขึ้น

กิตติเทพ เฟื่องขจร (2545) ได้เสนอเทคนิคการทดสอบแบบใหม่เรียกว่า การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Modified point load testing, MPL) เป็นการทดสอบแบบใหม่เพื่อให้ได้มาซึ่งคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของหิน การทดสอบด้วยวิธีนี้ได้มีการดัดแปลงรูปร่างของหน้าตัดหัวกด (Loading platen) จากการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม การพัฒนาทฤษฎีและการทดสอบแบบใหม่นี้สามารถนำมาประยุกต์ใช้ในการอธิบายกลไกการแตกของหิน และเพื่อคำนวณหาค่าความต้านแรงกดสูงสุดและค่าความต้านแรงดึงสูงสุด และสามารถทำการทดสอบทั้งในภาคสนามและในห้องปฏิบัติการ ผลที่ได้จากการทดสอบแบบ MPL สามารถนำมาคาดคะเนแรงกดสูงสุดและแรงดึงสูงสุดของหินได้ดีและแม่นยำกว่าการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม

ปัจจุบันยังไม่มีงานวิจัยใดที่จะพยายามค้นคว้าหาความสัมพันธ์ระหว่างผลของจุดกดกับความยืดหยุ่นของหินและแรงกดสูงสุดในสามแกน เพื่อพัฒนาเป็นทฤษฎีใหม่และเพื่อให้ได้มาซึ่งคุณสมบัติของหินที่ถูกต้องและครบถ้วน โดยการนำวิธีการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนที่ได้มีการดัดแปลงรูปร่างหน้าตัดของจุดกดมาประยุกต์ใช้เพื่อคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและแรงกดสูงสุดในสามแกนของหิน

1.8 ผลกระทบของขนาดตัวอย่างหิน

ผลกระทบของขนาด (Size effect) ของตัวอย่างหินต่อค่าความเค้นกดสูงสุด หรือความเค้นดึงสูงสุดที่วัดได้ในห้องปฏิบัติการนั้น เกิดจากการกระจายตัวอย่างไม่สม่ำเสมอของรูพรุนและรอยแตกที่มีอยู่ตามธรรมชาติในเนื้อหิน ตัวอย่างที่มีขนาดต่างกันจะมีองค์ประกอบของรูพรุนและรอยแตกที่ต่างกันออกไป โดยที่ตัวอย่างหินที่มีขนาดใหญ่ขึ้นก็จะมีรูพรุนและรอยแตกที่หลากหลายลักษณะมากกว่าตัวอย่างหินที่มีขนาดเล็ก (Weibull, 1951; Bieniawski, 1968; Jaeger and Cook, 1979; Kaczynski, 1986)

ตารางที่ 1.1 สมการความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงกดสูงสุดในแกนเดียว (σ_c) และค่าดัชนีจุดกดแบบดั้งเดิม (I_s) ในรูปแบบต่าง ๆ (จาก Kahraman, 2001)

References	Equations
D'Andrea et al. (1964)	$\sigma_C = 15.3\ I_{S\,50} + 16.3$
Broch and Franklin (1972)	$\sigma_C = 24\ I_{S\,50}$
Bieniawski (1975)	$\sigma_C = 23\ I_{S\,50}$
Hassani et al. (1980)	$\sigma_C = 29\ I_{S\,50}$
Read et al. (1980)	
(1) Sedimentary rocks	$\sigma_C = 16\ I_{S\,50}$
(2) Basalt	$\sigma_C = 20\ I_{S\,50}$
Forster (1983)	$\sigma_C = 14.5\ I_{S\,50}$
Gunsallus and Kulhawy (1984)	$\sigma_C = 16.5\ I_{S\,50} + 51.0$
Brown (1985)	$\sigma_C = 20 \ldots 25\ I_{S\,50}$
Chargill and Shakoor (1990, 1992)	$\sigma_C = 23\ I_{S\,50} + 13$
Grasso et al. (1992)	$\sigma_C = 9.30\ I_{S\,50} + 24.04$
Chau and Wong (1996)	$\sigma_C = 12.5\ I_{S\,50}$

แท่งตัวอย่างหินรูปทรงกระบอกที่นำมาทดสอบแรงกดทั้งในแกนเดียวและสามแกนนั้น ขนาดของอัตราส่วนความยาวต่อเส้นผ่าศูนย์กลาง (L/D) จะส่งผลกระทบโดยตรงต่อค่า ความเค้นกดสูงสุดที่วัดได้ โดยปกติแล้วค่าความเค้นสูงสุดจะลดลงเมื่อขนาดของ L/D เพิ่มขึ้น แต่ก็มีแนวโน้มที่จะค่อย ๆ คงที่เมื่ออัตราของ L/D อยู่ที่ 2:1 ถึง 3:1 (Obert and Duvall, 1967; Hudson et al., 1971)

Farmer (1983) อธิบายว่าตัวอย่างหินที่ใช้ในการทดสอบความเค้นในแกนเดียว (σ_c) จากกลุ่มผู้วิจัยหลายท่านระบุอย่างชัดเจนว่า ค่าของ σ_c จะลดลงเมื่อ L/D ของตัวอย่างหินสูงขึ้น เนื่องจากตัวอย่างหินที่ L/D ต่ำ เช่น อยู่ระหว่าง 1-2 การกระจายตัวของความเค้นในเนื้อหินที่ค่อนข้างสั้นนี้ส่งผลมาจากความเค้นเฉือนที่เกิดจากความเสียดทานระหว่างแท่นกดกับผิวหินที่ปลายทั้งสองลักษณะเช่นนี้ทำให้ต้องใช้แรงกดสูงขึ้นเพื่อที่จะทำให้ตัวอย่างหินแตก ในขณะที่ตัวอย่างหินที่ค่า L/D ที่มีค่าสูงขึ้น เช่น อยู่ระหว่าง 2-3 ผลกระทบของแรงเสียดทานที่ปลายจะลดน้อยลง จึงทำให้ค่าความเค้นกดสูงสุดลดลง

Panek and Fannon (1992) ได้ทำการทดสอบแบบจุดกด การกดในแกนเดียว และการดึงแบบบราซิลเลียนโดยใช้หิน Metadiabase และหินบะซอลต์ เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างผลกระทบของขนาดและรูปร่างของตัวอย่างหินที่ใช้ในการทดสอบแบบจุดกด ตัวอย่างหินที่มีรูปร่างไม่แน่นอน (Irregular shape) มากกว่า 500 ชิ้น ได้นำมาทดสอบในภาคสนาม ความสัมพันธ์แบบ Logarithmic ได้ถูกเสนอขึ้นเพื่อนำมาอธิบายในเชิงคณิตศาสตร์เพื่อสร้างความสัมพันธ์ระหว่างดัชนีจุดกดกับขนาดและรูปร่างของตัวอย่างหิน ผลที่ได้สรุปว่าทั้งขนาดและรูปร่าง (ความกว้าง ความยาว และความสูง) ของอย่างหินจะมีผลกระทบต่อค่าความต้านแรงกดสูงสุดที่วัดและคำนวณได้ ผลกระทบนี้จะมีมากหรือน้อยเพียงใดขึ้นอยู่กับคุณลักษณะของหินแต่ละชนิด ท้ายสุด Panek and Fannon ได้แนะนำว่าการวัดค่าความต้านแรงกดและความต้านแรงดึงสูงสุดควรจะมีการทดสอบหินหลายขนาดและหลายรูปร่าง เพื่อให้รู้ถึงการเปลี่ยนแปลงของค่าคุณสมบัติเหล่านั้น

Tepnarong (2001) ได้ศึกษาและทำการทดสอบแรงกดสูงสุดในแกนเดียวของหินอ่อนสระบุรี ผลการทดสอบชี้ให้เห็นว่า ค่าของแรงกดสูงสุดในแกนเดียวลดลงเมื่อ L/D ของตัวอย่างหินมีขนาดใหญ่ขึ้น โดยได้อธิบายความสัมพันธ์อยู่ในรูปแบบของ กฎการยกกำลัง (Power law) ระหว่าง σ_c และ L/D โดยให้ข้อสังเกตอย่างหนึ่งคือ ตัวอย่างหินที่มี L/D สูงนั้นมีแนวโน้มที่จะแตกแบบ Extension Failure ในขณะที่ตัวอย่างหินที่มี L/D ต่ำ ๆ มีแนวโน้มที่จะแตกแบบความเค้นกดแบบเฉือน (Compressive Shear Failure)

ผลการทดสอบโดยทั่วไปสามารถสรุปได้ว่า เมื่อตัวอย่างหินมีขนาดที่ใหญ่ขึ้นจะส่งผลกระทบโดยตรงให้ค่าความเค้นกดสูงสุดและค่าความเค้นดึงสูงสุดมีค่าลดลง ซึ่งผลกระทบจะมีอยู่ในหินทุกชนิดไม่มากก็น้อย (Farmer, 1983; Jaeker and Cook, 1979; Goodman, 1989; Brook, 1985; Evans, 1961; Fuenkajorn and Daemen, 1986; Turk and Dearman, 1986; Tepnarong, 2001)

1.9 ผลกระทบของรูปร่างและการกระจายตัวของความเค้น

ผลกระทบของรูปร่าง (Shape effect) ของตัวอย่างหินต่อคุณสมบัติของหินมีสาเหตุหลักมาจากการกระจายตัวที่แตกต่างกันของความเค้น (Stress gradient) ในเนื้อหินที่อยู่ภายใต้การกดหรือการดึง สาเหตุสำคัญที่ทำให้เกิดความแตกต่างของความเค้นในเนื้อหินส่วนใหญ่เกิดจากรูปร่างของตัวอย่างหินที่ต่างกัน และมาจากผลกระทบของความเสียดทานระหว่างผิวของหินที่สัมผัสกับเครื่องทดสอบ ซึ่งสามารถพบได้จากการทดสอบหลายแบบ (Berenbaum and Brodie, 1959; Durelli and Parks, 1962; Jaeger and Hoskins, 1966)

Durelli and Parks (1962) ศึกษาผลกระทบของรูปร่างและรูปแบบการกระจายตัวของความเค้นในตัวอย่างหินหลาย ๆ ขนาดและรูปร่าง โดยเฉพาะการทดสอบแรงดึงหลายลักษณะประกอบไปด้วยการทดสอบแรงดึงแบบ 1) Dog-bones 2) Bending และ 3) ทรงกระบอกกลวง (กดตามเส้นผ่าศูนย์กลาง) ที่หลากหลายขนาดของเส้นผ่าศูนย์กลางทั้งด้านนอกและด้านใน ผลการทดสอบระบุว่าค่าแรงดึงที่ได้มีการแปรผันไปตามขนาดและรูปร่างของรูปแบบการกระจายตัวของความดันในตัวอย่างหิน

Tepnarong (2001) ทำการทดสอบและเปรียบเทียบผลของค่าแรงดึงสูงสุดในหินอ่อนสระบุรี โดยใช้วิธีทดสอบ 4 วิธีที่แตกต่างกัน ประกอบด้วย 1) การทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน 2) การทดสอบแรงดึงแบบวงแหวน 3) การทดสอบแรงดึงแบบกดสี่จุด และ 4) การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน ผลการทดสอบระบุอย่างชัดเจนว่าแต่ละวิธีการทดสอบให้ค่าแรงดึงสูงสุดไม่เท่ากัน ซึ่งเกิดจากผลของการกระจายตัวของความเค้นแบบดึงตามแนวการแตกที่มีรูปแบบแตกต่างกันในแต่ละการทดสอบ ผลการทดสอบพบว่า การทดสอบแบบวงแหวนให้ค่าแรงดึงที่สูงสุด ตามด้วยการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน การทดสอบแรงดึงแบบกดสี่จุด และการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน ที่มีค่าของแรงดึงลดลงตามลำดับ

บทที่ 2
การเก็บและการจัดเตรียมตัวอย่างหิน

2.1 การสำรวจพื้นที่และเก็บตัวอย่างหิน

การสำรวจและจัดเตรียมตัวอย่างหินในขั้นตอนนี้ได้มีการสำรวจพื้นที่เพื่อเลือกสรรหินที่จะนำมาใช้ในการทดสอบ 4 ชนิด คือ

1) หินอ่อน จาก ต.ซับตะเคียน อ.ชัยบาดาล จ.ลพบุรี

2) หินทราย จาก อ.ปากช่อง จ.สระบุรี

3) หินบะซอลต์ จาก ต.อิสาน อ.เมือง จ.บุรีรัมย์

4) หินแกรนิต จาก ต.แม่สลิด อ.บ้านตาก จ.ตาก

รูปที่ 2.1 แสดงตำแหน่งที่มาของตัวอย่างหินในงานวิจัยนี้ โดยได้ทำการตัดหินอ่อน หินแกรนิต และหินทราย เป็นรูปลูกบาศก์โดยบริษัทตัดหินในจังหวัดสระบุรี รูปที่ 2.2 แสดงการเลือกเก็บตัวอย่างหินบะซอลต์ที่มีขนาดประมาณ 1 ลูกบาศก์ฟุต เพื่อความสะดวกในการนำเข้าเครื่องเจาะลักษณะสำคัญของตัวอย่างหินที่จะนำมาทดสอบจะมีความเป็นเนื้อเดียวกันสูง (Homogeneous) เพื่อใช้ในการพัฒนาแนวคิดใหม่และสอบเทียบตัวแปรในทฤษฎี รวมไปถึงทำการทดสอบเพื่อตรวจสอบความแม่นยำของแนวคิดที่นำเสนอ

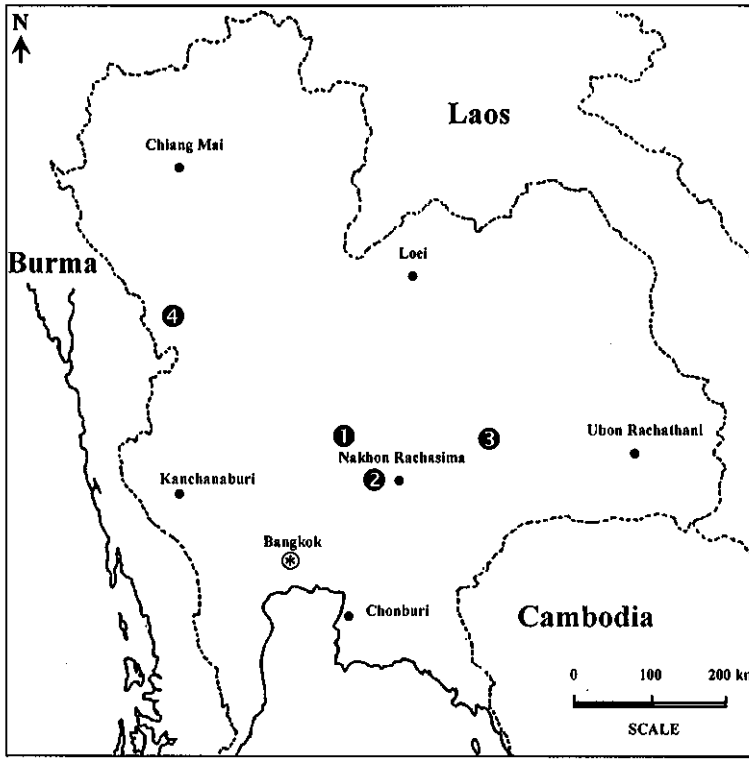
2.2 คุณลักษณะของตัวอย่างหิน

2.2.1 หินอ่อน

ตัวอย่างหินอ่อนนำมาจากเหมืองหินประดับ ต.ซับตะเคียน อ.ชัยบาดาล จ.ลพบุรี เป็นชุดหินวางตัวอยู่บริเวณขอบของที่ราบสูงโคราชซึ่งจัดอยู่ในกลุ่มหินสระบุรี (Saraburi Group) มีอายุอยู่ระหว่างตอนกลางถึงตอนต้นของยุคเพอร์เมียน เนื้อหินมีลักษณะเป็นผลึกขนาดปานกลางถึงขนาดใหญ่ ซึ่งส่วนใหญ่ประกอบไปด้วยผลึกของแร่แคลไซต์ (Calcite) ขนาดของผลึกอยู่ระหว่าง 3 ถึง 5 มิลลิเมตร มีสีขาวขุ่นและมีแถบสีเทาอ่อนแทรก

2.2.2 หินทราย

ตัวอย่างหินทรายนำมาจากเหมืองหินประดับ อ.ปากช่อง จ.นครราชสีมา จัดอยู่ในหมวดหินพระวิหาร (Phra Wihan Formation) ลักษณะทางกายภาพมีสีเทาเขียว ขนาดเม็ดละเอียดถึงเม็ดหยาบ การคัดขนาดและความมนอยู่ในเกณฑ์ดี เนื้อหินประกอบด้วยเม็ดควอรตซ์เป็นส่วนใหญ่ มีอายุอยู่ระหว่างตอนกลางของยุคจูแรสซิกถึงครีเทเชียสตอนต้น



1. หินอ่อน อ.ชัยบาดาล จ.ลพบุรี
2. หินทราย อ.ปากช่อง จ.สระบุรี
3. หินบะซอลต์ อ.เมือง จ.บุรีรัมย์
4. หินแกรนิต อ.บ้านตาก จ.ตาก

รูปที่ 2.1 ตำแหน่งที่มาของตัวอย่างหินเพื่อใช้ในการทดสอบในงานวิจัย

รูปที่ 2.2 การเลือกเก็บตัวอย่างหินบะซอลต์ ที่เหมืองหินบะซอลต์ ต.อิสาน อ.เมือง จ.บุรีรัมย์ โดยเลือกก้อนที่มีขนาดประมาณ 1 ลูกบาศก์ฟุต

2.2.3 หินบะซอลต์

ตัวอย่างหินบะซอลต์นำมาจากเหมืองหินบะซอลต์ ต.อิสาน อ.เมือง จ.บุรีรัมย์ จัดอยู่ในหินอัคนีพุมหายุคซีโนโซอิก ลักษณะของหินบะซอลต์บุรีรัมย์เป็นหินเนื้อละเอียดสีเทาถึงเทาดำ ประกอบด้วยผลึกแร่โอลิวีน ผลึกแร่แพลจิโอเคลสและผลึกแร่ไคลโนไพรอกซีนบ้างเล็กน้อย ในหินที่เนื้อละเอียดมากจะประกอบด้วยแร่แพลจิโอเคลสซึ่งมีลักษณะเป็นแท่งเล็ก ๆ มีการเรียงตัวค่อนข้างขนานกัน นอกจากนี้ยังพบแร่ไคลโนไพรอกซีน แร่โอลิวีน และแร่แมกนีไทต์ และพบผลึกของแร่อะพาไทต์อยู่ในผลึกของแร่แพลจิโอเคลส และแร่ไคลโนไพรอกซีนบ้างเล็กน้อย

2.2.4 หินแกรนิต

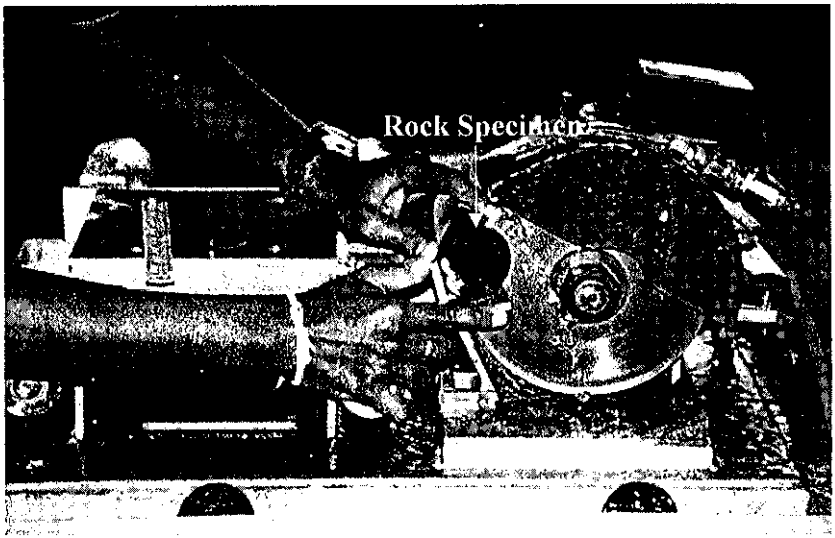
ตัวอย่างหินแกรนิตนำมาจากเหมืองหินประดับ ต.แม่สลิด อ.บ้านตาก จ.ตาก โดยเกิดเป็นมวลหินขนาดใหญ่ (Batholith) ตัดแทรกหินชั้นยุคพาลีโอโซอิกตอนบน (Upper Palaeozoic) และหินตะกอนภูเขาไฟที่ถูกปิดทับด้วยกลุ่มหินทรายชุดโคราช (Khorat Group) เนื้อหินแกรนิตประกอบด้วยแร่ต่าง ๆ ที่มีผลึกขนาดใกล้เคียงกันทั้งพวกที่มีเนื้อหยาบและเนื้อละเอียด ผลึกแร่ไม่แสดงการเรียงตัวพบเศษหินแปลกปลอม (Xenolith) ประเภทหินอัคนีสีเข้มหรือหินภูเขาไฟปนอยู่ในเนื้อหิน

2.3 การจัดเตรียมตัวอย่างหิน

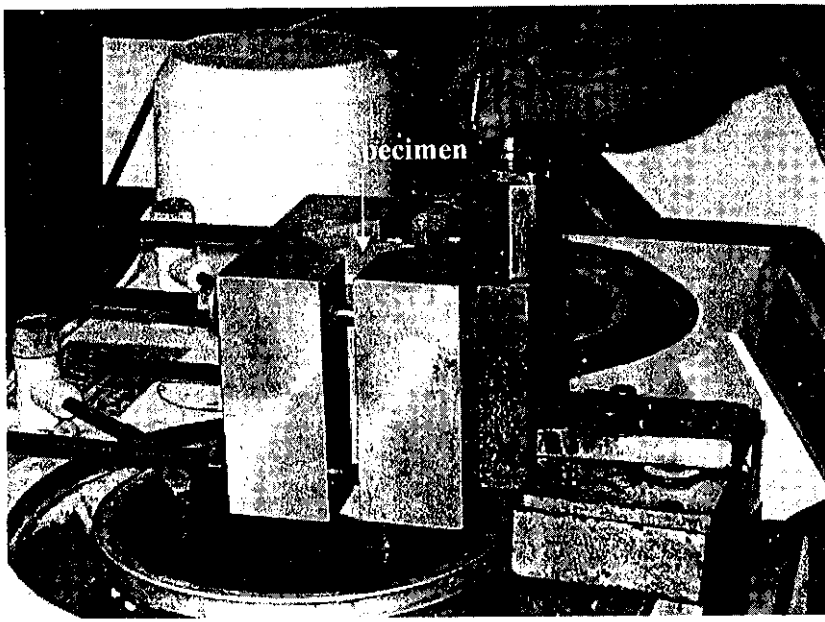
ตัวอย่างหินทั้ง 4 ชนิด ได้นำมาจัดเตรียมในห้องปฏิบัติการเพื่อการทดสอบทางด้านกลศาสตร์โดยมีกระบวนการหลัก 3 ขั้นตอนคือ การเจาะเป็นแท่งทรงกระบอก การตัดปลายทั้งสองด้านให้เรียบ และการฝนผิวตัดทรงกระบอกให้เรียบตั้งฉากกับแนวแกนและขนานกัน ดังแสดงในรูปที่ 2.3 ถึง รูปที่ 2.5 เพื่อให้เป็นไปตามข้อกำหนดมาตรฐานของ ASTM D4543 และข้อกำหนดของ ISRM โดยขนาดและจำนวนของตัวอย่างหินที่จัดเตรียมสำหรับการทดสอบคุณสมบัติกลศาสตร์พื้นฐานแสดงไว้ในตารางที่ 2.1 และรูปที่ 2.6 แสดงตัวอย่างบางส่วนของหินทั้ง 4 ชนิดที่ถูกจัดเตรียมเพื่อการทดสอบแรงกดสูงสุดในแกนเดียวและเพื่อวัดค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น

ตัวอย่างหินที่ใช้สำหรับการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น ได้ดำเนินการเตรียมตัวอย่างหินเป็นรูปแผ่นกลม (Circular disk) โดยมีขนาดของตัวอย่างแต่ละชนิดต่างกัน ความหนาของตัวอย่างหินจะแปรผันจาก 1 ถึง 3 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางหัวกด โดยจะทดสอบที่อัตราส่วนของความหนาตัวอย่างหินต่อขนาดหัวกด (t/d) ต่างกัน และทำการทดสอบอย่างน้อย 5 ตัวอย่าง ในแต่ละขนาด (ตารางที่ 2.2)

รูปที่ 2.3 ก้อนหินตัวอย่างของหินบะซอลต์ถูกเจาะด้วยเครื่องเจาะหินในห้องปฏิบัติการ



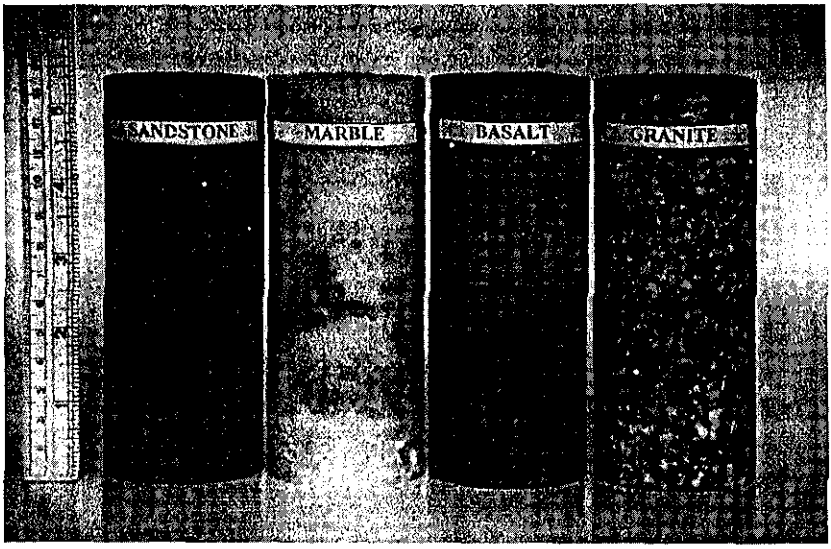
รูปที่ 2.4 แท่งทรงกระบอกของหินตัวอย่างถูกตัดเพื่อให้ได้ความยาวที่เหมาะสมสำหรับการทดสอบแต่ละชนิด



รูปที่ 2.5 ตัวอย่างหินที่นำมาฝนปลายทั้งสองข้างให้เรียบและขนานกันตามที่กำหนดไว้ใน มาตรฐาน ASTM D4543

ตารางที่ 2.1 ขนาดและจำนวนของตัวอย่างหินที่จัดเตรียมตามมาตราฐาน ASTM และ ISRM สำหรับการทดสอบการทดสอบคุณสมบัติกลศาสตร์พื้นฐานวิธีต่าง ๆ ต่อ 1 ชนิดหิน

Methods	L/D ratio	Nominal Diameter (mm)	Nominal Length (mm)	Number of Specimens
1) Uniaxial Compressive Strength Test and Elastic Modulus Measurement	2.5	54	135	10
2) Triaxial Compressive Strength Test	2.0	54	108	10
3) Brazilian Tensile Strength Test	0.5	54	27	10
4) Point Load Strength Index Test	1.0	54	54	10



รูปที่ 2.6 แท่งตัวอย่างหินรูปทรงกระบอกขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2 นิ้ว ของหินทราย หินอ่อน หินบะซอลต์ และหินแกรนิต ที่จัดเตรียมตามมาตราฐานเพื่อการทดสอบแรงกดสูงสุดในแกนเดียวและวัดค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น

ตารางที่ 2.2 ขนาดและจำนวนของตัวอย่างหินที่จัดเตรียมสำหรับการทดสอบการทดสอบจุดกด แบบปรับเปลี่ยน

Modified Point Load Test for	Nominal t/d Ratio	Nominal D/d Ratio	Number of Specimens
1) Elastic Modulus	2	2	5
	3	2	5
	5	2	5
	2	5	5
	3	5	5
	5	5	5
	2	10	5
	3	10	5
	5	10	5
2) Triaxial Compressive Strength	2.5	2	5
	2.5	3	5
	2.5	5	5
	2.5	10	5
	2.5	15	5
	2.5	20	5

สำหรับตัวอย่างหินเพื่อการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าแรงกดสูงสุดในสามแกน ใช้ตัวอย่างหินรูปแผ่นกลมเช่นเดียวกับการทดสอบเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นซึ่งจะผันแปรอัตราส่วนความกว้างหรือเส้นผ่าศูนย์กลาง (D) จาก 1 นิ้ว ไปถึง 4 นิ้ว โดยมีอัตราส่วนความหนาของตัวอย่างหินต่อขนาดหัวกด (t/d) คงที่ดังตารางที่ 2.2

ขบวนการจัดเตรียมตัวอย่างหินนี้ได้ดำเนินการควบคู่ไปกับการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เพื่อที่จะได้มีการปรับเปลี่ยนและปรับปรุงรูปแบบของตัวอย่างหินให้สอดคล้องกับผลที่ได้จากการทดสอบ

บทที่ 3
การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

การทดสอบในห้องปฏิบัติการมีวัตถุประสงค์เพื่อสร้างฐานข้อมูลที่เกี่ยวกับคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของตัวอย่างหิน และเพื่อสอบทานผลที่ได้จากการทดสอบ งานวิจัยนี้ได้แบ่งการทดสอบทั้งหมดออกเป็น 2 กลุ่มใหญ่ ๆ คือ

1) การทดสอบคุณสมบัติกลศาสตร์พื้นฐาน

2) การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

การทดสอบทั้ง 2 กลุ่ม ใช้ตัวอย่างหิน 4 ชนิด ประกอบด้วย หินอ่อน หินทราย หินบะซอลต์ และหินแกรนิต ผลที่ได้จะนำไปสร้างทฤษฎีใหม่และขั้นตอนที่เหมาะสมในการทดสอบแบบใหม่ (การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน)

3.1 การทดสอบคุณสมบัติกลศาสตร์พื้นฐาน

การทดสอบในกลุ่มนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อสร้างฐานข้อมูลเชิงกลศาสตร์ของตัวอย่างหินตามมาตรฐานสากล ASTM และข้อแนะนำของ ISRM การทดสอบในกลุ่มนี้จะประกอบด้วย การทดสอบแรงกดสูงสุดในแกนเดียวและการวัดค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น การทดสอบแรงกดในสามแกน การทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน และการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม

3.1.1 การทดสอบแรงกดในแกนเดียวและการวัดค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น

การทดสอบแรงกดในแกนเดียวและการวัดค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น (Uniaxial compression test and elastic modulus measurement) มีวัตถุประสงค์เพื่อหาความต้านแรงกดสูงสุดในแกนเดียวของตัวอย่างหิน และหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของตัวอย่างหิน ซึ่งเป็นคุณสมบัติพื้นฐานของหินที่ใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบโดยทั่วไป การทดสอบได้ปฏิบัติตามข้อกำหนดมาตรฐานสากล ASTM D2938, D3148 และข้อแนะนำของ ISRM (Brown, 1981)

การทดสอบนี้ตัวอย่างหินจะถูกกดด้วยเครื่องกดตามแนวแกนของทรงกระบอก ทุกตัวอย่างจะถูกกดด้วยอัตราเท่ากัน (Constant loading rate) และจะถูกกดให้แตกภายใน 5-10 นาที โดยเครื่องทดสอบ ELE-ADR2000 ซึ่งมีความสามารถในการกดสูงสุด เท่ากับ 2000 kN

ระหว่างทำการทดสอบจะมีการบันทึกค่าแรงกดและปริมาณการยุบตัวของตัวอย่างหินอย่างต่อเนื่อง พร้อมทั้งสังเกตลักษณะการร้าวและการแตกของตัวอย่างหิน ผลที่ได้นำเสนอในรูปแผนภูมิระหว่างค่าความเค้นกับความเครียดเพื่อหาความสัมพันธ์เชิงเส้น ซึ่งการคำนวณจะเป็นไปตามสมการ

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

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

โดยที่ σ_{axial} คือ ความเค้นในแนวแกน P คือ แรงกดในแนวแกน A คือ พื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างหิน ε_{axial} คือ ความเครียดในแนวแกน ΔL คือ การเปลี่ยนแปลงความยาวของตัวอย่างหินในขณะที่แรงกดสูงขึ้น และ L คือ ความยาวทั้งหมดของตัวอย่างหินก่อนการกด ถ้าค่าแรงกดในแนวแกนสูงสุดที่จุดวิบัติหรือจุดแตกของหินเท่ากับ P_f ค่าความเค้นสูงสุดในแกนเดียว σ_c (Uniaxial compressive strength) จะคำนวณได้จาก

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

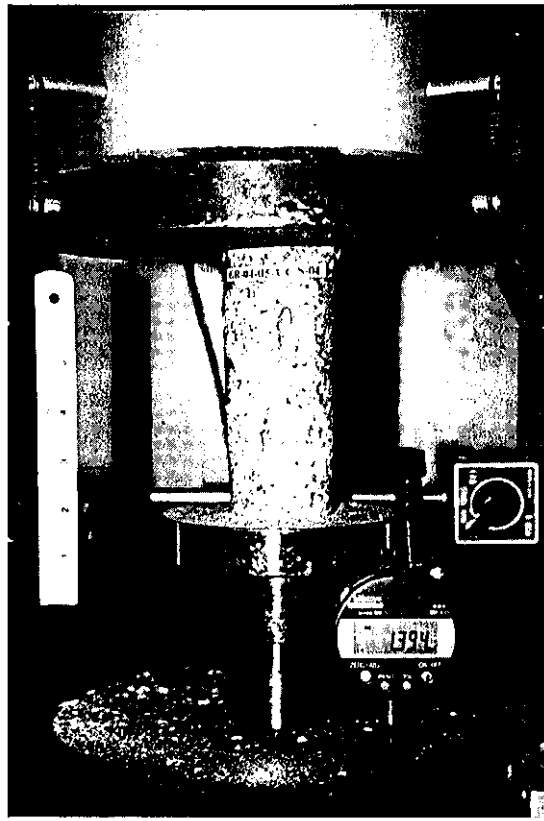
และค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น (Young's modulus, E) สามารถคำนวณได้จาก

$$E = \frac{\Delta\sigma_{axial}}{\Delta\varepsilon_{axial}} \quad (3.4)$$

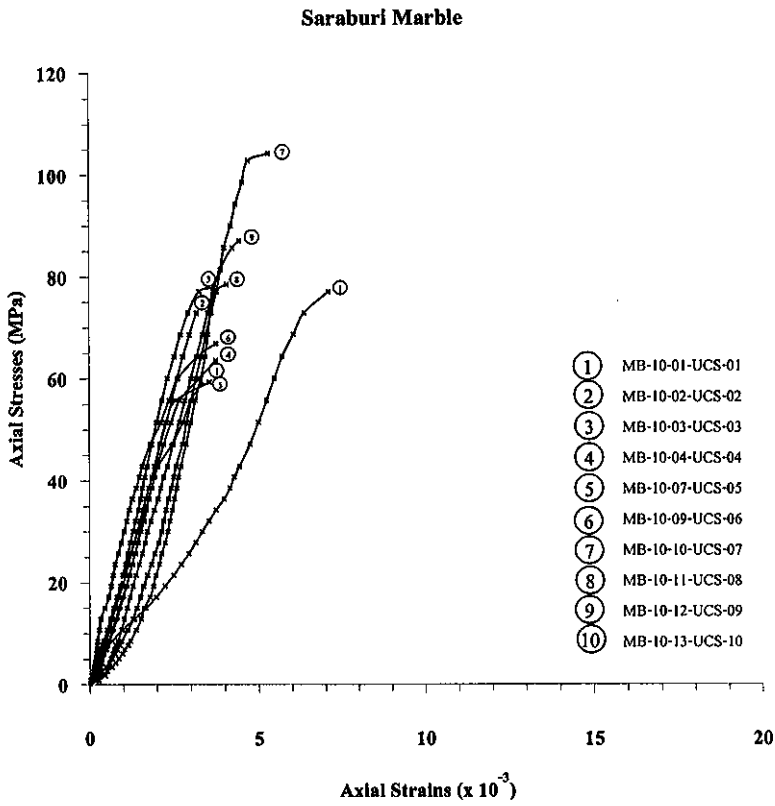
โดยที่ $\Delta\sigma_{axial}$ คือ ค่าของความเค้นที่เปลี่ยนแปลงตามแนวแกน และ $\Delta\varepsilon_{axial}$ คือ ค่าของความเครียดที่เปลี่ยนแปลงในแนวแกนที่สัมพันธ์กับการเปลี่ยนแปลงของความเค้น โดยค่าทั้งสองจะวัดได้จากเส้นสัมผัสที่จุด 50% ของความเค้นกดสูงสุด

ผลการทดสอบระบุว่าลักษณะการวิบัติมีทั้งแนวการแตกวางตัวในแนวขนานกับแนวแกนของตัวอย่าง (Extension failure) และการแตกตามแนวเฉือนที่มีความเค้นสูงสุดแนวเดียว (Shear failure) ซึ่งจะทำมุมเอียงอยู่กับแกนของตัวอย่างหิน รูปที่ 3.1 แสดงตัวอย่างหินแกรนิตที่เกิดการวิบัติหลังจากการทดสอบด้วยแรงกดในแกนเดียว รูปที่ 3.2 ถึงรูปที่ 3.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดตามแนวแกนของหินอ่อน หินทราย หินบะซอลต์ และหินแกรนิตที่วัดได้จากการทดสอบแรงกดในแกนเดียวตามลำดับ

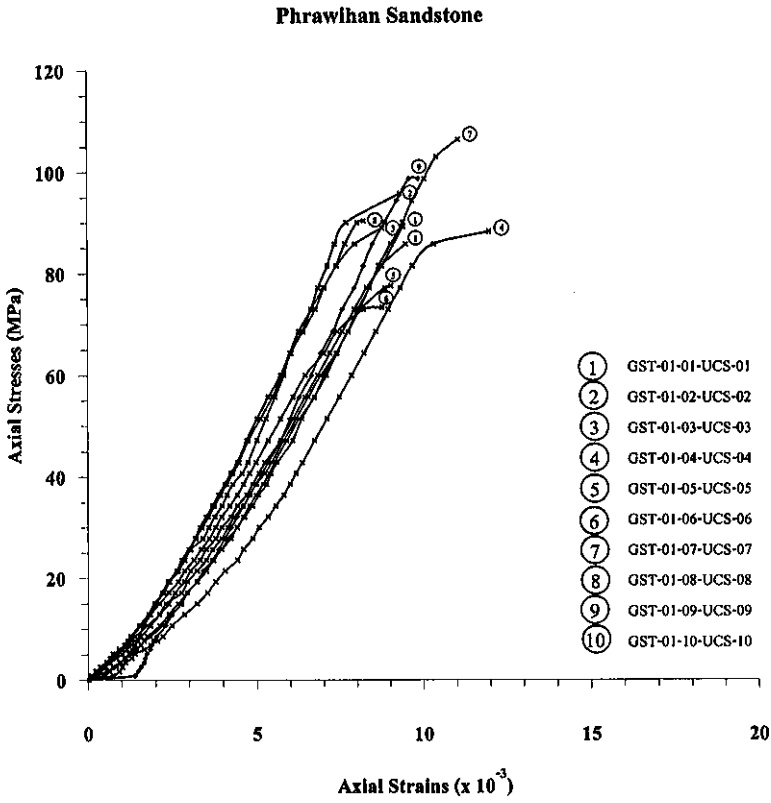
ผลที่ได้จากการทดสอบการกดในแกนเดียวของของหินทั้ง 4 ชนิดพบว่าค่ากำลังต้านแรงกดสูงสุดมีค่าเฉลี่ยและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 76.4 ± 12.8 MPa สำหรับหินอ่อน 87.7 ± 9.3 MPa สำหรับหินทราย 155.3 ± 42.1 MPa สำหรับหินบะซอลต์ และ 117.3 ± 19.5 MPa สำหรับหินแกรนิต โดยค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นมีค่าเฉลี่ยและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 25.1 ± 5.1 GPa สำหรับหินอ่อน 11.5 ± 1.4 GPa สำหรับหินทราย 20.7 ± 5.2 GPa สำหรับหินบะซอลต์ และ 25.7 ± 5.5 GPa สำหรับหินแกรนิต ตารางที่ 3.1 ถึง 3.4 แสดงผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวและการวัดค่าสัมประสิมธิ์ความยืดหยุ่นของหินอ่อน หินทราย หินบะซอลต์ และหินแกรนิต ตามลำดับ ตารางที่ 3.5 สรุปผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวและการวัดค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นสำหรับหินทั้ง 4 ชนิด



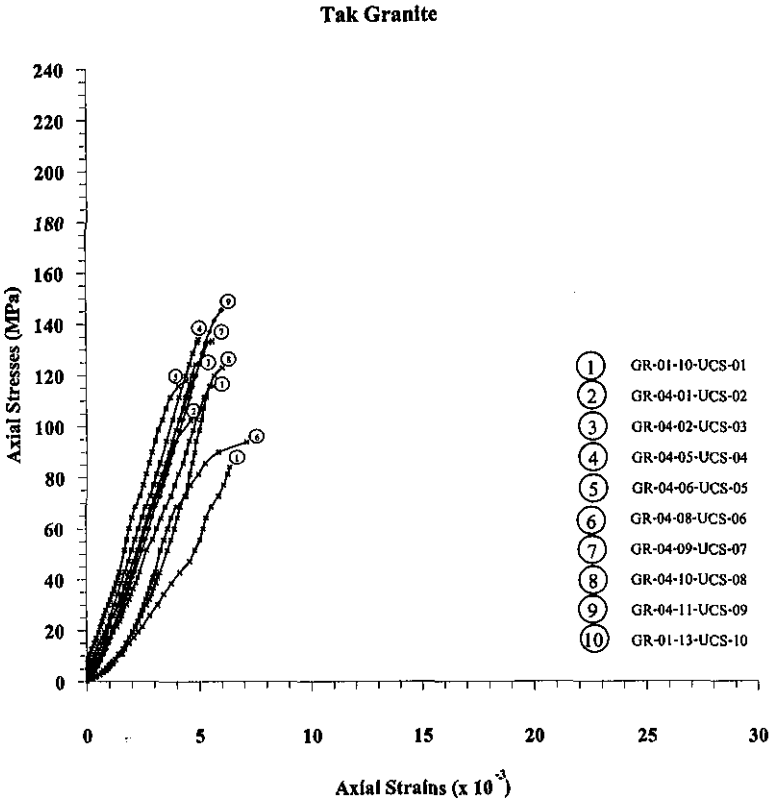
รูปที่ 3.1 ตัวอย่างของหินแกรนิตมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 54.3 มิลลิเมตร และ L/D = 2.5 ถูกกด ตามแนวแกนจนแตกแบบ Extension Failure



รูปที่ 3.2 ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดจากการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของหินอ่อน



รูปที่ 3.3 ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดจากการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของหินทราย



รูปที่ 3.5 ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดจากการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของหินแกรนิต

ตารางที่ 3.1 ผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวและการวัดค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM ของหินอ่อน (L/D ratio = 2.5)

Specimen Number	Diameter (mm)	Length (mm)	Density (g/cc)	Uniaxial Compressive Strength, σ_C (MPa)	Tangential Elastic Modulus, E_T (GPa)
MB-10-01-UCS-01	53.43	138.94	2.75	77.0	12.4
MB-10-02-UCS-02	53.42	138.85	2.74	72.9	27.3
MB-10-03-UCS-03	53.41	138.67	2.74	77.9	29.8
MB-10-04-UCS-04	53.42	138.53	2.75	63.5	25.2
MB-10-07-UCS-05	53.41	137.75	2.74	77.0	23.5
MB-10-09-UCS-06	53.39	138.93	2.74	66.9	23.7
MB-10-10-UCS-07	53.35	136.32	2.76	104.3	29.5
MB-10-11-UCS-08	53.38	138.88	2.75	78.5	28.8
MB-10-12-UCS-09	53.47	138.50	2.75	87.0	22.7
MB-10-13-UCS-10	53.37	136.95	2.75	59.0	28.1
Mean			**2.75**	**76.4**	**25.1**
Standard Deviation			**0.01**	**12.8**	**5.1**

ตารางที่ 3.2 ผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวและการวัดค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM ของหินทราย (L/D ratio = 2.5)

Specimen Number	Diameter (mm)	Length (mm)	Density (g/cc)	Uniaxial Compressive Strength, σ_C (MPa)	Tangential Elastic Modulus, E_T (GPa)
GST-01-01-UCS-01	53.38	137.82	2.62	89.2	10.3
GST-01-02-UCS-02	53.40	141.98	2.62	95.7	14.5
GST-01-03-UCS-03	53.40	139.08	2.61	88.9	11.1
GST-01-04-UCS-04	53.42	138.93	2.60	81.1	9.8
GST-01-05-UCS-05	53.38	138.20	2.63	77.5	10.4
GST-01-06-UCS-06	53.40	138.38	2.63	73.3	10.4
GST-01-07-UCS-07	53.40	136.52	2.63	106.3	11.7
GST-01-08-UCS-08	53.42	137.27	2.63	90.3	12.6
GST-01-09-UCS-09	53.33	138.32	2.63	89.2	12.8
GST-01-10-UCS-10	53.40	138.08	2.63	85.7	11.4
Mean			**2.62**	**87.7**	**11.5**
Standard Deviation			**0.01**	**9.32**	**1.4**

ตารางที่ 3.3 ผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวและการวัดค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM ของหินบะซอลต์ (L/D ratio = 2.5)

Specimen Number	Diameter (mm)	Length (mm)	Density (g/cc)	Uniaxial Compressive Strength, σ_C (MPa)	Tangential Elastic Modulus, E_T (GPa)
BA-11-05-UCS-01	53.43	138.28	2.84	86.8	18.9
BA-01-02-UCS-02	53.43	137.27	2.82	169.2	25.5
BA-12-03-UCS-03	53.59	137.35	2.82	151.3	21.0
BA-12-02-UCS-04	53.50	138.50	2.80	164.1	20.0
BA-11-08-UCS-05	53.53	137.83	2.81	151.3	9.5
BA-14-01-UCS-06	53.45	138.33	2.82	154.3	22.6
BA-12-01-UCS-07	53.44	137.24	2.78	81.4	15.1
BA-03-04-UCS-08	53.49	136.60	2.84	196.5	26.7
BA-17-04-UCS-09	53.47	136.71	2.84	195.4	24.2
BA-14-04-UCS-10	53.45	137.14	2.82	202.5	24.1
Mean			**2.82**	**155.3**	**20.8**
Standard Deviation			**0.02**	**42.2**	**5.2**

ตารางที่ 3.4 ผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวและการวัดค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM ของหินแกรนิต (L/D ratio = 2.5)

Specimen Number	Diameter (mm)	Length (mm)	Density (g/cc)	Uniaxial Compressive Strength, σ_C (MPa)	Tangential Elastic Modulus, E_T (GPa)
GR-01-10-UCS-01	53.67	137.50	2.67	82.4	11.7
GR-04-01-UCS-02	53.68	137.87	2.68	102.5	23.9
GR-04-02-UCS-03	53.73	137.73	2.68	124.7	28.7
GR-04-05-UCS-04	53.67	137.67	2.68	134.1	27.6
GR-04-06-UCS-05	53.63	137.77	2.69	117.9	32.5
GR-04-08-UCS-06	53.69	137.73	2.68	93.8	26.3
GR-04-09-UCS-07	53.70	137.57	2.67	133.4	26.8
GR-04-10-UCS-08	53.68	137.71	2.67	122.8	23.8
GR-04-11-UCS-09	53.64	138.10	2.68	145.5	28.2
GR-01-13-UCS-10	53.63	138.31	2.68	115.8	27.8
Mean			**2.68**	**117.3**	**25.7**
Standard Deviation			**0.01**	**19.48**	**5.5**

3.1.2 การทดสอบแรงกดในสามแกน

การทดสอบแรงกดในสามแกน (Triaxial compression test) มีวัตถุประสงค์เพื่อหาความต้านแรงกดสูงสุดของตัวอย่างหินภายใต้ความดันล้อมรอบคงที่ (Constant confining pressure) แล้วนำผลไปคำนวณหาค่าคงที่หรือตัวแปรที่สัมพันธ์กับการวิบัติของหิน เครื่องมือที่ใช้ทดสอบประกอบด้วยเครื่องกดในแนวแกน ได้แก่ เครื่องกดทดสอบรุ่น SBEL PLT-75 ปั๊มไฮโดรลิคสำหรับให้ความดันล้อมรอบแบบมือโยก และหม้อความดัน Hoek-Franklin Cell (Hoek and Franklin, 1968) (รูปที่ 3.6)

แผนภูมิที่ได้จากผลการทดสอบของตัวอย่างหินแต่ละชนิดแสดงไว้ในรูปที่ 3.7 ถึง รูปที่ 3.10 ตามลำดับ ซึ่งเป็นการนำค่าความเค้นในแนวแกนและความเค้นรองมาคำนวณและลงจุดในความสัมพันธ์ของ Mean stress กับ Octahedral shear stress ตารางที่ 3.6 ถึงตารางที่ 3.9 แสดงผลการทดสอบของตัวอย่างหินอ่อนเพื่อใช้เป็นกฎเกณฑ์สำหรับการเปรียบเทียบกับการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนต่อไป

การทดสอบแรงกดในสามแกนได้ปฏิบัติตามมาตรฐาน ASTM D2664 และข้อแนะนำของ ISRM (Brown, 1981) โดยให้ความดันคงที่ล้อมรอบผิวด้านข้างหรือความเค้นรอง (σ_3) ของตัวอย่างหิน ซึ่งกรณีนี้ความเค้นรอง $\sigma_3 = \sigma_2$ จากนั้นจึงทำการกดตัวอย่างหินในแนวแกนจนกระทั่งถึงจุดวิบัติ (Failure) ซึ่งจะได้ค่าความต้านแรงกดในแนวแกน (σ_1)

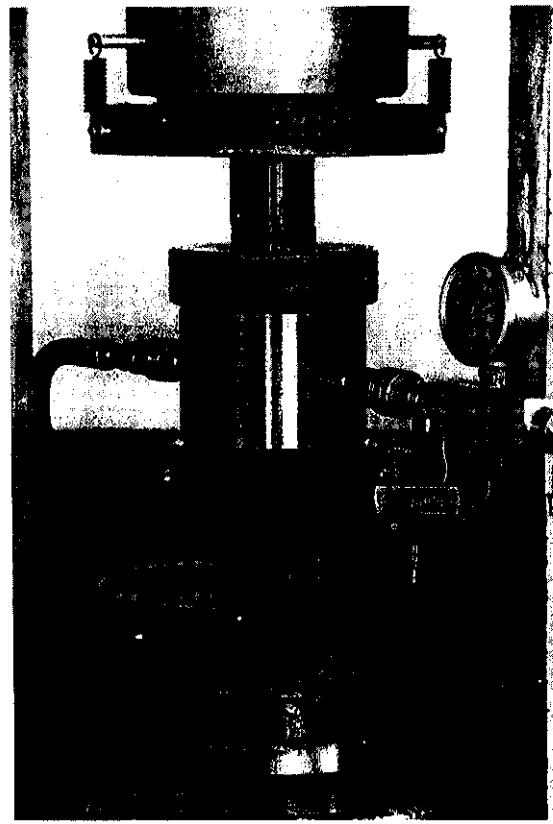
3.1.3 การทดสอบความต้านแรงดึงแบบบราซิลเลียน

การทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน มีจุดประสงค์เพื่อหาแรงดึงสูงสุดของตัวอย่างหิน วิธีการเตรียมจะปฏิบัติตามมาตรฐานสากล ASTM D3967 และข้อแนะนำของ ISRM (Brown, 1981) วิธีการทดสอบใช้เครื่องกดทดสอบรุ่น SBEL PLT-75 โดยทำการกดในแนวเส้นผ่าศูนย์กลาง (รูปที่ 3.11) ด้วยอัตราการกดคงที่เท่ากับ 0.5 MPa/s และจะกดจนกระทั่งตัวอย่างหินแตกและแยกออกจากกัน ค่าแรงกดสูงสุดที่ได้นำมาคำนวณเป็นค่าแรงดึงแบบบราซิลเลียน ซึ่งสามารถคำนวณได้ตามสมการ (ASTM D3967)

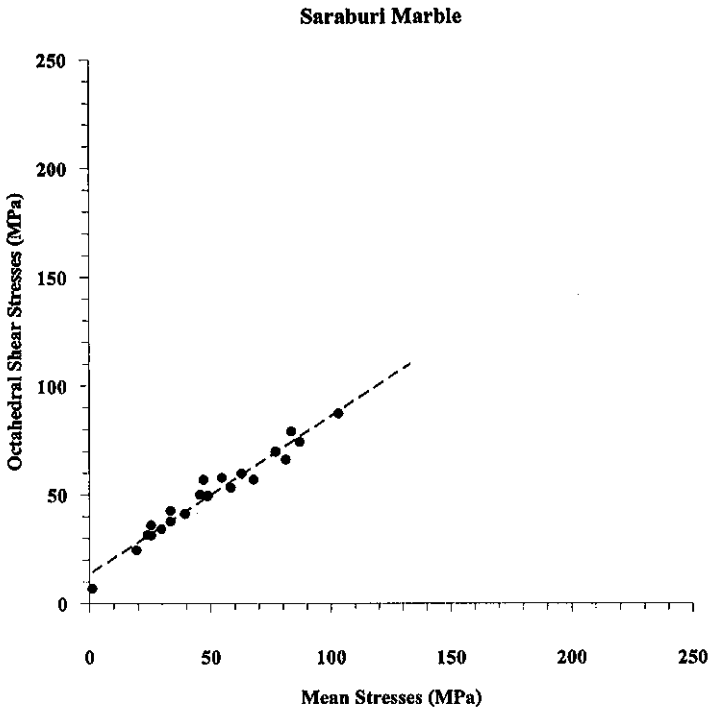
$$\sigma_B = 2\,P_f / \pi DL \qquad (3.5)$$

โดยที่ σ_B คือ แรงดึงแบบบราซิลเลียน P_f คือ แรงกดสูงสุดที่จุดวิบัติ D คือ ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง *ตัวอย่างหิน และ L คือ ความหนาของตัวอย่างหิน*

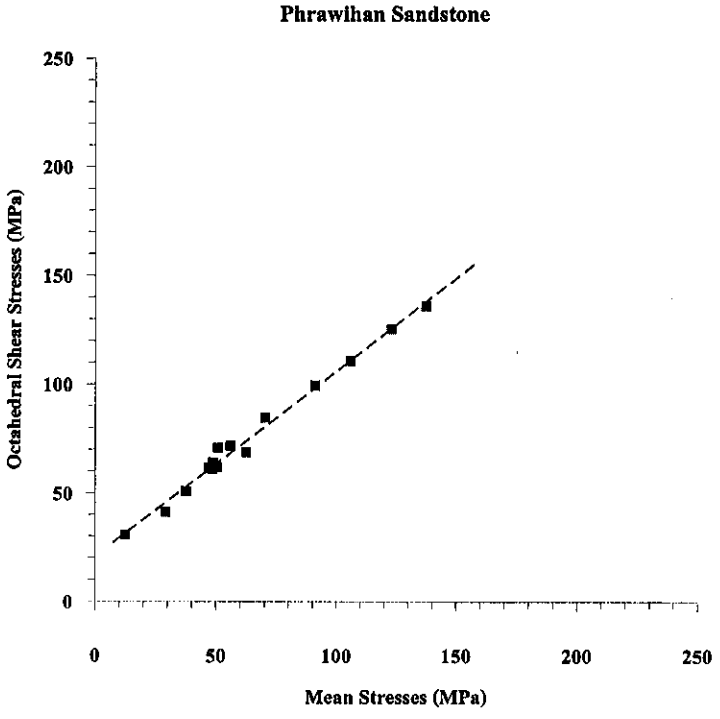
ผลการทดสอบระบุว่าตัวอย่างหินทั้ง 4 ชนิด มีการแตกในแนวเส้นผ่าศูนย์กลาง (รูปที่ 3.12) ผลการทดสอบตัวอย่างหินทั้ง 4 ชนิดได้สรุปไว้ในตารางที่ 3.10 ค่ากำลังต้านแรงดึงสูงสุดแบบบราซิลเลียนมีค่าเฉลี่ยและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 3.6 ± 0.8 MPa สำหรับหินอ่อน 9.2 ± 0.9



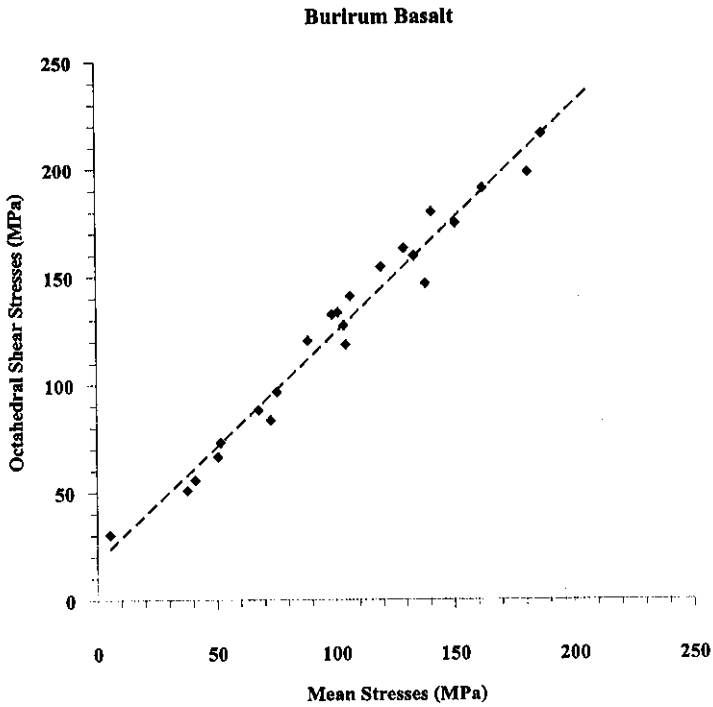
รูปที่ 3.6 หม้อความดัน Hoek-Franklin Cell สำหรับการทดสอบแรงกดในสามแกน (Hoek and Franklin, 1968)



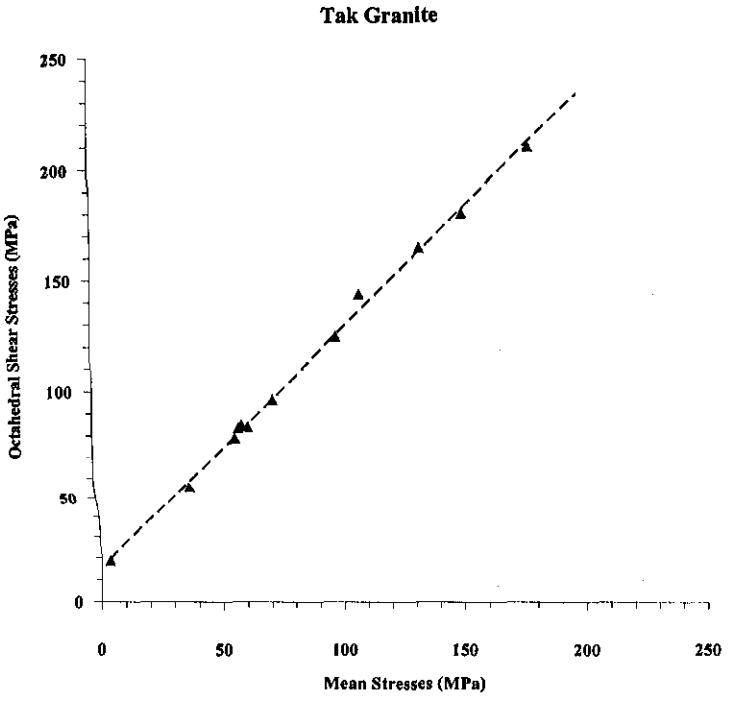
รูปที่ 3.7 แผนภูมิตัวแปรการวิบัติของหินอ่อนภายใต้สภาวะแรงกดในสามแกนโดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง Octahedral Shear Stress และ Mean Stress รวมทั้งผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียว และผลการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน สำหรับนำมาประกอบในการคำนวณ



รูปที่ 3.8 แผนภูมิตัวแปรการวิบัติของหินทรายภายใต้สภาวะแรงกดในสามแกนโดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง Octahedral Shear Stress และ Mean Stress รวมทั้งผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียว และผลการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน สำหรับนำมาประกอบในการคำนวณ



รูปที่ 3.9 แผนภูมิตัวแปรการวิบัติของหินบะซอลต์ภายใต้สภาวะแรงกดในสามแกนโดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง Octahedral Shear Stress และ Mean Stress รวมทั้งผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียว และผลการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน สำหรับนำมาประกอบในการคำนวณ



รูปที่ 3.10 แผนภูมิตัวแปรการวิบัติของหินแกรนิตภายใต้สภาวะแรงกดในสามแกนโดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง Octahedral Shear Stress และ Mean Stress รวมทั้งผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียว และผลการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน สำหรับนำมาประกอบในการคำนวณ

ตารางที่ 3.6 ผลการทดสอบแรงกดในสามแกนตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM ของหินอ่อน (L/D ratio = 2.0)

Specimen Number	Diameter (mm)	Length (mm)	Density (g/cc)	Constant Confining Pressures, σ_3 (MPa)	Axial Failure Stresses, σ_1 (MPa)	Octahedral Shear Stresses, τ_{oct} (MPa)	Mean Stresses, σ_m (MPa)
MB-10-05-TR-01	53.43	113.10	2.73	2.1	54.0	24.5	19.4
MB-10-06-TR-02	53.45	109.68	2.73	3.4	69.7	31.3	25.5
MB-11-13-TR-03	53.51	111.30	2.71	5.5	78.0	34.1	29.7
MB-11-14-TR-04	53.46	110.96	2.71	6.9	86.7	37.6	33.5
MB-11-15-TR-05	53.42	111.37	2.71	10.3	97.6	41.1	39.4
MB-12-01-TR-06	53.44	112.07	2.73	13.8	119.2	49.7	48.9
MB-12-02-TR-07	53.46	110.54	2.73	20.7	147.2	59.6	62.9
MB-12-03-TR-08	53.45	112.53	2.72	27.6	148.2	56.9	67.8
MB-12-10-TR-10	53.47	111.56	2.73	41.4	226.5	87.3	103.1
MB-12-05-TR-11	53.45	111.50	2.72	13.8	118.0	49.1	48.5
MB-12-05-TR-12	53.47	110.62	2.72	27.6	195.2	79.0	83.5
MB-12-10-TR-13	53.44	110.11	2.73	34.5	174.6	66.0	81.2
MB-12-11-TR-14	53.45	111.20	2.71	1.7	68.7	31.6	24.0
MB-12-12-TR-15	53.46	110.80	2.72	3.4	93.8	42.6	33.6
MB-16-02-TR-16	53.44	111.10	2.73	6.9	127.5	56.8	47.1
MB-16-03-TR-17	53.45	111.34	2.73	10.3	116.2	49.9	45.6
MB-16-04-TR-18	53.47	110.78	2.73	13.8	136.3	57.7	54.6
MB-16-05-TR-19	53.47	110.88	2.71	20.7	133.6	53.2	58.3
MB-16-06-TR-20	53.51	111.14	2.72	27.6	175.6	69.8	76.9
MB-16-07-TR-21	53.48	110.46	2.72	34.5	191.9	74.2	87.0

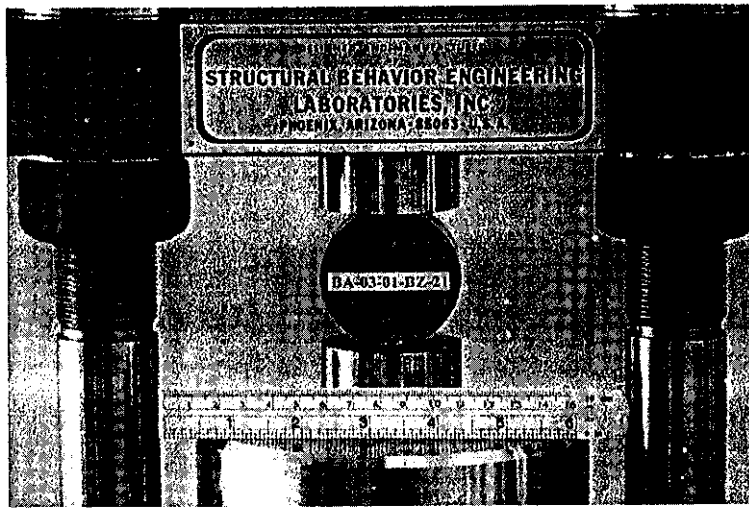
ตารางที่ 3.8 ผลการทดสอบแรงกดในสามแกนตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM ของหินบะซอลต์

(L/D ratio = 2.0)

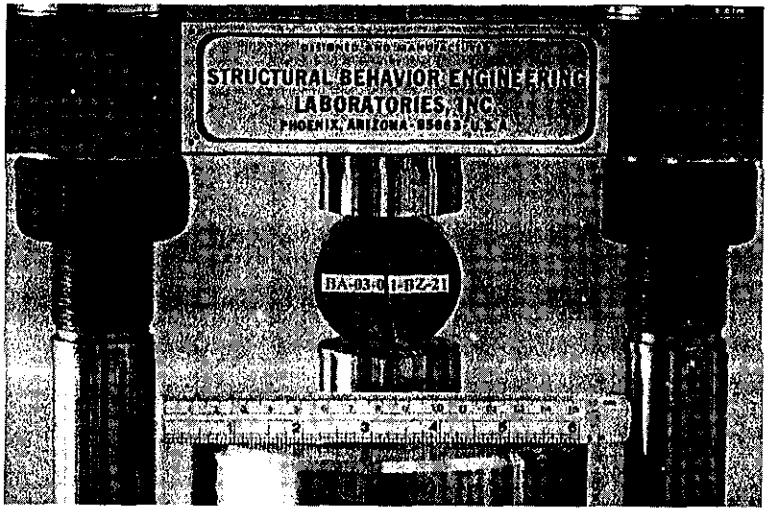
Specimen Number	Diameter (mm)	Length (mm)	Density (g/cc)	Constant Confining Pressures, σ_3 (MPa)	Axial Failure Stresses, σ_1 MPa)	Octahedral Shear Stresses, τ_{oct} (MPa)	Mean Stresses, σ_m (MPa)
BA-03-01-TR-01	53.39	110.43	2.83	1.7	109.8	50.9	37.7
BA-11-01-TR-02	53.38	110.21	2.82	3.5	144.6	66.5	50.5
BA-13-01-TR-03	53.37	111.00	2.84	20.7	272.0	118.5	104.5
BA-13-03-TR-04	53.40	110.28	2.82	13.8	190.9	83.5	72.8
BA-13-04-TR-05	53.38	110.52	2.83	27.6	397.8	174.5	151.0
BA-13-05-TR-06	53.41	110.48	2.84	6.9	212.2	96.8	75.3
BA-13-06-TR-07	53.43	111.96	2.84	5.2	192.5	88.3	67.6
BA-13-07-TR-08	53.41	110.68	2.84	41.4	461.7	198.1	181.5
BA-13-08-TR-09	53.35	111.73	2.83	34.5	346.0	146.8	138.3
BA-13-10-TR-10	53.41	111.54	2.83	13.8	359.8	163.1	129.1
BA-13-02-TR-11	53.39	109.57	2.83	1.7	119.8	55.7	41.1
BA-02-05-TR-12	53.85	110.59	2.81	6.9	289.8	133.4	101.2
BA-02-04-TR-13	53.70	111.42	2.78	3.5	258.7	120.3	88.5
BA-05-03-TR-14	53.52	111.78	2.78	5.2	285.9	132.3	98.7
BA-09-01-TR-15	53.49	110.78	2.82	6.9	305.6	140.8	106.5
BA-09-03-TR-16	53.46	111.34	2.78	10.3	338.1	154.5	119.6
BA-09-02-TR-17	53.45	111.28	2.83	13.8	395.4	179.9	141.0
BA-05-03-TR-18	53.48	111.48	2.81	20.7	359.3	159.6	133.6
BA-09-03-TR-19	53.46	110.52	2.83	27.6	432.6	190.9	162.6
BA-09-04-TR-20	53.49	110.70	2.83	34.5	492.9	216.1	187.3
BA-02-05-TR-21	53.72	110.24	2.81	13.8	283.9	127.3	103.8

ตารางที่ 3.9 ผลการทดสอบแรงกดในสามแกนตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM ของหินแกรนิต (L/D ratio = 2.0)

Specimen Number	Diameter (mm)	Length (mm)	Density (g/cc)	Constant Confining Pressures, σ_3 (MPa)	Axial Failure Stresses, σ_1 MPa)	Octahedral Shear Stresses, τ_{oct} (MPa)	Mean Stresses, σ_m (MPa)
GR-01-09-TR-01	53.78	111.97	2.66	1.7	177.1	82.7	60.2
GR-02-01-TR-02	53.68	110.13	2.68	3.4	168.6	77.9	58.5
GR-02-02-TR-03	53.73	110.93	2.67	5.2	181.8	83.3	64.0
GR-02-03-TR-04	53.83	109.33	2.67	6.9	209.0	95.3	74.3
GR-02-04-TR-05	53.48	109.20	2.68	13.8	275.7	123.5	101.1
GR-02-06-TR-06	53.83	109.30	2.68	10.3	312.5	142.4	111.1
GR-02-07-TR-07	53.53	108.70	2.67	20.7	366.6	163.1	136.0
GR-02-08-TR-08	53.92	109.50	2.66	27.6	406.1	178.4	153.8
GR-02-09-TR-09	53.78	109.00	2.69	34.5	476.6	208.4	181.9
GR-05-07-TR-10	53.93	110.00	2.67	1.7	180.4	84.2	61.3



รูปที่ 3.11 การทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน หินบะซอลต์ถูกกดในแนวเส้นผ่าศูนย์กลาง



รูปที่ 3.12 ตัวอย่างหินปะชอลต์เกิดการวิบัติจากการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน

ตารางที่ 3.10 ผลการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียนตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM สำหรับหิน ทั้ง 4 ชนิด (L/D ratio = 0.5)

Rock Type	Average Diameter (mm)	Average Length (mm)	Average Density (g/cc)	Number of Samples	Brazilian Tensile Strength, σ_B (MPa)
Saraburi Marble	22.43	11.19	2.64	10	5.1 ± 1.2
	38.51	19.07	2.65	10	4.9 ± 1.0
	53.96	27.48	2.65	10	3.6 ± 0.8
	67.39	34.09	2.66	10	3.6 ± 0.8
Phrawihan Sandstone	38.15	21.34	2.57	10	8.0 ± 0.8
	53.50	26.85	2.59	10	9.2 ± 0.9
	74.20	35.02	2.58	10	8.2 ± 1.4
	99.45	48.48	2.58	10	6.8 ± 0.9
Burirum Basalt	37.78	18.80	2.88	12	19.0 ± 1.2
	53.43	28.04	2.77	12	16.0 ± 1.5
	74.17	36.06	2.80	6	12.3 ± 2.2
	99.86	48.72	2.75	6	11.0 ± 1.6
Tak Granite	38.10	19.15	2.64	10	12.5 ± 2.7
	53.14	25.65	2.62	10	9.9 ± 2.0
	74.15	36.46	2.62	10	9.4 ± 1.7
	99.52	48.21	2.63	10	7.1 ± 1.3

MPa สำหรับหินทราย 16.0 ± 1.5 MPa สำหรับหินบะซอลต์ และ 9.9 ± 2.0 MPa สำหรับหินแกรนิต นอกจากนั้นตารางที่ 3.10 ยังให้ค่าแรงดึงแบบบราซิลเลียนสำหรับตัวอย่างหินที่มีขนาดเล็กและใหญ่กว่าขนาดมาตรฐาน ASTM ด้วย ซึ่งผลที่ได้นี้จะนำไปใช้เปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการทดสอบแบบจุดกดปรับเปลี่ยนต่อไป จะเห็นได้ว่าค่า σ_B จะลดลงเมื่อขนาดของตัวอย่างหินใหญ่ขึ้น ซึ่งจะสอดคล้องกับผลที่ได้จากนักวิจัยหลายท่านในต่างประเทศ รูปที่ 3.13 แสดงการผันแปรของ σ_B กับ D สำหรับตัวอย่างหินทั้ง 4 ชนิด

3.1.4 การทดสอบแบบจุดกด

การทดสอบแบบจุดกด มีวัตถุประสงค์เพื่อหาดัชนีกำลังกดของหิน ซึ่งลักษณะของแรงที่กระทำบนตัวอย่างหินจะเป็นแบบจุด วิธีการเตรียมตัวอย่างจะปฏิบัติตามมาตรฐานสากล ASTM D3967 และข้อแนะนำของ ISRM (Brown, 1981) รูปที่ 3.14 แสดงการทดสอบแบบจุดกดของตัวอย่างหินบะซอลต์ด้วยเครื่องกดทดสอบรุ่น SBEL PLT-75 โดยกดตัวอย่างหินในแนวแกนบริเวณจุดศูนย์กลางตัวอย่างจนแตกและแยกออกจากกันด้วยแรงกดสูงสุด (P_f) (รูปที่ 3.15) ค่าแรงกดสูงสุดที่ได้นำมาคำนวณเป็นค่าดัชนีกำลังกด (I_s) ซึ่งสามารถคำนวณได้ตามสมการ (ASTM D3967)

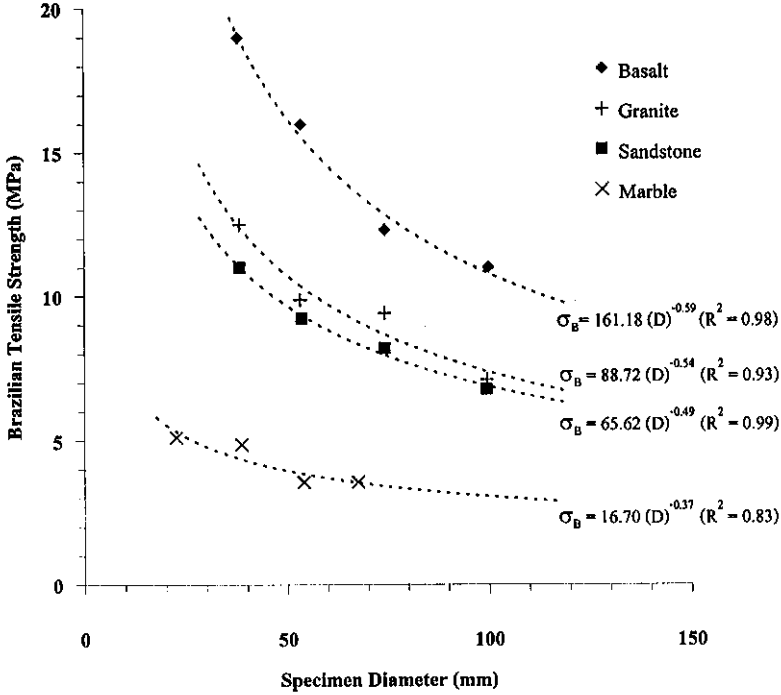
$$I_s = P_f / D.t \qquad (3.6)$$

เมื่อ D คือ เส้นผ่าศูนย์กลางตัวอย่างหิน และ t คือ ความหนาของตัวอย่างหิน

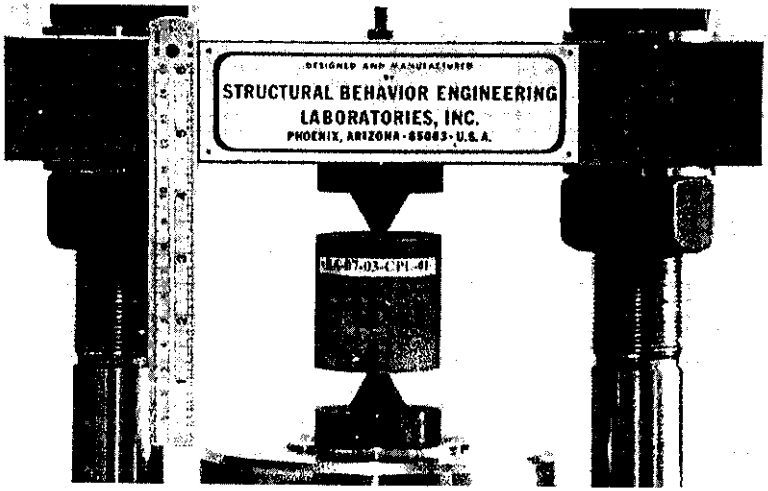
ผลการทดสอบได้สรุปไว้ในตารางที่ 3.11 ถึง ตารางที่ 3.14 ค่าดัชนีจุดกดมีค่าเฉลี่ยและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 3.7 ± 0.1 MPa สำหรับหินอ่อน 4.4 ± 0.4 MPa สำหรับหินทราย 12.8 ± 2.3 MPa สำหรับหินบะซอลต์ และ 8.7 ± 1.0 MPa สำหรับหินแกรนิต

3.2 การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

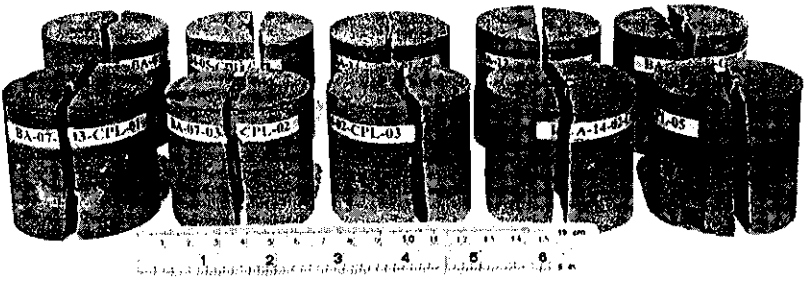
จากงานวิจัยโดย กิตติเทพ เฟื่องขจร, (2545) ได้มีการประดิษฐ์หัวกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อนำมาใช้สำหรับการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยยึดตามแนวคิดคือต้องการให้มีพื้นที่สัมผัสระหว่างหัวกดและเนื้อหินคงที่ไม่ว่าเนื้อหินจะมีความอ่อนหรือแข็งเพียงใดหรือหัวกดจะอยู่ภายใต้แรงกดมากน้อยเพียงใด ดังนั้น หัวกดที่ถูกปรับเปลี่ยนจะเป็นหัวตัดเรียบและมีพื้นที่หน้าตัดเป็นรูปวงกลม วัสดุที่ใช้จะเป็นเหล็กแข็งซึ่งทนทานต่อการกดภายใต้ความดันสูง รูปที่ 3.16 เปรียบเทียบหัวกดแบบปรับเปลี่ยน (Modified) ที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 5 มิลลิเมตร และ 10 มิลลิเมตร กับหัวกดแบบดั้งเดิม (Conventional) ที่ใช้กันอยู่ทั่วไป



รูปที่ 3.13 ค่าแรงดึงสูงสุดแบบบราซิลเลียนสำหรับตัวอย่างหินที่มีขนาดต่างกันในการทดสอบนี้



รูปที่ 3.14 การทดสอบแบบจุดกดตัวอย่างหินบะซอลต์รูปทรงกระบอกถูกกดตามแนวแกนด้วยเครื่อง SBEL PLT-75 มีแรงกดสูงสุดถึง 75,000 ปอนด์



รูปที่ 3.15 ตัวอย่างหินบะซอลต์หลังจากถูกทดสอบโดยการกดให้แตกโดยใช้วิธีจุดกดแบบดั้งเดิม

ตารางที่ 3.11 ผลการทดสอบแบบจุดกดตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM ของหินอ่อน (L/D ratio = 1.0)

Specimen Number	Diameter (mm)	Length (mm)	Density (g/cc)	Failure Load, P_f (kN)	Point Load Strength, I_s (MPa)
MB-12-01-CPL-01	53.47	56.70	2.73	11.5	3.8
MB-12-01-CPL-02	53.45	56.78	2.72	11.0	3.6
MB-12-02-CPL-03	53.46	56.50	2.66	10.5	3.5
MB-12-02-CPL-04	53.45	57.09	2.72	10.5	3.4
MB-12-03-CPL-05	53.45	55.93	2.73	11.0	3.7
MB-12-03-CPL-06	53.45	55.93	2.72	11.0	3.7
MB-12-04-CPL-07	53.45	56.90	2.72	12.0	3.9
MB-12-04-CPL-08	53.45	57.00	2.71	11.5	3.8
MB-12-05-CPL-09	53.45	56.25	2.71	11.3	3.8
MB-12-06-CPL-10	53.46	56.06	2.78	11.0	3.7
Mean					**3.7**
Standard Deviation					**0.1**

ตารางที่ 3.12 ผลการทดสอบแบบจุดกดตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM ของหินทราย (L/D ratio = 1.0)

Specimen Number	Diameter (mm)	Length (mm)	Density (g/cc)	Failure Load, P_f (kN)	Point Load Strength, I_s (MPa)
GST-01-01-UCS-01	53.49	58.07	2.63	12.7	4.1
GST-01-02-UCS-02	53.47	57.02	2.63	11.7	3.8
GST-01-03-UCS-03	53.45	55.92	2.63	12.0	4.0
GST-01-04-UCS-04	53.46	56.09	2.63	14.5	4.8
GST-01-05-UCS-05	53.45	55.73	2.63	12.7	4.3
GST-01-06-UCS-06	53.49	55.99	2.68	13.0	4.3
GST-01-07-UCS-07	53.46	55.53	2.63	14.0	4.7
GST-01-08-UCS-08	53.46	56.99	2.63	15.0	4.9
GST-01-09-UCS-09	53.45	57.25	2.65	14.3	4.7
GST-01-10-UCS-10	53.45	56.61	2.63	13.0	4.3
Mean					**4.4**
Standard Deviation					**0.4**

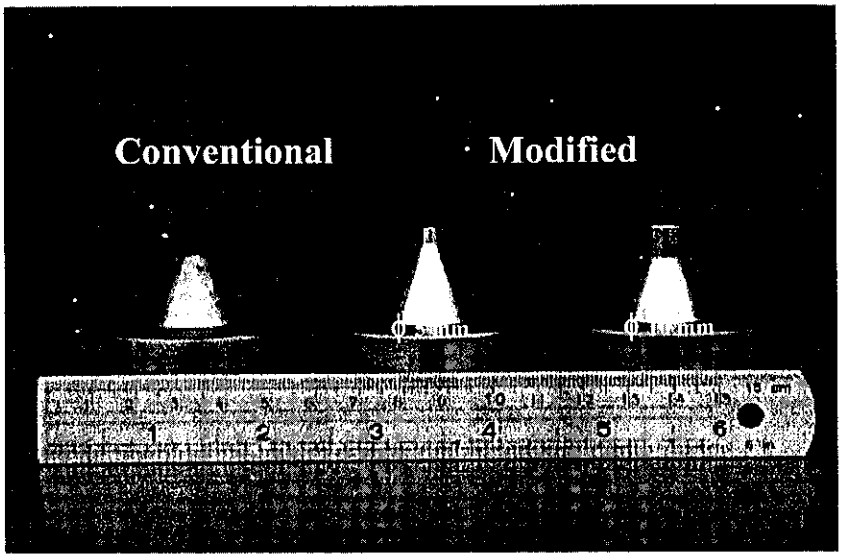
ตารางที่ 3.13 ผลการทดสอบแบบจุดกดตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM ของหินบะซอลต์ (L/D ratio = 1.0)

Specimen Number	Diameter (mm)	Length (mm)	Density (g/cc)	Failure Load, P_f (kN)	Point Load Strength, I_S (MPa)
BA-07-03-CPL-01	53.48	56.15	2.81	35.5	11.8
BA-07-03-CPL-02	53.45	54.00	2.80	37.0	12.8
BA-14-02-CPL-03	53.50	55.20	2.77	38.2	12.9
BA-14-02-CPL-04	53.43	56.17	2.82	41.1	13.7
BA-07-05-CPL-05	53.43	56.30	2.83	44.5	14.8
BA-07-05-CPL-06	53.42	56.25	2.82	39.5	13.1
BA-01-05-CPL-07	53.43	55.07	2.81	42.5	14.4
BA-14-05-CPL-08	53.45	54.93	2.81	42.0	14.3
BA-12-02-CPL-09	53.40	57.35	2.82	20.5	6.7
BA-01-03-CPL-10	53.40	56.87	2.80	39.5	13.0
Mean					**12.8**
Standard Deviation					**2.3**

ตารางที่ 3.14 ผลการทดสอบแบบจุดกดตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM ของหินแกรนิต

(L/D ratio = 1.0)

Specimen Number	Diameter (mm)	Length (mm)	Density (g/cc)	Failure Load, P_f (kN)	Point Load Strength, I_s (MPa)
GR-02-05-CPL-01	53.41	54.95	2.66	18.5	6.3
GR-02-05-CPL-02	53.46	55.72	2.66	26.0	8.7
GR-02-07-CPL-03	53.69	55.89	2.66	26.3	8.8
GR-02-07-CPL-04	53.71	54.56	2.67	29.3	10.0
GR-05-02-CPL-05	53.74	54.22	2.67	26.5	9.1
GR-02-05-CPL-06	53.74	56.09	2.67	27.0	9.0
GR-05-03-CPL-07	53.80	55.56	2.67	28.5	9.5
GR-05-03-CPL-08	53.76	55.17	2.66	25.5	8.6
GR-05-04-CPL-09	53.77	55.87	2.66	26.5	8.8
GR-05-04-CPL-10	53.76	55.23	2.66	23.0	7.7
Mean					**8.7**
Standard Deviation					**1.0**



รูปที่ 3.16 เปรียบเทียบหัวกดแบบดั้งเดิม (Conventional) กับหัวกดแบบปรับเปลี่ยน (Modified) ที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 5 มิลลิเมตร และ 10 มิลลิเมตร

การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนสำหรับงานวิจัยนี้แบ่งออกเป็น 2 กลุ่ม คือ กลุ่มการทดสอบเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของตัวอย่างหิน และกลุ่มการทดสอบเพื่อหาค่าแรงกดสูงสุดในสามแกน โดยหัวกดที่ใช้จะมีเส้นผ่าศูนย์กลาง (d) ผันแปรจาก 0.5, 10, 15 มิลลิเมตร ถึง 20 มิลลิเมตร

3.2.1 การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น

การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนในกลุ่มแรกนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของตัวอย่างหินทั้ง 4 ชนิด เครื่องมือที่ใช้ทดสอบประกอบด้วย เครื่องทดสอบแบบจุดกดรุ่น SBEL PLT-75 ซึ่งมีความสามารถในการกดสูงสุดเท่ากับ 75,000 ปอนด์ หัวกดแบบปรับเปลี่ยนขนาดต่าง ๆ (5, 10, 15, และ 20 มิลลิเมตร) พร้อมติดตั้งมาตรตรวจวัดการยุบตัว (High-precision digital gages) ความละเอียดสูงสุด 0.001 มิลลิเมตร (รูปที่ 3.17)

วิธีการทดสอบดำเนินการโดยกดตัวอย่างหินที่จุดกึ่งกลางตามแนวแกนและให้แรงกดเพิ่มขึ้นและลดลงอย่างเป็นระบบ 3-5 รอบ เพื่อตรวจวัดค่าแรงกดและระยะการยุบตัวของหัวกดที่จมลงในตัวอย่างหิน หลังจากนั้นให้แรงกดสูงสุดจนกระทั่งตัวอย่างหินเกิดการวิบัติ พร้อมทั้งสังเกตลักษณะการวิบัติและบันทึกภาพลักษณะรอยแตกเพื่อนำไปใช้ในการวิเคราะห์ต่อไป

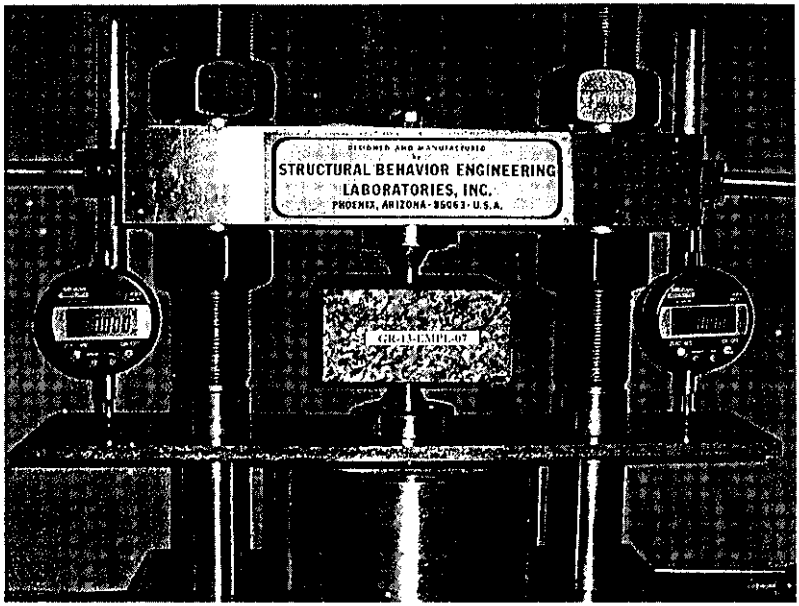
รูปที่ 3.18 แสดงลักษณะการแตกของตัวอย่างหินบางส่วน ตัวอย่างหินส่วนใหญ่จะมีรอยแตกมากกว่าหนึ่งรอย แต่ทุกรอยแตกจะมีแนวขนานกับทิศทางของการกด ซึ่งบ่งบอกว่าเป็นรอยแตกแบบดึง (Tension) ในบริเวณใต้หัวกดตัวอย่างหินจะแตกเป็นรูปกรวย ซึ่งเป็น Compressive shear zone ที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางใหญ่ที่สุดเท่ากับเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดนั้น ๆ (รูปที่ 3.19)

ตารางที่ 3.15 ถึง ตารางที่3.18 แสดงรูปร่างของตัวอย่างหินและผลการคำนวณที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน ซึ่งจะอยู่ในรูปของฟังก์ชันการยุบตัว (Displacement function, $\Delta P/\Delta\delta$) และค่าความเค้นสูงสุด (P) สามารถคำนวณได้จากการนำค่าแรงกดแตก (p_f) หารด้วยพื้นที่หน้าตัดของหัวกด ดังสมการ

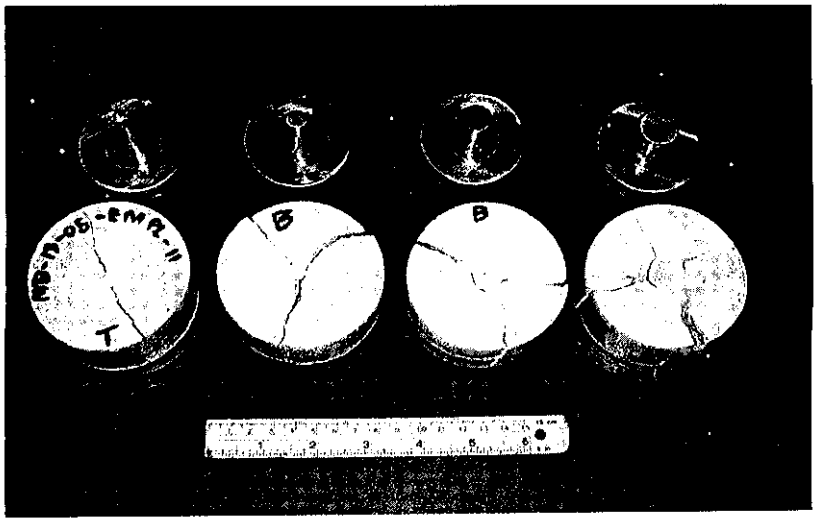
$$P = p_f/(\pi d^2/4) \qquad (3.7)$$

โดยที่ P คือความเค้นกดที่เกิดการวิบัติ p_f คือ แรงกดที่จุดวิบัติ และ d คือ เส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดที่ใช้

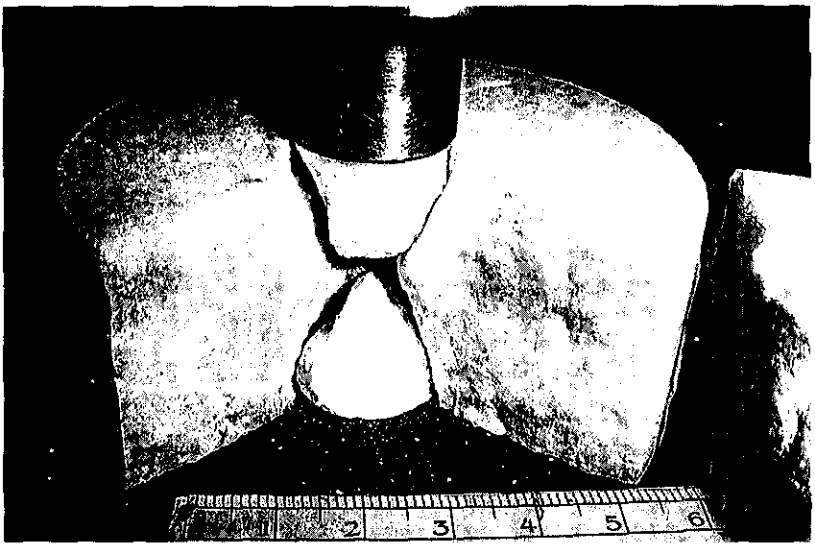
รูปที่ ก-1 ถึงรูปที่ ก-59 ในภาคผนวก ก แสดงผลของการทดสอบในรูปของแผนภูมิ โดยที่ค่า P จะนำเสนอในฟังก์ชันการยุบตัวของหัวกด (δ) เพื่อนำไปคำนวณหาค่าของฟังก์ชันการยุบตัว ($\Delta P/\Delta\delta$) สำหรับใช้คำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นในบทที่ 5



รูปที่ 3.17 องค์ประกอบของเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน ตัวอย่างหิน รูปแผ่นสี่เหลี่ยมถูกกดตามแนวแกน



รูปที่ 3.18 ตัวอย่างหินรูปแผ่นกลมหลังจากถูกทดสอบด้วยหัวกดขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางที่ต่างกัน



รูปที่ 3.19 ตัวอย่างหินอ่อนรูปแผ่นกลมมีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 76 มิลลิเมตร หนา 38 มิลลิเมตร ถูกกดแตกด้วยหัวกดขนาด 20 มิลลิเมตร โดยมีการแตกเป็นรูปกรวยที่บริเวณภายใต้หัวกด แสดงให้เห็นว่าหินแตกแบบความกดเฉือน (Compressive shear failure) ในบริเวณนี้

ตารางที่ 3.15 ผลการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของตัวอย่างหินอ่อน

Specimen Number	Diameter (mm)	Thickness (mm)	Density (g/cc)	t/d	D/d	Failure Load, p_f (kN)	$\Delta P/\Delta\delta$ (GPa/mm)
MB-29-05-EMPL-01	92.16	51.04	2.71	5.1	9.2	30.0	2.99
MB-13-06-EMPL-02	74.21	36.02	2.73	2.4	4.9	28.5	2.00
MB-13-05-EMPL-03	74.29	35.91	2.73	3.6	7.4	18.0	3.97
MB-13-05-EMPL-04	74.10	35.16	2.74	3.5	7.4	20.0	3.12
MB-13-05-EMPL-05	74.11	36.48	2.74	2.4	4.9	29.8	2.23
MB-29-03-EMPL-06	91.92	53.95	2.73	3.6	6.1	39.5	1.47
MB-33-02-EMPL-07	92.16	48.39	2.75	4.8	9.2	35.5	5.73
MB-33-02-EMPL-08	92.15	52.06	2.78	5.2	9.2	45.0	4.07
MB-29-04-EMPL-09	91.88	47.37	2.72	3.2	6.1	45.0	2.16
MB-13-05-EMPL-10	74.25	36.87	2.71	7.4	14.9	10.8	5.31
MB-13-05-EMPL-11	74.27	37.53	2.72	7.5	14.9	11.8	5.64
MB-13-08-EMPL-12	38.45	19.12	2.71	3.8	7.7	5.0	6.79
MB-13-08-EMPL-13	38.35	18.32	2.70	3.7	7.7	4.0	3.53
MB-13-07-EMPL-14	74.25	34.48	2.73	1.7	3.7	48.0	2.15
MB-13-07-EMPL-15	74.20	37.20	2.73	1.9	3.7	34.0	1.50
MB-29-02-EMPL-16	91.95	53.61	2.73	2.7	4.6	30.0	1.12
MB-29-02-EMPL-17	91.87	51.31	2.72	2.6	4.6	45.0	1.11

ตารางที่ 3.16 ผลการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของตัวอย่างหินทราย

Specimen Number	Diameter (mm)	Thickness (mm)	Density (g/cc)	t/d	D/d	Failure Load, p_f (kN)	$\Delta P/\Delta\delta$ (GPa/mm)
GST-SQ-07-EMPL-01	101.02	52.45	2.61	5.2	10.1	not failed	3.32
GST-SQ-08-EMPL-02	100.92	51.18	2.60	3.4	6.7	60.0	1.64
GST-05-09-EMPL-03	53.60	27.67	2.59	5.5	10.7	13.8	4.07
GST-SQ-10-EMPL-04	100.73	51.45	2.62	2.6	5.0	100.0	1.59
GST-SQ-11-EMPL-05	100.99	51.85	2.61	2.6	5.0	102.0	1.00
GST-SQ-12-EMPL-06	100.97	52.16	2.63	5.2	10.1	67.0	3.19
GST-05-09-EMPL-07	53.57	28.42	2.61	5.7	10.7	13.3	4.75
GST-SQ-16-EMPL-10	101.09	51.89	2.62	3.5	6.7	60.0	1.60
GST-SQ-26-EMPL-20	101.58	50.93	2.59	5.1	10.2	not failed	3.35
GST-05-08-EMPL-21	73.85	40.25	2.65	4.0	7.4	40.0	2.32
GST-05-08-EMPL-22	74.14	40.23	2.63	4.0	7.4	37.0	2.31

ตารางที่ 3.17 ผลการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของตัวอย่างหินบะซอลต์

Specimen Number	Diameter (mm)	Thickness (mm)	Density (g/cc)	t/d	D/d	Failure Load, p_f (kN)	$\Delta P/\Delta\delta$ (GPa/mm)
BA-21-01-EMPL-01	53.57	30.17	2.83	3.0	5.4	50.0	2.69
BA-22-01-EMPL-02	53.52	29.68	2.81	3.0	5.4	50.0	2.72
BA-IR-EMPL-03	94.28	49.25	2.85	4.9	9.4	80	1.63
BA-22-01-EMPL-05	53.53	30.47	2.85	6.1	10.7	33.3	7.59
BA-20-01-EMPL-06	53.48	29.03	2.81	1.9	3.6	60.0	1.46
BA-20-02-EMPL-07	53.58	30.42	2.79	2.0	3.6	58.0	1.27
BA-22-01-EMPL-08	53.50	29.85	2.80	6.0	10.7	32.8	5.66
BA-25-01-EMPL-09	99.33	51.30	2.83	3.4	6.6	125.0	1.38
BA-25-01-EMPL-10	98.90	51.63	2.85	3.4	6.6	130.0	1.45
BA-20-01-EMPL-11	53.46	29.46	2.82	1.5	2.7	90.0	1.54
BA-20-01-EMPL-12	53.50	30.55	2.81	1.5	2.7	44.0	1.17
BA-23-01-EMPL-13	99.40	46.20	2.84	2.3	5.0	88.0	0.86
BA-23-01-EMPL-14	99.18	52.78	2.83	2.6	5.0	170.0	1.48
BA-24-01-EMPL-15	74.13	37.07	2.83	7.4	14.8	37.0	3.59
BA-24-01-EMPL-16	74.14	37.77	2.85	7.6	14.8	35.0	6.36

ตารางที่ 3.18 ผลการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของตัวอย่างหินแกรนิต

Specimen Number	Diameter (mm)	Thickness (mm)	Density (g/cc)	t/d	D/d	Failure Load, p_f (kN)	$\Delta P/\Delta\delta$ (GPa/mm)
GR-SQ-07-EMPL-01	99.86	49.99	2.67	3.3	6.7	89.0	1.40
GR-SQ-08-EMPL-02	99.61	49.91	2.68	3.3	6.6	90.0	1.85
GR-SQ-09-EMPL-03	99.68	50.41	2.66	2.5	5.0	115.0	1.46
GR-SQ-10-EMPL-04	100.29	50.35	2.66	2.5	5.0	110.0	1.63
GR-SQ-11-EMPL-05	97.43	50.27	2.76	5.0	9.7	70.0	3.35
GR-SQ-12-EMPL-06	99.28	50.27	2.68	5.0	9.9	67.0	3.26
GR-05-09EMPL-21	74.19	37.00	2.69	3.7	7.4	40.0	2.66
GR-05-09-EMPL-22	73.89	37.66	2.64	3.8	7.4	40.0	2.74
GR-05-08-EMPL-23	74.00	39.23	2.68	2.6	4.9	41.5	1.49
GR-05-08-EMPL-24	74.09	38.21	2.66	2.5	4.9	54.0	1.78
GR-05-07-EMPL-25	53.42	27.12	2.64	2.7	5.3	20.0	2.28
GR-05-07-EMPL-26	53.43	25.50	2.66	2.6	5.3	24.0	2.71
GR-05-01-EMPL-27	53.35	23.12	2.63	4.6	10.7	8.0	6.40
GR-05-01-EMPL-28	53.75	22.37	2.62	4.5	10.8	14.5	5.16
GR-05-01-EMPL-29	38.40	19.20	2.65	3.8	7.7	10.5	5.15
GR-05-01-EMPL-30	38.50	18.58	2.61	3.7	7.7	10.0	5.59

3.2.2 การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าแรงกดสูงสุดในสามแกน

การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนในกลุ่มนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อหาค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของตัวอย่างหินทั้ง 4 ชนิด โดยใช้เครื่องมือทดสอบเช่นเดียวกันกับการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนในกลุ่มแรก แต่มีอัตราส่วนความหนาของตัวอย่างหินต่อขนาดหัวกด (t/d) คงที่เท่ากับ 2.5 (หรือ 2.0-3.0 ในกรณีที่ตัวอย่างหินมีรูปทรงไม่เป็นเรขาคณิต) และอัตราส่วนเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหินต่อขนาดหัวกด (D/d) จะผันแปรจาก 2 ถึง 20 การที่ใช้ขนาดและรูปร่างของตัวอย่างหินและหัวกดหลากหลายเช่นนี้ก็เพื่อให้ได้มาซึ่งความสัมพันธ์ของขนาดและรูปร่างต่อค่าความต้านแรงกดสูงสุดของตัวอย่างหินสำหรับใช้ในการวิเคราะห์ในบทต่อไป

การทดสอบใช้เครื่อง SBEL PLT-75 โดยให้แรงกดจนกระทั่งทำให้หินแตกพร้อมกับบันทึกค่าแรงกดสูงสุดที่ตัวอย่างหินวิบัติเพื่อใช้ในการคำนวณหาค่าความเค้นสูงสุดของจุดกดแบบปรับเปลี่ยนและบันทึกภาพลักษณะรอยแตกเพื่อนำไปใช้ในการวิเคราะห์เช่นเดียวกับกลุ่มแรก ตัวอย่างหินส่วนใหญ่จะมีรอยแตกมากกว่าหนึ่งรอย แต่ทุกรอยแตกจะมีแนวขนานกับทิศทางของการกด และบริเวณใต้หัวกดตัวอย่างหินจะแตกเป็นรูปกรวย ซึ่งเป็น Compressive shear zone ที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดนั้น ๆ เช่นเดียวกับกลุ่มแรก

ตารางที่ 3.19 ถึงตารางที่ 3.22 แสดงรูปร่างของตัวอย่างหินและผลการคำนวณที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนของตัวอย่างหินอ่อน หินทราย หินบะซอลต์ และหินแกรนิต ตามลำดับ

รูปที่ 3.20 ถึงรูปที่ 3.23 แสดงผลของการทดสอบในรูปของแผนภูมิ โดยที่ค่า P ถูกนำเสนอในฟังก์ชันของอัตราส่วน D/d โดยมีค่าของอัตราส่วน t/d คงที่เท่ากับ 2.5 ผลที่ได้จากการทดสอบระบุว่าค่า P จะสูงขึ้น ถ้าอัตราส่วน D/d มีค่าสูงขึ้น ผลที่ได้นี้จะถูกนำมาวิเคราะห์และเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการศึกษาทางด้านทฤษฎีในบทต่อไป

ตารางที่ 3.19 ผลการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของตัวอย่างหินอ่อน

Specimen Number	Diameter (mm)	Thickness (mm)	Density (g/cc)	t/d	D/d	Failure Load, p_f (kN)	Point Load Strength, P (MPa)
MB-90-01-MPL-221	137.0	18.15	2.73	2.5	18.8	16.2	389.2
MB-91-01-MPL-222	144.0	18.10	2.62	2.5	19.8	16.7	401.2
MB-92-01-MPL-223	153.0	18.10	2.70	2.5	21.0	18.8	451.7
MB-93-01-MPL-224	165.0	18.15	2.74	2.5	22.7	22.1	530.9
MB-94-01-MPL-225	160.0	18.30	2.61	2.5	22.0	15.3	367.6
MB-95-01-MPL-226	100.0	18.00	2.69	2.5	13.7	13.2	317.1
MB-95-02-MPL-227	100.0	18.05	2.67	2.5	13.7	13.8	331.5
MB-95-03-MPL-228	96.5	18.10	2.62	2.5	13.3	12.8	307.5
MB-96-01-MPL-229	100.0	18.10	2.64	2.5	13.7	16.7	401.2
MB-96-02-MPL-230	99.0	18.25	2.78	2.5	13.6	18.6	446.8
MB-96-03-MPL-231	73.5	18.30	2.60	2.5	10.1	15.4	370.0
MB-97-01-MPL-232	71.0	18.20	2.79	2.5	9.8	9.5	228.2
MB-97-02-MPL-233	71.0	18.35	2.74	2.5	9.8	10.8	259.5
MB-97-03-MPL-234	70.0	18.25	2.87	2.5	9.6	12.5	300.3
MB-98-01-MPL-235	69.0	18.05	2.72	2.5	9.5	16.5	396.4
MB-98-03-MPL-237	50.0	18.15	2.66	2.5	6.9	13.8	331.5
MB-98-04-MPL-238	49.5	18.15	2.62	2.5	6.8	15.4	370.0
MB-98-05-MPL-239	50.0	18.20	2.55	2.5	6.9	15.8	379.6
MB-98-06-MPL-240	50.0	18.25	2.57	2.5	6.9	14.7	353.2
MB-98-07-MPL-241	51.0	18.10	2.59	2.5	7.0	14.2	341.1

ตารางที่ 3.19 ผลการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของตัวอย่างหินอ่อน (ต่อ)

Specimen Number	Diameter (mm)	Thickness (mm)	Density (g/cc)	t/d	D/d	Failure Load, p_f (kN)	Point Load Strength, P (MPa)
MB-98-8-MPL-242	48.0	18.15	2.71	2.5	6.6	11.3	271.5
MB-102-2-MPL-261	51.4	17.75	2.72	2.4	7.1	14.60	350.8
MB-103-1-MPL-262	51.4	18.00	2.66	2.5	7.1	9.30	223.4
MB-103-2-MPL-263	52.0	17.90	2.63	2.5	7.1	8.00	192.2
MB-103-3-MPL-264	51.3	18.05	2.68	2.5	7.0	11.00	264.3
MB-103-4-MPL-265	51.1	18.15	2.62	2.5	7.0	13.50	324.3
MB-101-1-MPL-256	36.6	17.95	2.58	2.5	5.0	12.4	297.9
MB-101-2-MPL-257	36.8	17.90	2.57	2.5	5.1	11.4	273.9
MB-101-3-MPL-258	35.4	17.95	2.61	2.5	4.9	11.7	281.1
MB-101-4-MPL-259	36.1	17.55	2.65	2.4	5.0	11.7	281.1
MB-102-1-MPL-260	35.4	18.00	2.71	2.5	4.9	11.8	283.5
MB-99-1-MPL-243	25.0	18.05	2.62	2.5	3.4	9.2	221.0
MB-99-2-MPL-244	22.5	18.15	2.71	2.5	3.1	8.0	192.2
MB-99-3-MPL-245	21.5	18.20	2.70	2.5	3.0	9.8	235.4
MB-99-4-MPL-246	21.5	18.25	2.68	2.5	3.0	6.8	163.4
MB-99-5-MPL-247	23.0	18.10	2.73	2.5	3.2	10.7	257.1
MB-100-1-MPL-251	16.5	17.90	2.54	2.5	2.3	5.80	139.3
MB-100-2-MPL-252	16.8	18.00	2.63	2.5	2.3	4.3	103.3
MB-100-3-MPL-253	16.0	17.90	2.51	2.5	2.2	5.0	120.1
MB-100-4-MPL-254	15.2	17.95	2.51	2.5	2.1	6.0	144.1
MB-100-5-MPL-255	16.7	17.95	2.53	2.5	2.3	5.5	132.1

ตารางที่ 3.20 ผลการทดสอบแบบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของตัวอย่างหินทราย

Specimen Number	Diameter (mm)	Thickness (mm)	Density (g/cc)	t/d	D/d	Failure Load, p_f (kN)	Point Load Strength, P (MPa)
GST-05-13-MPL-56	99.45	28.10	2.54	2.8	9.9	26.2	333.8
GST-05-14-MPL-57	99.14	29.51	2.63	3.0	9.9	22.2	282.8
GST-05-15-MPL-58	99.43	28.55	2.63	2.9	9.9	24.0	305.7
GST-05-16-MPL-59	99.26	25.92	2.57	2.6	9.9	22.0	280.3
GST-05-17-MPL-60	99.04	27.07	2.60	2.7	9.9	21.2	270.1
GST-06-11-MPL-46	74.18	26.75	2.61	2.7	7.4	23.5	299.4
GST-06-12-MPL-47	74.12	28.67	2.62	2.9	7.4	22.5	286.6
GST-06-12-MPL-48	74.17	29.03	2.56	2.9	7.4	24.0	305.7
GST-06-12-MPL-49	74.07	29.42	2.62	2.9	7.4	24.5	312.1
GST-06-13-MPL-50	74.18	28.22	2.62	2.8	7.4	22.5	286.6
GST-06-13-MPL-51	74.07	25.63	2.62	2.6	7.4	21.5	273.9
GST-06-13-MPL-52	74.15	26.87	2.60	2.7	7.4	23.0	293.0
GST-06-13-MPL-53	74.32	29.82	2.57	3.0	7.4	24.3	308.9
GST-06-14-MPL-54	74.07	25.67	2.62	2.6	7.4	20.2	257.3
GST-06-14-MPL-55	74.10	27.48	2.61	2.7	7.4	20.3	258.0

ตารางที่ 3.20 ผลการทดสอบแบบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของตัวอย่างหินทราย (ต่อ)

Specimen Number	Diameter (mm)	Thickness (mm)	Density (g/cc)	t/d	D/d	Failure Load, p_f (kN)	Point Load Strength, P (MPa)
GST-06-09-MPL-36	53.47	27.52	2.60	2.8	5.3	22.3	283.4
GST-06-09-MPL-37	53.40	26.00	2.72	2.6	5.3	21.3	270.7
GST-06-09-MPL-38	53.40	28.12	2.60	2.8	5.3	20.8	264.3
GST-06-09-MPL-39	53.42	26.85	2.61	2.7	5.3	20.8	264.3
GST-06-09-MPL-40	53.48	27.18	2.61	2.7	5.3	22.5	286.6
GST-06-10-MPL-41	53.33	27.03	2.59	2.7	5.3	20.8	264.3
GST-06-10-MPL-42	53.47	25.77	2.60	2.6	5.3	19.8	252.2
GST-06-10-MPL-43	53.43	26.05	2.61	2.6	5.3	21.0	267.5
GST-06-11-MPL-44	53.42	25.22	2.59	2.5	5.3	19.5	248.4
GST-06-11-MPL-45	54.12	24.98	2.55	2.5	5.4	20.5	261.1
GST-06-06-MPL-21	38.18	25.40	2.60	2.5	3.8	13.3	169.4
GST-06-06-MPL-22	38.17	24.22	2.59	2.4	3.8	12.5	159.2
GST-06-06-MPL-23	38.07	23.15	2.61	2.3	3.8	12.8	162.4
GST-06-06-MPL-24	38.07	26.58	2.61	2.7	3.8	14.8	187.9
GST-06-06-MPL-25	38.10	23.90	2.61	2.4	3.8	13.8	175.2
GST-06-07-MPL-26	38.12	24.72	2.61	2.5	3.8	15.3	194.3
GST-06-07-MPL-27	38.12	25.70	2.60	2.6	3.8	13.5	172.0
GST-06-07-MPL-28	38.08	25.58	2.61	2.6	3.8	14.0	178.3
GST-06-07-MPL-29	38.12	25.40	2.59	2.5	3.8	11.5	146.5
GST-06-07-MPL-30	38.07	22.50	2.62	2.3	3.8	14.0	178.3

ตารางที่ 3.20 ผลการทดสอบแบบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของตัวอย่างหินทราย (ต่อ)

Specimen Number	Diameter (mm)	Thickness (mm)	Density (g/cc)	t/d	D/d	Failure Load, p_f (kN)	Point Load Strength, P (MPa)
GST-06-02-MPL-07	22.80	23.97	2.59	2.4	2.3	7.3	92.4
GST-06-02-MPL-10	22.82	23.67	2.58	2.4	2.3	8.2	104.5
GST-06-03-MPL-12	22.73	23.43	2.61	2.3	2.3	7.5	95.5
GST-06-03-MPL-13	22.77	25.15	2.53	2.5	2.3	7.2	91.1
GST-06-03-MPL-14	22.73	24.07	2.58	2.4	2.3	7.3	92.4
GST-06-03-MPL-15	22.70	24.43	2.49	2.4	2.3	7.3	92.4
GST-06-04-MPL-16	22.85	21.77	2.57	2.2	2.3	7.3	92.4
GST-06-04-MPL-17	22.72	24.97	2.50	2.5	2.3	8.0	101.9
GST-06-04-MPL-18	22.87	24.15	2.50	2.4	2.3	7.7	98.1
GST-06-04-MPL-19	22.77	24.47	2.51	2.4	2.3	9.0	114.6
GST-06-04-MPL-20	22.78	24.65	2.45	2.5	2.3	9.4	120.0
GST-06-10-MPL-61	22.97	50.30	2.58	2.5	1.1	26.0	82.8
GST-06-10-MPL-62	22.90	50.98	2.58	2.5	1.1	29.5	93.9
GST-06-10-MPL-63	22.90	51.97	2.61	2.6	1.1	24.8	78.8
GST-06-10-MPL-64	22.87	52.32	2.60	2.6	1.1	28.0	89.2
GST-06-10-MPL-65	22.92	48.67	2.75	2.4	1.1	29.5	93.9

ตารางที่ 3.21 ผลการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของตัวอย่างหินบะซอลต์

Specimen Number	Width (mm)	Thickness (mm)	t/d	D/d	Failure Load, p_f (kN)	Point Load Strength, P (MPa)
BA-IR-01-MPL-01	*121.0*	*22.4*	*2.2*	*12.1*	*25.0*	*318.5*
BA-IR-02-MPL-02	161.0	27.0	2.7	16.1	42.3	538.9
BA-IR-03-MPL-03	220.0	31.0	3.1	22.0	59.0	751.6
BA-IR-04-MPL-04	111.5	27.2	2.7	11.2	44.0	560.5
BA-IR-01-MPL-05	80.3	29.0	2.9	8.0	38.2	486.6
BA-IR-01-MPL-06	110.0	27.1	2.7	11.0	31.8	405.1
BA-IR-01-MPL-07	120.0	33.0	3.3	12.0	40.0	509.6
BA-IR-01-MPL-08	62.2	25.9	2.6	6.2	19.7	251.0
BA-IR-01-MPL-09	39.3	21.6	2.2	3.9	17.2	219.1
BA-IR-01-MPL-10	44.5	28.2	2.8	4.5	35.5	452.2
BA-IR-01-MPL-11	39.2	25.0	2.5	3.9	20.0	254.8
BA-IR-01-MPL-12	23.5	24.4	2.4	2.4	14.8	188.5
BA-IR-01-MPL-13	20.4	25.3	2.5	2.0	9.5	121.0
BA-IR-01-MPL-14	84.0	30.0	3.0	8.4	20.6	262.4
BA-IR-01-MPL-15	21.3	27.7	2.8	2.1	12.2	155.4
BA-IR-01-MPL-16	59.0	27.4	2.7	5.9	20.8	265.0
BA-IR-01-MPL-17	145.0	36.7	3.7	14.5	35.6	453.5
BA-IR-01-MPL-18	42.3	32.4	3.2	4.2	28.3	360.5
BA-IR-01-MPL-19	111.5	32.2	3.2	11.2	22	280.3
BA-IR-01-MPL-20	71.2	31.6	3.2	7.1	19.8	252.2

ตารางที่ 3.21 ผลการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของตัวอย่างหินบะซอลต์ (ต่อ)

Specimen Number	Width (mm)	Thickness (mm)	t/d	D/d	Failure Load, p_f (kN)	Point Load Strength, P (MPa)
BA-IR-01-MPL-21	36.4	30.4	3.0	3.6	32.5	414.0
BA-IR-01-MPL-22	42.3	31.0	3.1	4.2	33.6	428.0
BA-IR-01-MPL-23	48.2	25.5	2.6	4.8	11.5	146.5
BA-IR-01-MPL-24	91.1	26.0	2.6	9.1	14.2	180.9
BA-IR-01-MPL-25	34.2	27.0	2.7	3.4	11.3	143.9
BA-IR-01-MPL-26	170.0	32.4	3.2	17.0	39.5	503.2
BA-IR-01-MPL-27	41.0	33.0	3.3	4.1	31	394.9
BA-IR-01-MPL-28	104.0	27.7	2.8	10.4	32	407.6
BA-IR-01-MPL-29	107.0	25.1	2.5	10.7	33.6	428.0
BA-IR-01-MPL-30	45.2	24.7	2.5	4.5	19.9	253.5
BA-IR-01-MPL-31	56.2	25.1	2.5	5.6	19.6	249.7
BA-IR-01-MPL-32	62.3	29.7	3.0	6.2	26.7	340.1
BA-IR-01-MPL-33	51.2	30.3	3.0	5.1	10.3	131.2
BA-IR-01-MPL-34	95.3	27.2	2.7	9.5	40.2	512.1
BA-IR-01-MPL-35	62.1	28.1	2.8	6.2	10.2	129.9
BA-IR-01-MPL-36	77.8	25.5	2.6	7.8	27.8	354.1
BA-IR-01-MPL-37	175.0	42.2	4.2	17.5	55	700.6
BA-IR-01-MPL-38	97.0	33.1	3.3	9.7	28	356.7
BA-IR-01-MPL-39	152.0	48.2	4.8	15.2	53	675.2
BA-IR-01-MPL-40	128.0	30.8	3.1	12.8	25	318.5

ตารางที่ 3.21 ผลการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของตัวอย่างหินบะซอลต์ (ต่อ)

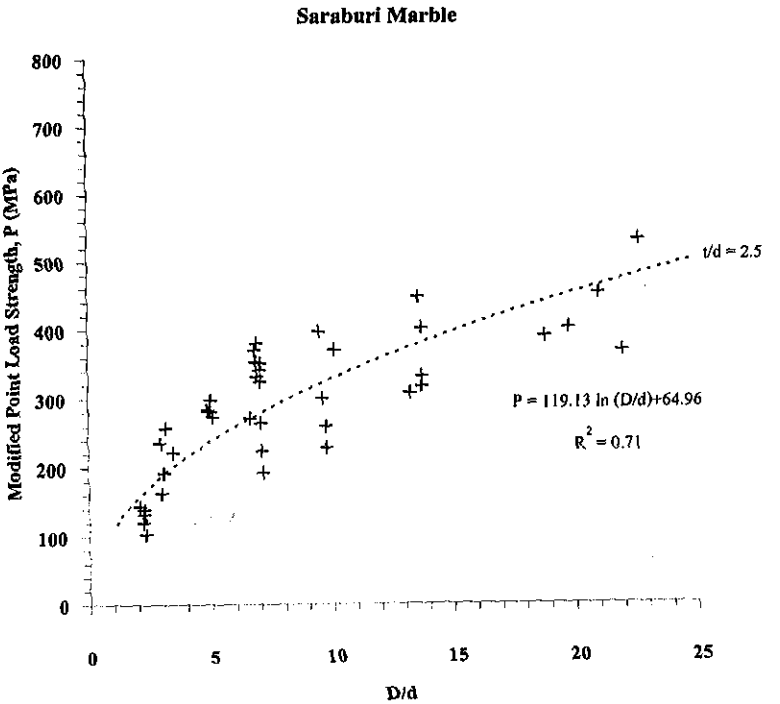
Specimen Number	Width (mm)	Thickness (mm)	t/d	D/d	Failure Load, p_f (kN)	Point Load Strength, P (MPa)
BA-IR-01-MPL-41	*105.0*	*34.2*	*3.4*	*10.5*	*43*	*547.8*
BA-IR-01-MPL-42	125.0	45.0	4.5	12.5	42	535.0
BA-IR-01-MPL-43	186.0	63.0	6.3	18.6	35	445.9
BA-IR-01-MPL-44	113.0	30.0	3.0	11.3	30	382.2
BA-IR-01-MPL-45	110.0	28.5	2.9	22.0	12.4	631.8
BA-IR-01-MPL-46	100.0	16.0	1.6	20.0	9.5	484.1
BA-IR-01-MPL-47	85.0	20.3	2.0	17.0	11.3	575.8
BA-IR-01-MPL-48	98.0	30.0	3.0	19.6	15.8	805.1

ตารางที่ 3.22 ผลการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของตัวอย่างหินแกรนิต

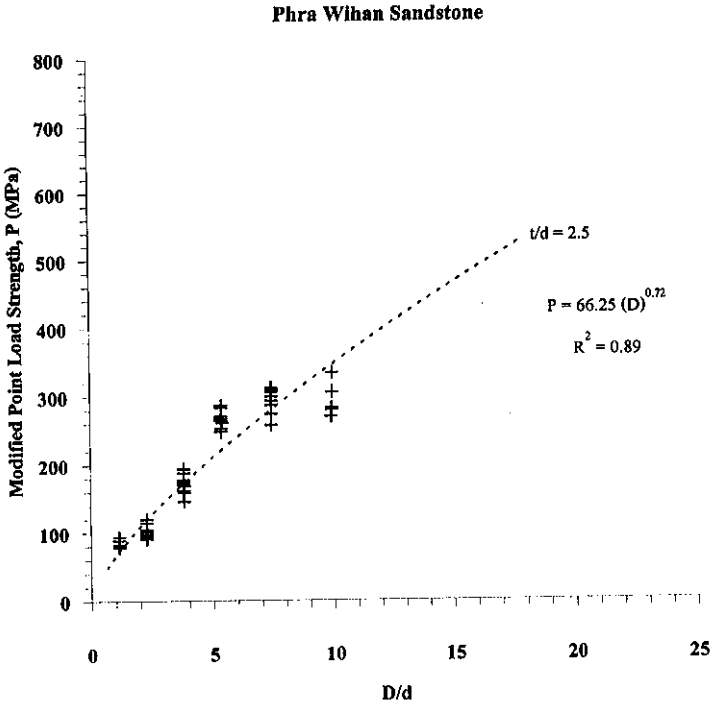
Specimen Number	Diameter (mm)	Thickness (mm)	Density (g/cc)	t/d	D/d	Failure Load, p_f (kN)	Point Load Strength, P (MPa)
GR-06-01-MPL-41	100.00	18.00	2.66	2.5	13.7	15.0	360.5
GR-06-01-MPL-42	100.00	18.05	2.67	2.5	13.7	15.8	379.8
GR-06-01-MPL-43	99.50	18.10	2.66	2.5	13.7	14.8	355.7
GR-06-02-MPL-44	100.00	18.10	2.66	2.5	13.7	17.0	408.6
GR-06-02-MPL-45	99.00	18.25	2.67	2.5	13.6	19.0	456.7
GR-06-03-MPL-46	73.50	18.30	2.67	2.5	10.1	17.0	408.6
GR-06-03-MPL-47	74.50	18.20	2.65	2.5	10.2	14.0	336.5
GR-06-04-MPL-48	74.20	18.35	2.66	2.5	10.2	16.0	384.6
GR-06-05-MPL-49	73.80	18.25	2.66	2.5	10.1	17.0	408.6
GR-06-05-MPL-50	74.10	18.05	2.65	2.5	10.2	19.0	456.7
GR-06-07-MPL-51	53.60	17.75	2.66	2.4	7.4	17.5	420.6
GR-06-07-MPL-52	53.50	18.00	2.67	2.5	7.3	19.5	468.7
GR-06-08-MPL-53	53.45	17.90	2.66	2.5	7.3	15.0	360.5
GR-06-08-MPL-54	53.40	18.05	2.66	2.5	7.3	18.0	432.7
GR-06-09-MPL-55	53.50	18.15	2.67	2.5	7.3	19.0	456.7
GR-SQ-09-EMPL-03	99.68	50.41	2.66	2.5	5.0	115.0	366.2
GR-SQ-10-EMPL-04	100.29	50.35	2.66	2.5	5.0	110.0	350.3
GR-05-08-EMPL-23	74.00	39.23	2.68	2.6	4.9	41.5	235.0
GR-05-08-EMPL-24	74.09	38.21	2.66	2.5	4.9	54.0	305.7
GR-05-07-EMPL-25	53.42	27.12	2.64	2.7	5.3	19.0	242.0
GR-05-07-EMPL-26	53.43	25.50	2.66	2.6	5.3	24.0	305.7

ตารางที่ 3.22 ผลการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของตัวอย่างหินแกรนิต (ต่อ)

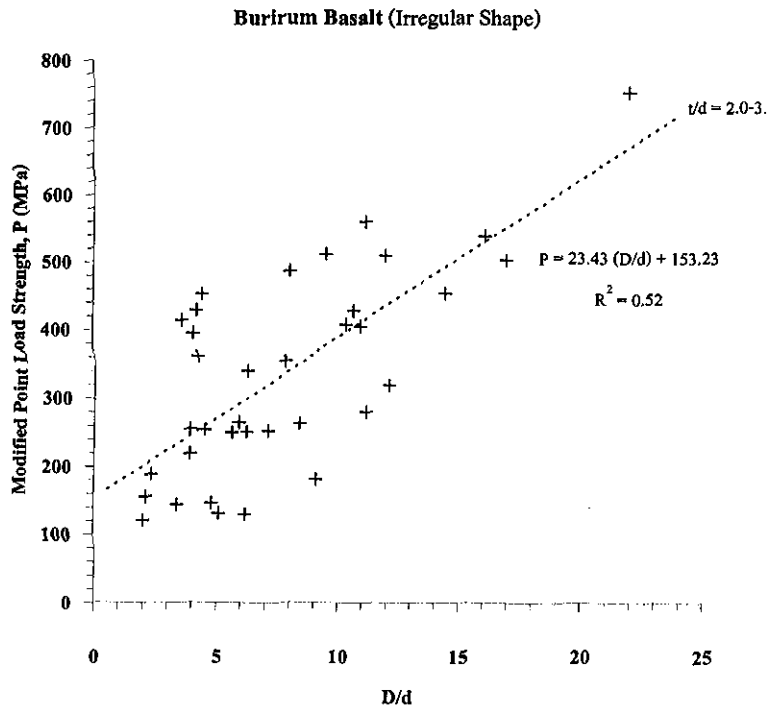
Specimen Number	Diameter (mm)	Thickness (mm)	Density (g/cc)	t/d	D/d	Failure Load, p_f (kN)	Point Load Strength, P (MPa)
GR-05-09-MPL-36	22.80	24.59	2.66	2.5	2.3	22.0	280.3
GR-05-09-MPL-37	22.84	24.73	2.64	2.5	2.3	15.5	197.5
GR-05-09-MPL-38	22.80	24.59	2.65	2.5	2.3	17.5	222.9
GR-05-10-MPL-39	22.82	24.66	2.65	2.5	2.3	15.0	191.1
GR-05-10-MPL-40	22.82	24.66	2.66	2.5	2.3	20.0	254.8



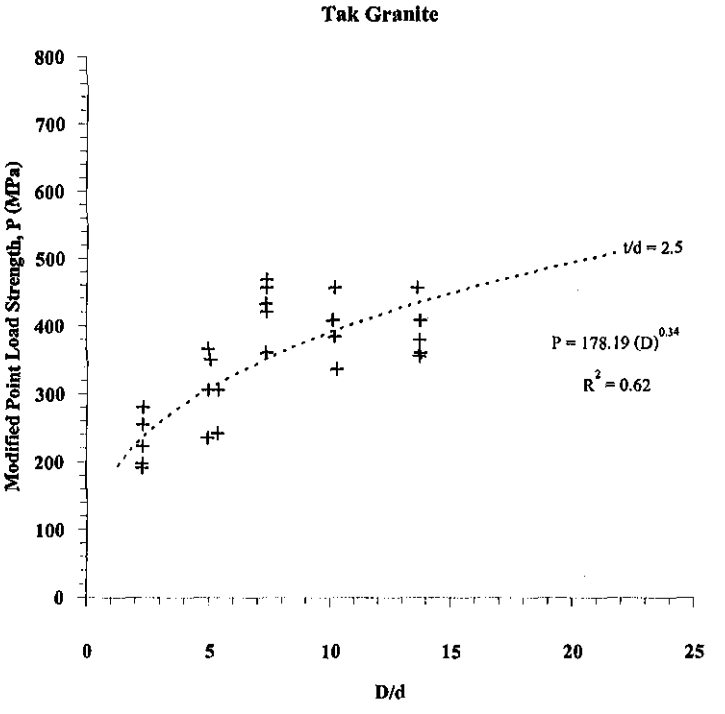
รูปที่ 3.20 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงกดสูงสุดกับอัตราส่วนของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหินต่อขนาดหัวกด สำหรับตัวอย่างหินอ่อน



รูปที่ 3.21 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงกดสูงสุดกับอัตราส่วนของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหินต่อขนาดหัวกด สำหรับตัวอย่างหินทราย



รูปที่ 3.22 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงกดสูงสุดกับอัตราส่วนของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหินต่อขนาดหัวกด สำหรับตัวอย่างหินบะซอลต์



รูปที่ 3.23 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงกดสูงสุดกับอัตส่วนของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหินต่อขนาดหัวกด สำหรับตัวอย่างหินแกรนิต

บทที่ 4
การศึกษาทางด้านแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์

จุดประสงค์ของการศึกษาทางด้านแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์คือ เพื่อคำนวณหาการกระจายตัวของความเค้นแบบต่าง ๆ และการยุบตัวของตัวอย่างหินภายใต้การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน และเพื่อนำไปสู่วิธีคำนวณความแข็งและความยืดหยุ่นของหิน เนื่องจากลักษณะปัญหาทางด้านกลศาสตร์ของการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนมีความซับซ้อนในประเด็นของขอบเขตและข้อกำหนดทางคณิตศาสตร์และเรขาคณิตขั้นต้น (Boundary conditions) สมการสำเร็จรูปที่จะนำมาใช้จึงไม่มี จะมีเพียงแต่สมการของ Boussinesq โดยอาศัยหลักการของ Saint-Venant Principle (Davis and Selvadurai, 1996) ซึ่งไม่เพียงพอ ดังนั้นการศึกษานี้จำเป็นต้องใช้การคำนวณเชิงตัวเลขด้วยวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ (Finite Element) โปรแกรมที่นำมาใช้คือ โปรแกรม GEO (Serata and Fuenkajorn, 1992)

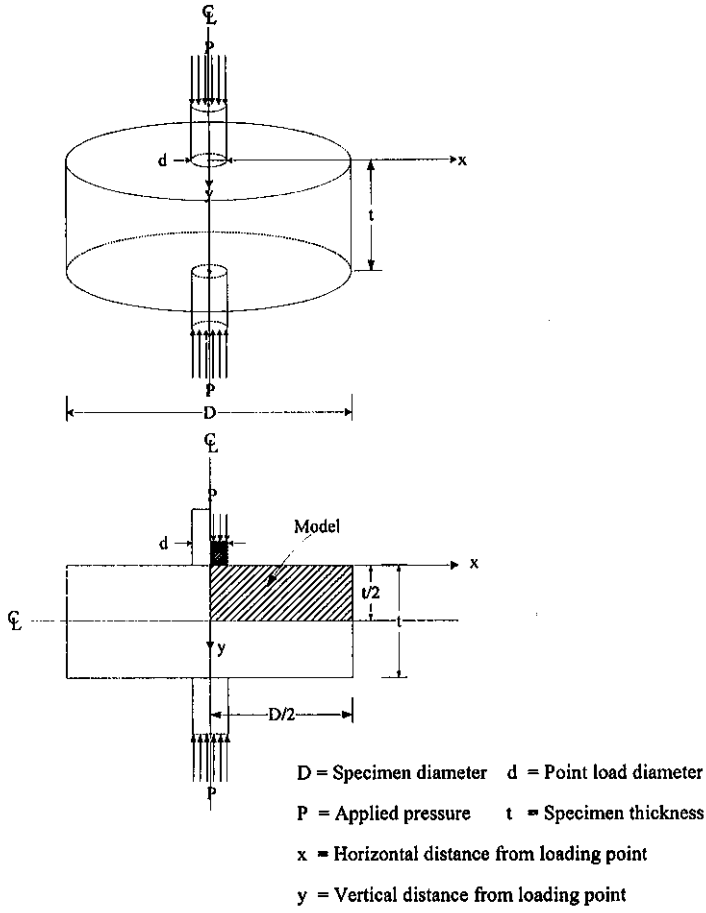
4.1 คุณลักษณะของแบบจำลอง

ในการศึกษาด้วยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์นี้ได้สร้างแบบจำลองขึ้น 36 แบบ (Computer models) เพื่อศึกษาผลกระทบของความหนาและความกว้างของตัวอย่างหินต่อการกระจายตัวของความเค้นแบบต่าง ๆ ตารางที่ 4.1 สรุปคุณสมบัติของแบบโครงข่ายจำลองทั้ง 36 แบบ (Finite element mesh) ประกอบด้วย อัตราส่วนของขนาดความหนาและความกว้างต่อขนาดของหัวกด และจำนวนของจุดตัด (Node) และเอลิเมนต์ (Element) ของแต่ละแบบจำลอง เนื่องจากแบบจำลองมี *แนวสมมาตร (Symmetry planes) 2 แนว คือ แนวตั้งตามแกนของทรงกระบอก* และแนวนอนที่ครึ่งหนึ่งของความหนาของตัวอย่างหิน ดังนั้นการจำลองความเค้นของความเครียดจึงทำเพียงแค่ 1/4 ของตัวอย่างหินทั้งชิ้น ดังแสดงในรูปที่ 4.1 ในการสร้างแบบจำลองทั้งหมดจะมีอัตราส่วนความหนาต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกด (t/d) ผันแปรจาก 1, 2.5, 5, 10, 20 จนไปถึง 50 และมีอัตราส่วนของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางตัวอย่างหินต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของกลางหัวกด (D/d) ผันแปรจาก 1, 2, 5, 10, 20 จนไปถึง 50

ในการศึกษาผลกระทบของความหนาและความกว้างของตัวอย่างหิน ได้กำหนดให้คุณสมบัติของหินมีค่าคงที่ โดยสมมติให้ค่าสัมประสิทธิ์ของ*ความยืดหยุ่น* $E = 7.2\times10^6$ *psi และค่า* Poisson's ratio $\nu = 0.31$ ซึ่งค่าสัมประสิทธิ์ของความยืดหยุ่นและ Poisson's ratio ได้มาจากการตรวจวัดของการทดสอบแรงกดสูงสุดในแกนเดียวของหินอ่อน และนำมาใช้ในแบบจำลองเบื้องต้นนี้

ตารางที่ 4.1 คุณลักษณะของแบบจำลอง 36 แบบที่ใช้ในการศึกษาผลกระทบของเส้นผ่าศูนย์กลางและต่อความเค้นของตัวอย่างหิน

Model No.	t/d	D/d	Number of Nodes	Number of Elements	Model No.	t/d	D/d	Number of Nodes	Number of elements
1	1	1	703	648	19	10	1	1081	1005
2		2	876	816	20		2	1450	1380
3		5	923	856	21		5	1589	1520
4		10	933	862	22		10	1637	1567
5		20	941	866	23		20	1650	1579
6		50	953	872	24		50	1662	1587
7	2.5	1	1047	978	25	20	1	1095	1012
8		2	1393	1327	26		2	1461	1385
9		5	1497	1427	27		5	1617	1541
10		10	1513	1440	28		10	1693	1616
11		20	1521	1445	29		20	1716	1641
12		50	1529	1449	30		50	1736	1657
13	5	1	1070	998	31	50	1	1117	1023
14		2	1434	1367	32		2	1483	1396
15		5	1571	1502	33		5	1672	1585
16		10	1593	1523	34		10	1781	1693
17		20	1601	1529	35		20	1824	1741
18		50	1609	1533	36		50	1860	1773



รูปที่ 4.1 แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์สร้างขึ้นเพื่อศึกษาการวิบัติและการกระจายตัวของความเค้นและความเครียดในตัวอย่างหินรูปทรงกระบอกภายใต้จุดกดแบบปรับเปลี่ยน เนื่องจากมีแกนสมมาตรในแนวตั้งและแนวนอน การจำลองจึงทำเพียง ¼ ส่วนของตัวอย่างหินทั้งชิ้น สัญลักษณ์ที่ใช้ในการคำนวณเชิงตัวเลขได้สรุปไว้ในรูปนี้ด้วย

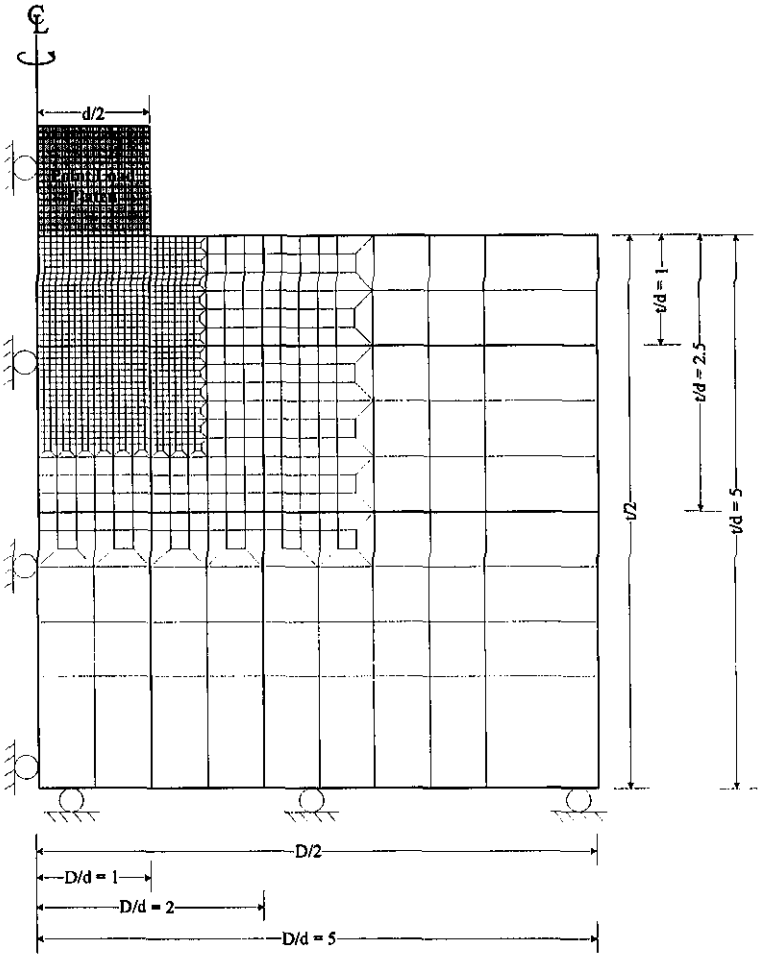
การสร้างแบบจำลองแบ่งออกเป็น 2 ส่วน คือ ส่วนที่เป็นตัวอย่างหิน และส่วนที่เป็นหัวกดโลหะที่มีความแข็งสูง โดยได้กำหนดให้เส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดมีค่าเท่ากับ 10 มิลลิเมตร และเพื่อความสะดวกต่อการศึกษาจึงใช้ตัวแปรของขนาดและรูปร่างต่าง ๆ ให้อยู่ในรูปอัตราส่วนของ D/d, t/d, y/d และ x/d ดังนั้น ผลที่คำนวณได้จึงสามารถอ้างอิงไปถึงหัวกดที่มีขนาดเท่าใดก็ได้ ในส่วนของเอลิเมนต์ (Element) หรือช่องของการคำนวณที่อยู่ภายใต้หรือใกล้เคียงกับจุดกดจะออกแบบให้มีขนาดเล็ก เนื่องจากมีการผันแปรของค่าความเค้นในบริเวณนี้สูง และเพื่อให้ได้มาซึ่งการคำนวณค่าความเค้นที่แม่นยำ ส่วนช่องของการคำนวณที่อยู่ไกลออกไปจากหัวกดจะถูกออกแบบให้ใหญ่ขึ้น เพราะเนื้อตัวอย่างหินในบริเวณนี้มีผลกระทบจากหัวกดน้อย และจะทำให้การคำนวณมีประสิทธิภาพและประสิทธิผลดีขึ้น

จากงานวิจัยก่อนหน้านี้โดย กิตติเทพ เฟื่องขจร (2545) พบว่าผลกระทบของความเสียดทานระหว่างหัวกดกับผิวหิน มีผลกระทบค่อนข้างน้อยโดยมีความแตกต่างกันเพียงร้อยละ 2-5 และในความเป็นจริงระหว่างผิวสัมผัสหัวกดกับตัวอย่างหินก็มิได้มีความเสียดทานถึง 100% แต่จะมีค่าอยู่ระหว่าง 0-100% ดังนั้นการที่จะนำผลการวิเคราะห์ค่าที่ได้จึงไม่มีผลมากนักไม่ว่าจะเลือกแบบใดไปใช้ อย่างไรก็ตามงานวิจัยนี้เลือกใช้การสร้างแบบจำลองให้มีลักษณะที่มีแรงเสียดทานเพื่อที่จะจำลองให้มีสภาพใกล้เคียงความเป็นจริงมากที่สุด รูปที่ 4.2 และรูปที่ 4.3 แสดงให้เห็นถึงแบบจำลองทั้ง 36 แบบ ในรูปของโครงข่ายแบบจำลองที่ถูกสร้างขึ้นมาใช้ศึกษาผลกระทบทั้งความหนาและความกว้างของตัวอย่างหินอ่อนโดยละเอียด และยังรวมไปถึงการศึกษาความสัมพันธ์ของขนาดตัวอย่างหินต่อค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนภายใต้ความเค้นใต้หัวกด

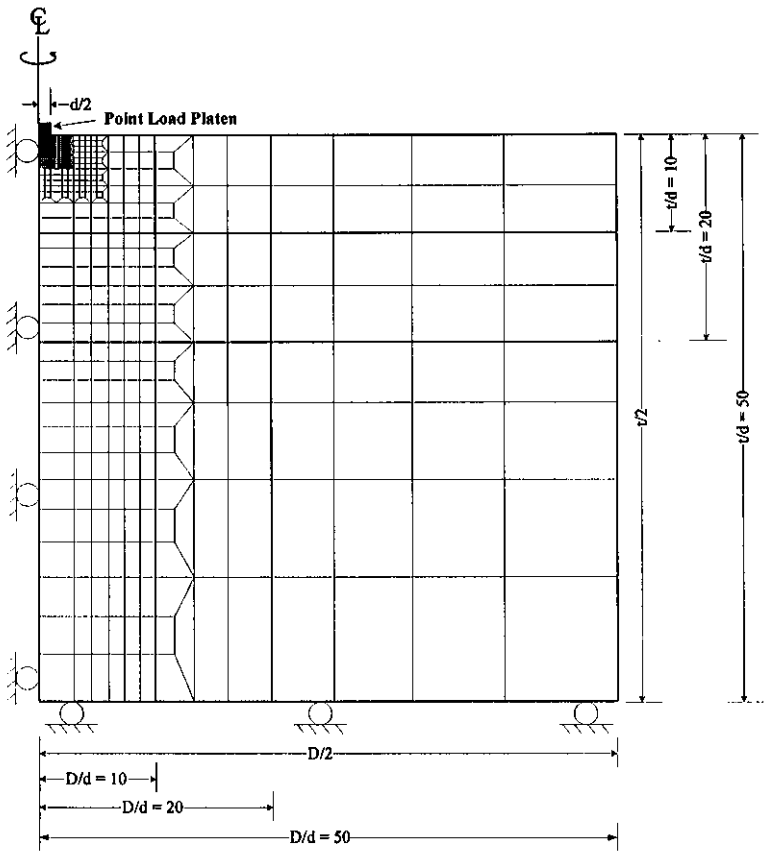
การวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองทั้งหมดในงานวิจัยนี้จะตั้งอยู่ในสมมติฐานของความยืดหยุ่นเชิงเส้นตรง (Linear elasticity) และหินมีคุณสมบัติเท่ากันทุกทิศทาง

4.2 ผลกระทบของรูปร่างและขนาดต่อการกระจายตัวของความเค้น

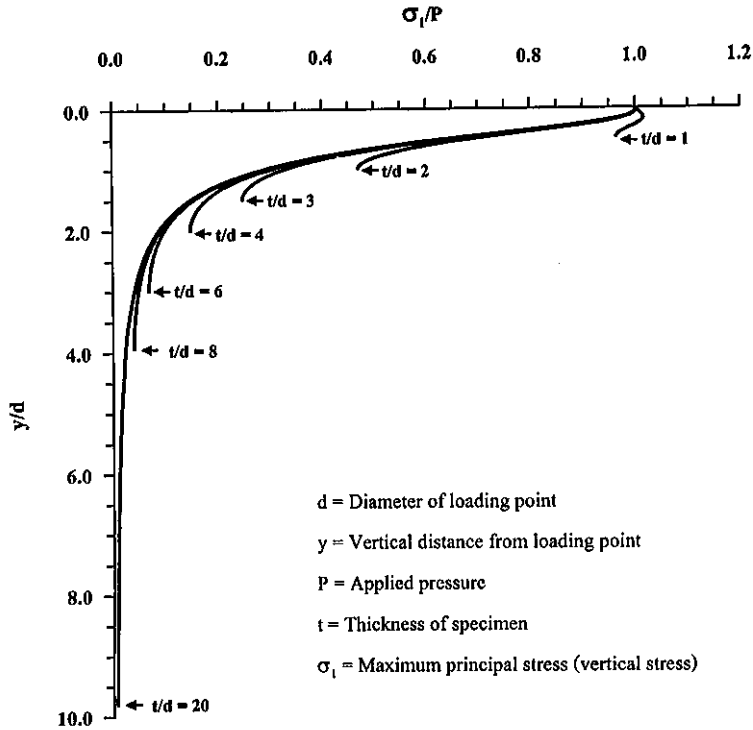
การศึกษาผลกระทบของรูปร่างและขนาด (Shape and size effects) ของตัวอย่างหินต่อการกระจายตัวของความเค้น จากงานวิจัยการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าแรงกดและแรงดึงสูงสุด (กิตติเทพ เฟื่องขจร, 2545) ได้ผลการกระจายตัวของค่าความเค้นหลักมากที่สุด (σ_1) และค่าความเค้นหลักน้อยที่สุด (σ_2) ในแนวดิ่งตามแนวจุดกด รูปที่ 4.4 แสดงผลการคำนวณบางส่วนของผลกระทบด้านความหนาของตัวอย่างหินที่มีต่อการกระจายตัวของความเค้นหลักสูงสุด (σ_1) ตามแนวจุดกดในแนวดิ่ง โดยทั่วไปความเค้นสูงสุดจะอยู่ภายใต้ความกด (Compression) ซึ่งจะอยู่ในบริเวณใกล้เคียงกับจุดกด คือใกล้ผิวสัมผัสระหว่างจุดกดและตัวอย่างหิน จะเห็นได้ว่าการกระจายตัวของความเค้นตามแนวจุดกดนี้จะมีลักษณะคล้ายคลึงกันถ้าตัวอย่างหินมีอัตราส่วนความหนาระหว่าง t/d = 2 ถึง 20 แต่ถ้าความหนาของหินมีน้อยมาก เช่น t/d = 1 การกระจายตัวของความเค้นจะมีลักษณะต่างออกไป



รูปที่ 4.2 โครงข่ายแบบจำลองที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การการวิบัติ และผลกระทบของขนาดในตัวอย่างหินที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน อัตราส่วนของขนาดตัวอย่างหินแปรผันจาก t/d = 1, 2.5, 5 และ D/d = 1, 2, 5 ตามลำดับ



รูปที่ 4.3 โครงข่ายแบบจำลองที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การการวิบัติ และผลกระทบของขนาดในตัวอย่างหินที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน อัตราส่วนของขนาดตัวอย่างหินแปรผันจาก t/d = 10, 20, 50 และ D/d = 10, 20, 50 ตามลำดับ



รูปที่ 4.4 การกระจายตัวของความเค้นหลักที่มากสุด (σ_1) ในแนวดิ่งของตัวอย่างหินที่มีความหนา (t) ต่าง ๆ กันภายใต้ความเค้นกดเท่ากับ P ในแนวแรงกดนี้ ความเค้นหลักที่มากสุดจะมีค่าเท่ากับความเค้นในแนวดิ่ง โดย t/d ผันแปรจาก 1, 2, 3, 4, 6, 8 ถึง 20 และมี D/d คงที่เท่ากับ 15 (กิตติเทพ เพื่องขจร, 2545)

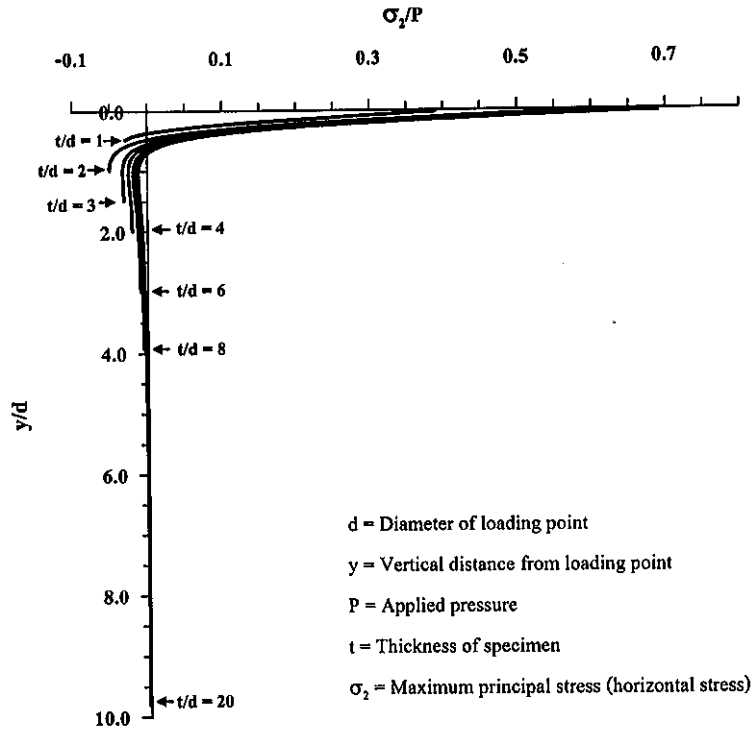
รูปที่ 4.5 แสดงผลกระทบของความหนาของตัวอย่างหินต่อการกระจายตัวของความเค้นหลักต่ำสุด (σ_2) ตามแนวจุดกดในแนวดิ่ง ความเค้นในแนวราบตามแนวจุดกดนี้จะมีค่าสูงสุดภายใต้ความกด (Compression) ที่บริเวณใกล้เคียงกับผิวสัมผัสระหว่างจุดกดกับเนื้อหิน ความเค้นนี้จะลดลงอย่างรวดเร็วและกลายเป็นแรงดึงในบริเวณระยะห่าง 1 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกด (y/d = 1.0) ในบริเวณนี้แรงดึงสูงสุดจะเกิดขึ้น ซึ่งจะเป็นจุดเริ่มต้นของการแตกในเนื้อหินภายใต้แรงดึง หินที่มีความบางมากจะมีแรงดึงมาก ส่วนหินที่มีความหนาจะมีแรงดึงที่จุดนี้ลดลงตามลำดับ

รูปที่ 4.6 แสดงการกระจายตัวของความเค้นหลักมากที่สุด (σ_1) ในแนวดิ่ง พบว่าเมื่ออัตรา D/d มีค่าเพิ่มขึ้น หรือเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหินเริ่มขยายใหญ่กว่าเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกด ค่าความเค้น σ_1 ที่จุดกึ่งกลางของความหนาของตัวอย่างหินจะมีค่าลดลง การลดลงจะเห็นได้เด่นชัดในช่วงระหว่าง D/d = 1 ถึง D/d = 5 แต่ในช่วง D/d ระหว่าง 5 ถึง 20 ค่าความเค้นหลักแทบจะไม่มีการเปลี่ยนแปลง ค่า σ_1/P จะมีค่าเท่ากับหนึ่งและคงที่ตลอดความหนาของตัวอย่างหิน ในกรณีที่ D/d = 1 คือ ในกรณีของ Uniaxial compression test นั่นเอง รูปที่ 4.7 แสดงการกระจายตัวของความเค้นหลักน้อยที่สุด (σ_2) หรือความเค้นในแนวราบใต้หัวกดที่จุดติดกับหัวกดหรือที่ y/d น้อยกว่า 0.5 ความเค้นน้อยที่สุดจะมีค่าเป็นบวกคือเป็นแรงกด แต่ที่ระยะห่าง y/d มากกว่า 0.5 ความเค้นน้อยที่สุดจะมีค่าเป็นลบคือเป็นแรงดึง รูปที่ 4.7 ค่าความเค้นแรงดึงจะสูงสุดที่ D/d = 2 และจะมีค่าลดลงมาเมื่อ D/d มีค่ามากขึ้นไปจนถึง D/d = 20 เป็นที่น่าสังเกตว่าในช่วงระหว่าง D/d เท่ากับ 5 ถึง 20 ค่าความเค้นในแรงดึงนี้แทบจะไม่เปลี่ยนแปลง

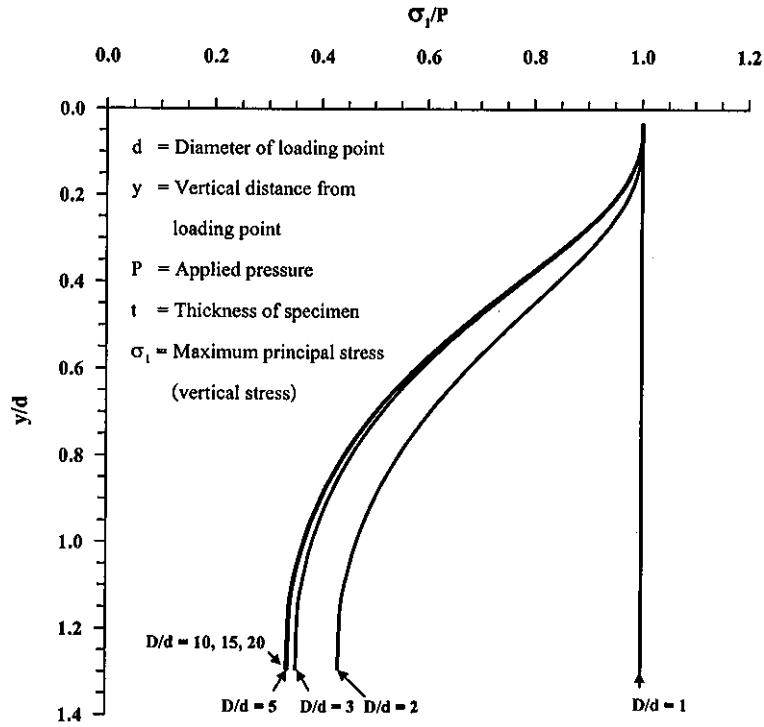
4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างฟังก์ชันการยุบตัวกับรูปร่างและขนาดตัวอย่างหิน

การศึกษาความสัมพันธ์ของ t/d และ D/d ต่อฟังก์ชันการยุบตัว (Displacement function, $\Delta P/[\Delta\delta.E]$) โดย ΔP คือ อัตราการเปลี่ยนแปลงของค่าความเค้นที่จุดกด $\Delta\delta$ คือ อัตราการเปลี่ยนแปลงการยุบตัวของหัวกด และ E คือค่าของสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น การสร้างฟังก์ชันการยุบตัวขึ้นมามีวัตถุประสงค์เพื่อความสะดวกต่อการนำไปคำนวนหาค่าของสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น โดยสามารถทราบค่าของอัตราการเปลี่ยนแปลงของค่าความเค้นที่จุดกดและการยุบตัวของหัวกดจากผลการทดสอบ

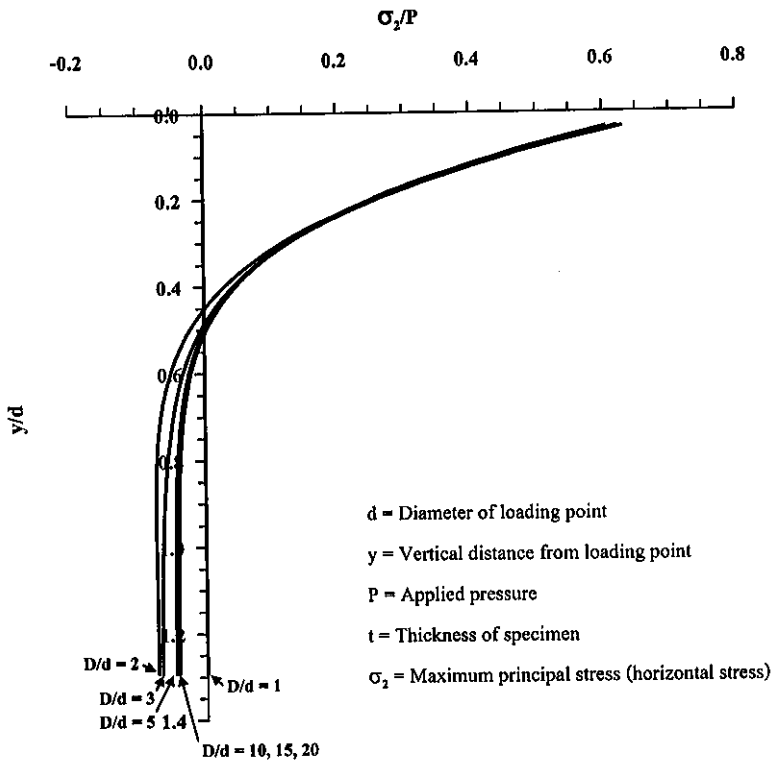
ผลของการคำนวณด้วยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์สามารถสรุปได้ว่า รูปร่างและขนาดของตัวอย่างหินจะมีผลกระทบต่อฟังก์ชันการยุบตัว ซึ่งสามารถสร้างความสัมพันธ์เชิงคณิตศาสตร์ระหว่างฟังก์ชันการยุบตัวกับรูปร่างของตัวอย่างหินในเชิงความหนา (t/d) และความกว้าง (D/d) อยู่ในรูปของแผนภูมิดังรูปที่ 4.8 และรูปที่ 4.9 ซึ่งแสดงผลของ $\Delta P/[\Delta\delta.E]$ ในฟังก์ชันของ t/d และ D/d ตามลำดับ โดยค่าของ $\Delta P/[\Delta\delta.E]$ มีแนวโน้มลดลงเมื่อ t/d สูงขึ้น และมีแนวโน้มสูงขึ้น เมื่อ D/d สูงขึ้น ซึ่งสามารถแสดงในรูปของสมการ Power และ Logarithmic คือ



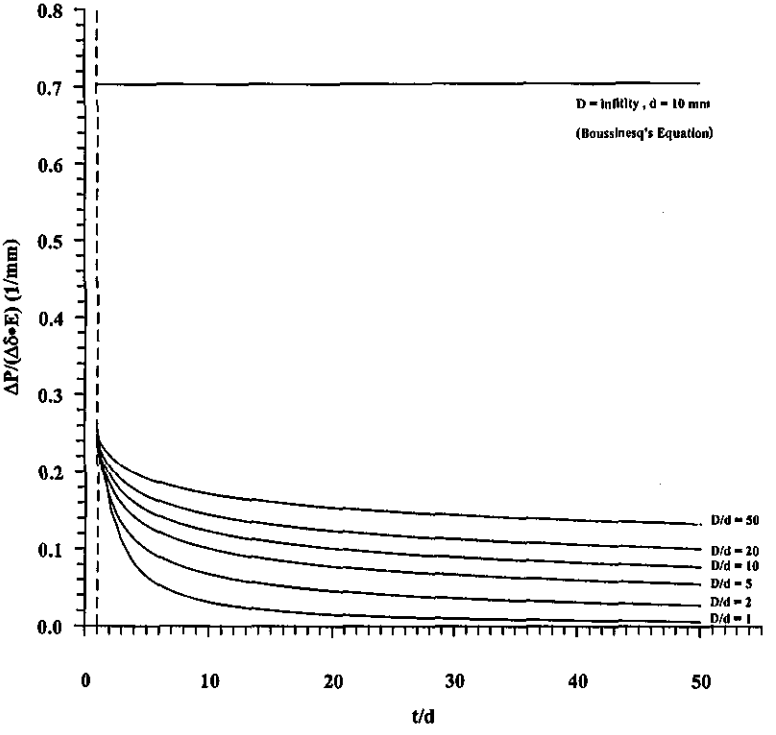
รูปที่ 4.5 การกระจายตัวของความเค้นหลักที่น้อยสุด (σ_2) ในแนวดิ่งของตัวอย่างหินที่มีความหนา (t) ต่าง ๆ กันภายใต้ความเค้นกดเท่ากับ P ในแนวแรงกดนี้ ความเค้นหลักที่น้อยสุดจะมีค่าเท่ากับความเค้นในแนวนอน โดย t/d ผันแปรจาก 1, 2, 3, 4, 6, 8 ถึง 20 และมี D/d คงที่เท่ากับ 15 (กิตติเทพ เฟื่องขจร, 2545)



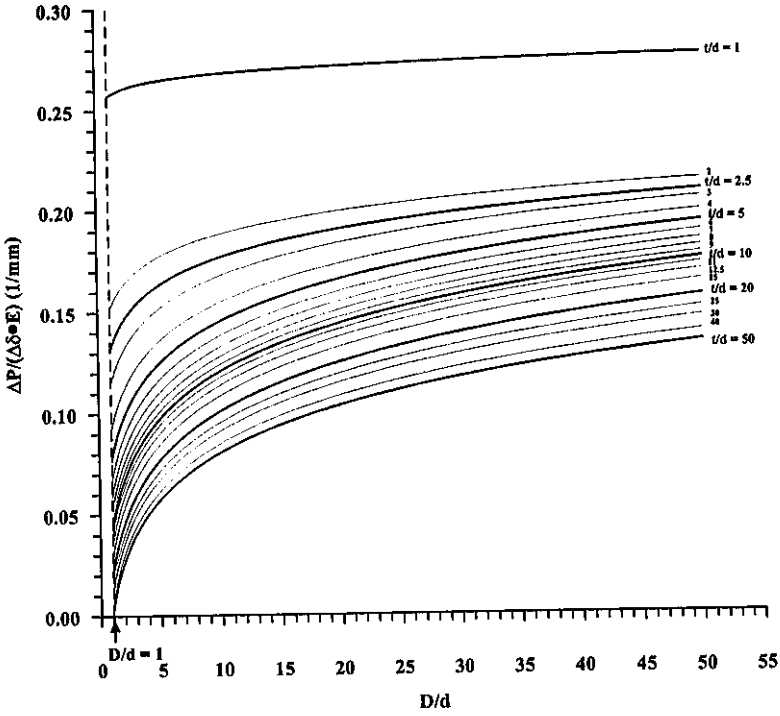
รูปที่ 4.6 การกระจายตัวของความเค้นหลักที่มากสุด (σ_1) ในแนวดิ่งของตัวอย่างหินที่มีอัตราส่วนของความกว้างต่างกันภายใต้ความเค้นกดเท่ากับ P และมี t/d คงที่เท่ากับ 2.5 (กิตติเทพ เฟื่องขจร, 2545)



รูปที่ 4.7 การกระจายตัวของความเค้นหลักที่น้อยสุด (σ_2) ในแนวดิ่งของตัวอย่างหินที่มีอัตราส่วนของความกว้างต่างกันภายใต้ความเค้นกดเท่ากับ P และมี t/d คงที่เท่ากับ 2.5 (กิตติเทพ เฟื่องขจร, 2545)



รูปที่ 4.8 ผลการคำนวณจากแบบจำลองทั้ง 36 แบบ ฟังก์ชันการยุบตัว ($\Delta P/[\Delta\delta.E]$) นำมาแสดงในฟังก์ชันของ t/d



รูปที่ 4.9 ผลการคำนวณจากแบบจำลองทั้ง 36 แบบ ฟังก์ชันการขุบตัว ($\Delta P/[\Delta\delta.E]$) นำมาแสดงในฟังก์ชันของ D/d

$$\Delta P/[\Delta\delta_r E] = A\,(t/d)^{-B} \qquad (4.1)$$

และ $$\Delta P/[\Delta\delta_r E] = F \ln (D/d) + H \qquad (4.2)$$

โดยที่ A และ B คือสัมประสิทธ์ของฟังก์ชันการยุบตัวซึ่งสัมพันธ์กับความหนาของตัวอย่างหิน F และ H คือสัมประสิทธ์ของฟังก์ชันการยุบตัวที่สัมพันธ์กับความกว้างของตัวอย่างหิน (เส้นผ่าศูนย์กลาง) ซึ่งได้แสดงค่าในตารางที่ 4.2

ฟังก์ชันการยุบตัวมีการเปลี่ยนแปลงค่าอย่างมากในช่วงค่าอัตราส่วนของ t/d และ D/d ที่มีค่าน้อยในช่วง 1 จนถึง 10 และหลังจากนั้นจะเปลี่ยนแปลงน้อย แสดงให้เห็นถึงผลกระทบของขนาดตัวอย่างหินอย่างชัดเจนในตัวอย่างหินที่มีขนาดบางและเล็ก และจะมีผลกระทบที่น้อยลงมากในขณะที่ตัวอย่างหินหนาและใหญ่ขึ้น โดยสามารถเปรียบเทียบกับสมการของ Boussinesq ที่มีขอบเขตเป็นระยะอนันต์ทั้งความกว้างและความหนาพบว่า เมื่อจัดสมการให้อยู่ในฟังก์ชันของการยุบตัวจะให้ค่าที่สูงกว่าและมีค่าคงที่ (รูปที่ 4.8) เพราะค่าที่ได้จากสมการของ Boussinesq เกิดจากการใช้สภาวะขอบเขตทั้งความกว้างและความหนาที่ไม่มีขอบเขตจำกัด

4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างฟังก์ชันของแรงกดในสามแกนและขนาดตัวอย่างหิน

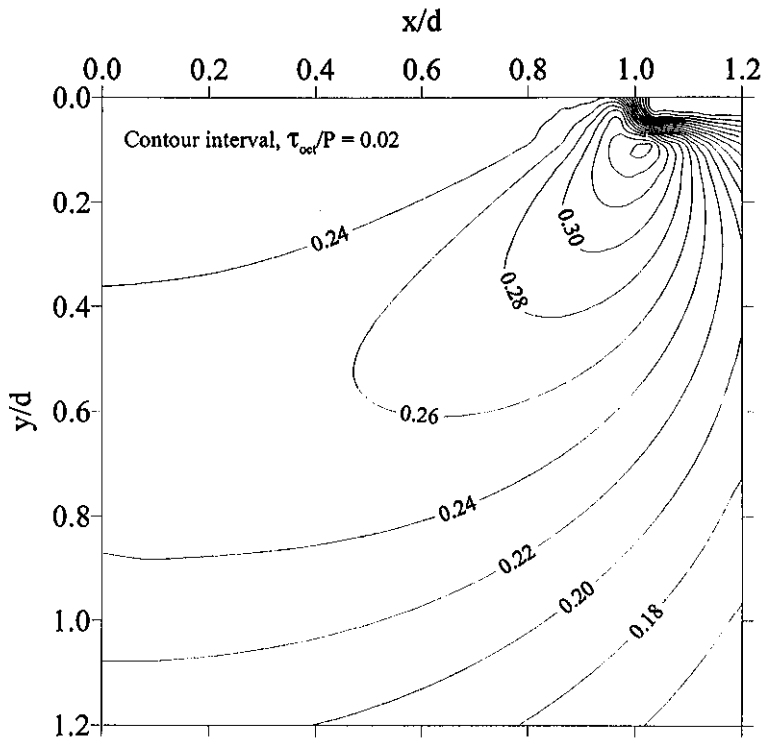
การศึกษาความสัมพันธ์ของ t/d และ D/d ต่อฟังก์ชันของแรงกดในสามแกนแบ่งออกเป็น การหาความสัมพันธ์ของความเค้นในแนวเฉือน (Octahedral shear stress) ต่อความเค้นกด (τ_{oct}/P) และความเค้นเฉลี่ย (Mean stress) ต่อความเค้นกด (σ_m/P) โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อที่จะใช้หาค่าความเค้นในแนวเฉือนและความเค้นเฉลี่ยจากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนแล้วนำค่าทั้งสองไปสร้างกฎเกณฑ์การแตก (Failure criterion) ของตัวอย่างหิน

ผลที่ได้จากแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์พบว่าภายใต้จุดกดมีการกระจายตัวของค่าความเค้นในแนวเฉือนมีค่าสูงสุดอยู่ที่บริเวณใกล้ขอบของหัวกดและลดลงอย่างเห็นได้ชัดซึ่งสัมพันธ์กับการแตกเป็นรูปทรงกรวยใต้หัวกด (Cone-shaped failure) ดังแสดงในรูปที่ 4.10 โดยแสดงการกระจายตัวของความเค้นในแนวเฉือนต่อความเค้นกด (τ_{oct}/P) จากแบบจำลองที่ 36 (D/d = t/d = 50) ระยะ x- และ ระยะ y- คือระยะจากจุดกึ่งกลางของพื้นที่ผิวสัมผัสระหว่างหัวกดและตัวอย่างหิน (ที่ระยะ x/d = 1 คือที่ขอบของหัวกด)

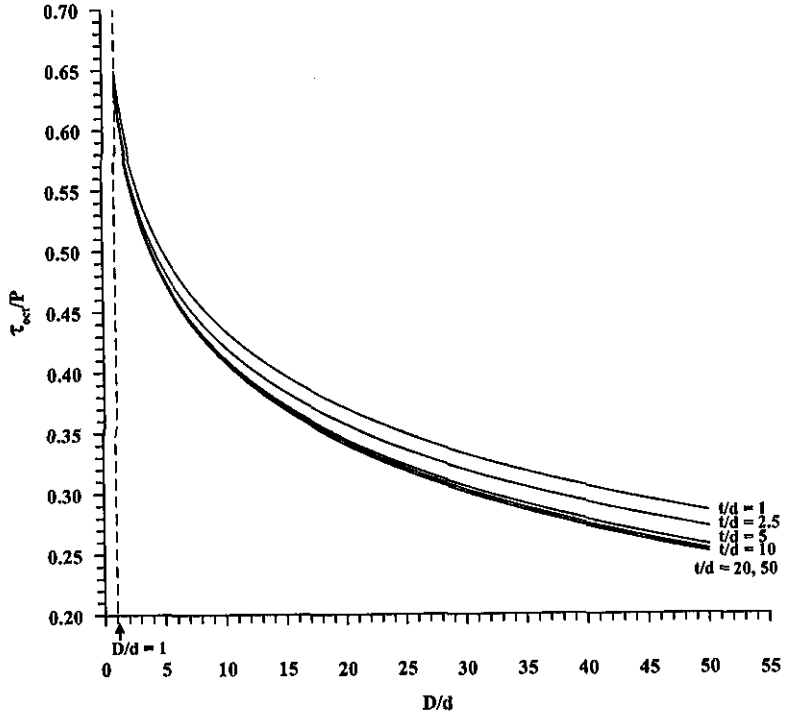
การสร้างความสัมพันธ์เชิงคณิตศาสตร์ระหว่างฟังก์ชันของความเค้นในแนวเฉือนและความเค้นเฉลี่ย กับรูปร่างของตัวอย่างหินในเชิงความหนา (t/d) และความกว้าง (D/d) อยู่ในรูปของแผนภูมิรูปที่ 4.11 และรูปที่ 4.12 ซึ่งแสดงผลของ τ_{oct}/P และ σ_m/P ในฟังก์ชันของ D/d ตามลำดับ โดยค่าของ τ_{oct}/P มีแนวโน้มลดลงเมื่อ D/d สูงขึ้น และค่า σ_m/P มีแนวโน้มสูงขึ้น เมื่อ D/d สูงขึ้นตามลำดับ ซึ่งสามารถแสดงในรูปของสมการ Logarithmic คือ

ตารางที่ 4.2 ค่าสัมประสิทธิ์ที่สัมพันธ์ต่อฟังก์ชันสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นจากการคำนวณเชิงตัวเลข โดยคอมพิวเตอร์ ในฟังก์ชันของ t/d และ D/d

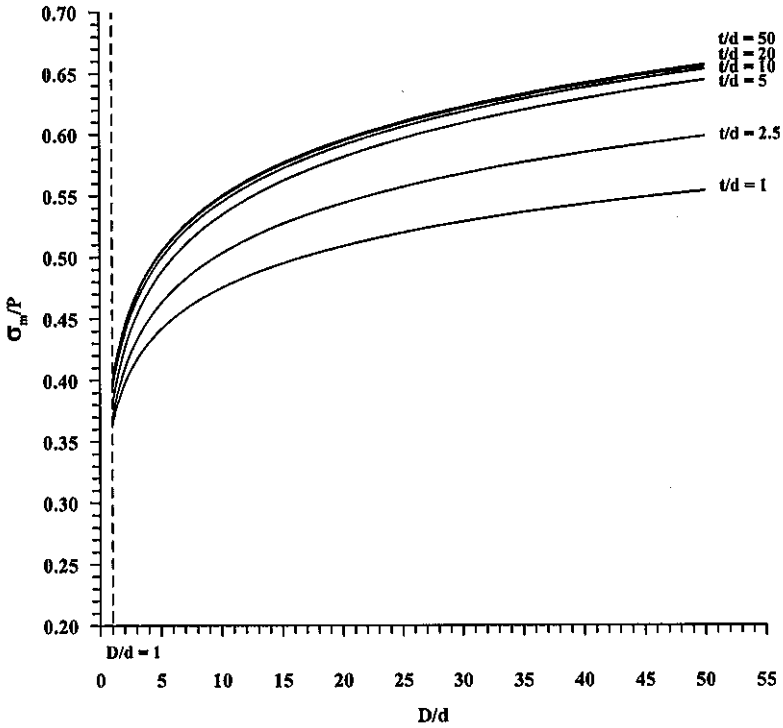
D/d	A	B	t/d	F	H
1	0.3088	0.9974	1	0.0049	0.2567
2	0.2432	0.5560	2	0.0160	0.1514
3	0.2376	0.9968	2.5	0.0198	0.1313
4	0.2363	04048	3	0.0232	0.1143
5	0.2360	0.3704	4	0.0274	0.0916
6	0.2361	0.3453	5	0.0297	0.0768
7	0.2364	0.3257	6	0.0312	0.0663
8	0.2368	0.3120	7	0.0322	0.0584
9	0.2372	0.2969	8	0.0329	0.0522
10	0.2376	0.2858	9	0.0334	0.0471
12.5	0.2386	0.2635	10	0.0338	0.0429
15	0.2396	0.2468	11	0.0340	0.0393
20	0.2412	0.2226	12.5	0.0343	0.0348
25	0.2426	0.2052	15	0.0345	0.0291
30	0.2437	0.1920	20	0.0346	0.0212
40	0.2457	0.1724	25	0.0345	0.0160
50	0.2473	0.1583	30	0.0343	0.0123
			40	0.0338	0.0072
			50	0.0333	0.0038



รูปที่ 4.10 เส้นชั้นแสดงการกระจายตัวของอัตราส่วนของความเค้นในแนวเฉือน (Octahedral shear stress) ต่อความเค้นกด (τ_{oct}/P) บริเวณใต้จุดกด ของแบบจำลองที่ 36 (D/d = t/d = 50)



รูปที่ 4.11 ผลการคำนวณจากแบบจำลองทั้ง 36 แบบ ฟังก์ชันของความเค้นในแนวเฉือน (Octahedral shear stress) ต่อความเค้นกด (τ_{oct}/P) นำมาแสดงในฟังก์ชันของ D/d



รูปที่ 4.12 ผลการคำนวณจากแบบจำลองทั้ง 36 แบบ ฟังก์ชันของความเค้นเฉลี่ย (Mean stress) ต่อความเค้นกด (σ_m/P) นำมาแสดงในฟังก์ชันของ D/d

$$\tau_{oct}/P = - M \ln (D/d) + N \quad (4.3)$$

และ $$\sigma_m/P = O \ln (D/d) + P \quad (4.4)$$

โดยที่ M และ N คือ สัมประสิทธิ์ของความเค้นในแนวเฉือนต่อความเค้นกด ส่วน O และ P คือ สัมประสิทธิ์ของความเค้นเฉลี่ยที่สัมพันธ์กับความกว้างของตัวอย่างหิน (เส้นผ่าศูนย์กลาง) ซึ่งได้แสดงค่าดังตารางที่ 4.3 และตารางที่ 4.4 ตามลำดับ

ผลที่ได้จากการสร้างแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ด้วยระเบียบวิธีเชิงตัวเลขทั้งหมดนี้สามารถนำไปประเมินค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น และค่าความเค้นสูงสุดในสามแกนของตัวอย่างหินได้ และจะนำเสนอในบทต่อไป

ตารางที่ 4.3 ค่าสัมประสิทธิ์ที่สัมพันธ์ต่อค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนในฟังก์ชันของความเค้นในแนวเฉือน จากการคำนวณเชิงตัวเลขโดยคอมพิวเตอร์ ในฟังก์ชันของ t/d

t/d	M	N
1	0.0930	0.6485
2.5	0.0927	0.6345
5	0.0961	0.6327
10	0.0979	0.6361
20	0.0978	0.6336
50	0.0979	0.6337

ตารางที่ 4.4 ค่าสัมประสิทธิ์ที่สัมพันธ์ต่อค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนในฟังก์ชันของความเค้นเฉลี่ย จากการคำนวณเชิงตัวเลขโดยคอมพิวเตอร์ ในฟังก์ชันของ t/d

t/d	O	P
1	0.0488	0.3626
2.5	0.0589	0.3673
5	0.0680	0.3775
10	0.0668	0.3909
20	0.0660	0.3967
50	0.0662	0.3974

บทที่ 5
การวิเคราะห์

เนื้อหาในบทนี้เสนอวิธีการคาดคะเนค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น และค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนโดยใช้วิธีการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนจากการทดสอบแบบมาตรฐานได้ถูกนำมาเปรียบเทียบกับค่าที่คาดคะเนได้เพื่อประเมินความสามารถของวิธีที่นำเสนอในงานวิจัยนี้

5.1 ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น

การคาดคะเนค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นจากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนของตัวอย่างหินขนาดต่าง ๆ ที่ได้ทดสอบและตรวจวัดการยุบตัวของหัวกดตามค่าแรงกด โดยแสดงเป็นความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนแปลงค่าความเค้นของจุดกด (ΔP) กับการเปลี่ยนแปลงการยุบตัวของหัวกด ($\Delta\delta$) ดังรูปในภาคผนวก ก ซึ่งสามารถคำนวณค่าอัตราส่วนระหว่างการเปลี่ยนแปลงค่าความเค้นของการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนกับการเปลี่ยนแปลงการยุบตัวของหัวกด ($\Delta P/\Delta\delta$) จากความชันของแผนภูมิในช่วงที่ปล่อยให้ค่าของความเค้นลดลง (Unloading curve)

รูปที่ 4.9 แสดงผลจากแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ที่ทำการคำนวณค่าของฟังก์ชันการยุบตัวต่ออัตราส่วนของขนาดตัวอย่างหิน ซึ่งเลือกค่าที่มีอัตราส่วนของขนาดตัวอย่างหินต่อขนาดของหัวกดเท่ากันหรือใกล้เคียงกันมากที่สุด จะได้ค่าอัตราส่วนของฟังก์ชันการยุบตัว ($\Delta P/[\Delta\delta \cdot E]$) และสามารถคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นจากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (E_{MPL}) จากการแทนค่าอัตราส่วนระหว่างการเปลี่ยนแปลงค่าความเค้นของการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนกับการเปลี่ยนแปลงการยุบตัวของหัวกด ($\Delta P/\Delta\delta$) ที่ตรวจวัดได้จากการทดสอบ

ตัวอย่างการคำนวณจากแผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดตัวอย่างหินอ่อน MB-29-05-EMPL-01 สามารถตรวจวัดค่าของ $\Delta P/\Delta\delta$ ได้เท่ากับ 2.99 GPa/mm (รูปที่ ก-1) จากขนาดของตัวอย่างหินที่มีค่าของ $t/d = 5$ และ $D/d = 9.2$ สามารถหาค่าของ $\Delta P/[\Delta\delta \cdot E] = 0.143\ mm^{-1}$ จากแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ (รูปที่ 4.9) ดังนั้นเราสามารถคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นจากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน $E_{MPL} = 2.99/0.143 = 21$ GPa โดยผลการคำนวณของตัวอย่างหินทั้ง 4 ชนิดแสดงไว้ในตารางที่ 5.1 ถึงตารางที่ 5.4

ตารางที่ 5.1 ผลการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของหินอ่อนจากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

Specimen Number	t/d	D/d	$\Delta P/\Delta\delta$ (GPa/mm)	E_{MPL} (GPa)
MB-29-05-EMPL-01	5.1	9.2	2.99	21.0
MB-13-06-EMPL-02	2.4	4.9	2.00	12.3
MB-13-05-EMPL-03	3.6	7.4	3.97	25.8
MB-13-05-EMPL-04	3.5	7.4	3.12	20.3
MB-13-05-EMPL-05	2.4	4.9	2.23	13.7
MB-29-03-EMPL-06	3.6	6.1	1.47	12.0
MB-33-02-EMPL-07	4.8	9.2	5.73	40.2
MB-33-02-EMPL-08	5.2	9.2	4.07	28.5
MB-29-04-EMPL-09	3.2	6.1	2.16	13.8
MB-13-05-EMPL-10	7.4	14.9	5.31	37.1
MB-13-05-EMPL-11	7.5	14.9	5.64	39.4
MB-13-08-EMPL-12	3.8	7.7	6.79	46.0
MB-13-08-EMPL-13	3.7	7.7	3.53	23.9
MB-13-07-EMPL-14	1.7	3.7	2.15	12.5
MB-13-07-EMPL-15	1.9	3.7	1.50	8.7
MB-29-02-EMPL-16	2.7	4.6	1.12	7.5
MB-29-02-EMPL-17	2.6	4.6	1.11	7.4
			Mean	21.8
			Standard Deviation	12.2

ตารางที่ 5.2 ผลการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของหินทราย จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

Specimen Number	t/d	D/d	$\Delta P/\Delta\delta$ (GPa/mm)	E_{MPL} (GPa)
GST-SQ-07-EMPL-01	5.2	10.1	3.32	22.8
GST-SQ-08-EMPL-02	3.4	6.7	1.64	10.9
GST-05-09-EMPL-03	5.5	10.7	4.07	28.3
GST-SQ-10-EMPL-04	2.6	5.0	1.59	9.7
GST-SQ-11-EMPL-05	2.6	5.0	1.00	6.1
GST-SQ-12-EMPL-06	5.2	10.1	3.19	21.9
GST-05-09-EMPL-07	5.7	10.7	4.75	33.0
GST-SQ-16-EMPL-10	3.5	6.7	1.60	10.6
GST-SQ-26-EMPL-20	5.1	10.2	3.35	23.0
GST-05-08-EMPL-21	4.0	7.4	2.32	15.8
GST-05-08-EMPL-22	4.0	7.4	2.31	15.8
			Mean	18.0
			Standard Deviation	8.5

ตารางที่ 5.3 ผลการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของหินบะซอลต์จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

Specimen Number	t/d	D/d	$\Delta P/\Delta\delta$ (GPa/mm)	E_{MPL} (GPa)
BA-21-01-EMPL-01	3.0	5.4	2.69	17.5
BA-22-01-EMPL-02	3.0	5.4	2.72	17.7
BA-22-IR-EMPL-03	4.9	9.4	1.63	11.4
BA-22-01-EMPL-05	6.1	10.7	7.59	54.1
BA-20-01-EMPL-06	1.9	3.6	1.46	8.5
BA-20-02-EMPL-07	2.0	3.6	1.27	8.1
BA-22-01-EMPL-08	6.0	10.7	5.66	40.4
BA-25-01-EMPL-09	3.4	6.6	1.38	9.2
BA-25-01-EMPL-10	3.4	6.6	1.45	9.6
BA-20-01-EMPL-11	1.5	2.7	1.54	7.2
BA-20-01-EMPL-12	1.5	2.7	1.17	5.5
BA-23-01-EMPL-13	2.3	5.0	0.86	5.3
BA-23-01-EMPL-14	2.6	5.0	1.48	9.1
BA-24-01-EMPL-15	7.4	14.8	3.59	25.1
BA-24-01-EMPL-16	7.6	14.8	6.36	44.5
			Mean	18.2
			Standard Deviation	15.7

ตารางที่ 5.4 ผลการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของแกรนิตจากการทดสอบจุดกด แบบปรับเปลี่ยน

Specimen Number	t/d	D/d	$\Delta P/\Delta\delta$ (GPa/mm)	E_{MPL} (GPa)
GR-SQ-07-EMPL-01	3.3	6.7	1.40	9.3
GR-SQ-08-EMPL-02	3.3	6.6	1.85	11.7
GR-SQ-09-EMPL-03	2.5	5.0	1.46	8.9
GR-SQ-10-EMPL-04	2.5	5.0	1.63	10.0
GR-SQ-11-EMPL-05	5.0	9.7	3.35	23.2
GR-SQ-12-EMPL-06	5.0	9.9	3.26	22.5
GR-05-09EMPL-21	3.7	7.4	2.66	18.2
GR-05-09-EMPL-22	3.8	7.4	2.74	18.7
GR-05-08-EMPL-23	2.6	4.9	1.49	9.2
GR-05-08-EMPL-24	2.5	4.9	1.78	10.9
GR-05-07-EMPL-25	2.7	5.3	2.28	14.9
GR-05-07-EMPL-26	2.6	5.3	2.71	16.5
GR-05-01-EMPL-27	4.6	10.7	6.40	42.1
GR-05-01-EMPL-28	4.5	10.8	5.16	33.9
GR-05-01-EMPL-29	3.8	7.7	5.15	34.9
GR-05-01-EMPL-30	3.7	7.7	5.59	37.9
			Mean	20.2
			Standard Deviation	11.2

5.2 ค่าแรงกดสูงสุดในสามแกน

การคำนวณค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนจากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเริ่มจากการหาค่าความเค้นในแนวเฉือน (Octahedral shear stress, τ_{oct}) และความเค้นเฉลี่ย (Mean stress, σ_m) ที่มีการผันแปรอัตราส่วนความกว้างต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางหัวกด (D/d) และอัตราส่วนความหนาต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางหัวกด (t/d) คงที่เท่ากับ 2.5

ค่าความเค้นกดสูงสุดของการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (P) จากการทดสอบที่มีอัตราส่วนของ D/d และ t/d ต่างกัน สามารถนำไปหาค่าความเค้นในแนวเฉือน และความเค้นเฉลี่ยได้จากรูปที่ 4.11 และรูปที่ 4.12 ตามลำดับ

ตัวอย่างการคำนวณของตัวอย่างหินอ่อน MB-90-01-MPL-221 ซึ่งได้ค่าความเค้นของการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (P) เท่ากับ 389.2 MPa โดยมีขนาดของ t/d = 2.5 และ D/d =18.5 เมื่อนำไปหาค่าอัตราความเค้นในแนวเฉือนต่อความเค้นกด (τ_{oct}/P) และความเค้นเฉลี่ยต่อความเค้นกด (σ_m/P) จากแผนภูมิรูปที่ 4.11 และรูปที่ 4.12 จะได้ค่าของ τ_{oct}/P = 0.362 และ σ_m/P = 0.348 ตามลำดับ โดยสามารถคำนวณหาค่าความเค้นในแนวเฉือน τ_{oct} = (398.2 x 0.362) = 141.1 MPa และความเค้นเฉลี่ย, σ_m = (398.2 x 0.348) = 153.3 MPa ตามลำดับ ผลการคำนวณของตัวอย่างหินทั้ง 4 ชนิดแสดงไว้ในตารางที่ 5.5 ถึงตารางที่ 5.8

5.3 การเปรียบเทียบผลการทดสอบ

จุดประสงค์หลักของการเปรียบเทียบคือเพื่อสอบทานการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน งานวิจัยนี้ได้นำตัวอย่างหินทั้งหมด 4 ชนิด ประกอบด้วย หินอ่อน หินทราย หินบะซอลต์ และหินแกรนิต มาเป็นตัวแทนเพื่อให้ครอบคลุมหินชนิดต่าง ๆ ผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวและตรวจวัดค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น การทดสอบแรงกดในสามแกน และการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน ตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM จะถูกนำมาเปรียบเทียบผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนที่ได้กล่าวมาในหัวข้อที่ 5.1 และ 5.2

ตารางที่ 5.9 และรูปที่ 5.1 เปรียบเทียบค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น (Elastic modulus) ที่ได้จากการตรวจวัดการทดสอบแรงกดในแกนเดียว และค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นที่ได้จากการประเมินจากการตรวจวัดด้วยวิธีทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน พบว่าการคาดคะเนค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของหินด้วยวิธีทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนจะได้ค่าที่อยู่ในช่วงที่สามารถตรวจวัดได้จากการทดสอบด้วยวิธีมาตรฐาน

ผลการทดสอบแรงกดในสามแกนตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM สามารถนำมาเปรียบเทียบกับผลการคาดคะเนค่าแรงกดในสามแกนจากผลการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนตามรายละเอียดการทดสอบในบทที่ 3 โดยนำผลค่าความเค้นในแนวเฉือน (τ_{oct}) และความเค้นเฉลี่ยต่อความเค้นกด (σ_m) มาสร้างความสัมพันธ์เป็นกฎเกณฑ์การแตก (Failure criterion) เพื่อสามารถเปรียบเทียบผลได้อย่างชัดเจน

ตารางที่ 5.5 ผลการคำนวณค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของหินอ่อนจากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

Specimen Number	t/d	D/d	Point Load Strength, P (MPa)	Octahedral Shear Strength τ_{oct} (MPa)	Mean Strength σ_m (MPa)
MB-90-01-MPL-221	*2.5*	*18.8*	*389.2*	141.1	135.3
MB-91-01-MPL-222	2.5	19.8	401.2	143.6	139.8
MB-92-01-MPL-223	2.5	21.0	451.7	159.1	157.9
MB-93-01-MPL-224	2.5	22.7	530.9	183.3	186.2
MB-94-01-MPL-225	2.5	22.0	367.6	127.9	128.7
MB-95-01-MPL-226	2.5	13.7	317.1	124.2	108.7
MB-95-02-MPL-227	2.5	13.7	331.5	129.8	113.6
MB-95-03-MPL-228	2.5	13.3	307.5	121.4	105.2
MB-96-01-MPL-229	2.5	13.7	401.2	157.1	137.5
MB-96-02-MPL-230	2.5	13.6	446.8	175.4	153.0
MB-96-03-MPL-231	2.5	10.1	370.0	155.4	124.9
MB-97-01-MPL-232	2.5	9.8	228.2	96.6	76.9
MB-97-02-MPL-233	2.5	9.8	259.5	109.8	87.5
MB-97-03-MPL-234	2.5	9.6	300.3	127.5	101.2
MB-98-01-MPL-235	2.5	9.5	396.4	168.9	133.4
MB-98-03-MPL-237	2.5	6.9	331.5	151.1	109.9
MB-98-04-MPL-238	2.5	6.8	370.0	169.0	122.6
MB-98-05-MPL-239	2.5	6.9	379.6	173.0	125.8
MB-98-06-MPL-240	2.5	6.9	353.2	161.0	117.0
MB-98-07-MPL-241	2.5	7.0	341.1	154.9	113.2

ตารางที่ 5.5 ผลการคำนวณค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของหินอ่อนจากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (ต่อ)

Specimen Number	t/d	D/d	Point Load Strength, P (MPa)	Octahedral Shear Strength τ_{oct} (MPa)	Mean Strength σ_m (MPa)
MB-98-8-MPL-242	2.5	6.6	271.5	124.8	89.8
MB-102-2-MPL-261	2.4	7.1	350.8	144.5	97.2
MB-103-1-MPL-262	2.5	7.1	223.4	132.6	89.4
MB-103-2-MPL-263	2.5	7.1	192.2	137.1	91.6
MB-103-3-MPL-264	2.5	7.0	264.3	136.6	91.7
MB-103-4-MPL-265	2.5	7.0	324.3	138.3	92.4
MB-101-1-MPL-256	2.5	5.0	297.9	159.0	116.4
MB-101-2-MPL-257	2.5	5.1	273.9	101.3	74.1
MB-101-3-MPL-258	2.5	4.9	281.1	86.9	63.8
MB-101-4-MPL-259	2.4	5.0	281.1	119.9	87.7
MB-102-1-MPL-260	2.5	4.9	283.5	147.2	107.6
MB-99-1-MPL-243	2.5	3.4	221.0	115.0	70.8
MB-99-2-MPL-244	2.5	3.1	192.2	101.8	61.2
MB-99-3-MPL-245	2.5	3.0	235.4	125.7	74.8
MB-99-4-MPL-246	2.5	3.0	163.4	87.3	51.9
MB-99-5-MPL-247	2.5	3.2	257.1	135.7	82.0
MB-100-1-MPL-251	2.5	2.3	139.3	77.8	43.7
MB-100-2-MPL-252	2.5	2.3	103.3	57.5	32.4
MB-100-3-MPL-253	2.5	2.2	120.1	67.4	37.6
MB-100-4-MPL-254	2.5	2.1	144.1	81.6	45.0
MB-100-5-MPL-255	2.5	2.3	132.1	73.7	41.4

ตารางที่ 5.6 ผลการคำนวณค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของหินทรายจากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

Specimen Number	t/d	D/d	Point Load Strength, P (MPa)	Octahedral Shear Strength τ_{oct} (MPa)	Mean Strength σ_m (MPa)
GST-05-13-MPL-56	2.8	9.9	333.8	140.7	112.6
GST-05-14-MPL-57	3.0	9.9	282.8	119.3	95.4
GST-05-15-MPL-58	2.9	9.9	305.7	128.9	103.2
GST-05-16-MPL-59	2.6	9.9	280.3	118.2	94.6
GST-05-17-MPL-60	2.7	9.9	270.1	114.0	91.1
GST-06-11-MPL-46	2.7	7.4	299.4	134.3	99.6
GST-06-12-MPL-47	2.9	7.4	286.6	128.6	95.3
GST-06-12-MPL-48	2.9	7.4	305.7	137.2	101.7
GST-06-12-MPL-49	2.9	7.4	312.1	140.1	103.8
GST-06-13-MPL-50	2.8	7.4	286.6	128.6	95.3
GST-06-13-MPL-51	2.6	7.4	273.9	122.9	91.1
GST-06-13-MPL-52	2.7	7.4	293.0	131.5	97.5
GST-06-13-MPL-53	3.0	7.4	308.9	138.6	102.8
GST-06-14-MPL-54	2.6	7.4	257.3	115.5	85.6
GST-06-14-MPL-55	2.7	7.4	258.0	115.8	85.8

ตารางที่ 5.6 ผลการคำนวณค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของหินทรายจากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (ต่อ)

Specimen Number	t/d	D/d	Point Load Strength, P (MPa)	Octahedral Shear Strength τ_{oct} (MPa)	Mean Strength σ_m (MPa)
GST-06-09-MPL-36	2.8	5.3	283.4	135.8	92.8
GST-06-09-MPL-37	2.6	5.3	270.7	129.7	88.6
GST-06-09-MPL-38	2.8	5.3	264.3	126.7	86.5
GST-06-09-MPL-39	2.7	5.3	264.3	126.7	86.5
GST-06-09-MPL-40	2.7	5.3	286.6	137.3	93.8
GST-06-10-MPL-41	2.7	5.3	264.3	126.7	86.5
GST-06-10-MPL-42	2.6	5.3	252.2	120.8	82.6
GST-06-10-MPL-43	2.6	5.3	267.5	128.2	87.6
GST-06-11-MPL-44	2.5	5.3	248.4	119.0	81.3
GST-06-11-MPL-45	2.5	5.4	261.1	124.8	85.5
GST-06-06-MPL-21	2.5	3.8	169.4	86.5	54.5
GST-06-06-MPL-22	2.4	3.8	159.2	81.3	51.3
GST-06-06-MPL-23	2.3	3.8	162.4	82.9	52.3
GST-06-06-MPL-24	2.7	3.8	187.9	95.9	60.5
GST-06-06-MPL-25	2.4	3.8	175.2	89.4	56.4
GST-06-07-MPL-26	2.5	3.8	194.3	99.2	62.5
GST-06-07-MPL-27	2.6	3.8	172.0	87.8	55.4
GST-06-07-MPL-28	2.6	3.8	178.3	91.1	57.4
GST-06-07-MPL-29	2.5	3.8	146.5	74.8	47.2
GST-06-07-MPL-30	2.3	3.8	178.3	91.1	57.4

ตารางที่ 5.6 ผลการคำนวณค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของหินทรายจากการทดสอบจุดกด แบบปรับเปลี่ยน (ต่อ)

Specimen Number	t/d	D/d	Point Load Strength, P (MPa)	Octahedral Shear Strength τ_{oct} (MPa)	Mean Strength σ_m (MPa)
GST-06-02-MPL-07	2.4	2.3	92.4	51.5	29.0
GST-06-02-MPL-10	2.4	2.3	104.5	58.3	32.8
GST-06-03-MPL-12	2.3	2.3	95.5	53.3	30.0
GST-06-03-MPL-13	2.5	2.3	91.1	50.8	28.6
GST-06-03-MPL-14	2.4	2.3	92.4	51.6	29.0
GST-06-03-MPL-15	2.4	2.3	92.4	51.6	29.0
GST-06-04-MPL-16	2.2	2.3	92.4	51.5	29.0
GST-06-04-MPL-17	2.5	2.3	101.9	56.9	31.9
GST-06-04-MPL-18	2.4	2.3	98.1	54.7	30.8
GST-06-04-MPL-19	*2.4*	*2.3*	*114.6*	*64.0*	*35.9*
GST-06-04-MPL-20	2.5	2.3	120.0	67.0	37.6
GST-06-10-MPL-61	2.5	1.1	82.8	51.5	25.0
GST-06-10-MPL-62	2.5	1.1	93.9	58.4	28.4
GST-06-10-MPL-63	2.6	1.1	78.8	49.0	23.8
GST-06-10-MPL-64	2.6	1.1	89.2	55.5	27.0
GST-06-10-MPL-65	2.4	1.1	93.9	58.4	28.4

ตารางที่ 5.7 ผลการคำนวณค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของหินบะซอลต์จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

Specimen Number	t/d	D/d	Point Load Strength, P (MPa)	Octahedral Shear Strength τ_{oct} (MPa)	Mean Strength σ_m (MPa)
BA-IR-01-MPL-01	2.2	12.1	318.5	128.5	108.5
BA-IR-02-MPL-02	2.7	16.1	538.9	203.1	186.0
BA-IR-03-MPL-03	3.1	22.0	751.6	261.5	263.3
BA-IR-04-MPL-04	2.7	11.2	560.5	230.1	190.2
BA-IR-05-MPL-05	2.9	8.0	486.6	214.9	162.5
BA-IR-06-MPL-06	2.7	11.0	405.1	167.0	137.3
BA-IR-07-MPL-07	3.3	12.0	509.6	206.0	173.5
BA-IR-08-MPL-08	2.6	6.2	251.0	116.8	82.8
BA-IR-09-MPL-09	2.2	3.9	219.1	111.4	70.6
BA-IR-10-MPL-10	2.8	4.5	452.2	223.9	146.8
BA-IR-11-MPL-11	2.5	3.9	254.8	129.5	82.1
BA-IR-12-MPL-12	2.4	2.4	188.5	104.3	59.3
BA-IR-13-MPL-13	2.5	2.0	121.0	69.0	37.7
BA-IR-14-MPL-14	3.0	8.4	262.4	114.7	87.8
BA-IR-15-MPL-15	2.8	2.1	155.4	87.9	48.5
BA-IR-16-MPL-16	2.7	5.9	265.0	124.5	87.2
BA-IR-17-MPL-17	3.7	14.5	453.5	175.3	155.8
BA-IR-18-MPL-18	3.2	4.2	360.5	180.8	116.6
BA-IR-19-MPL-19	3.2	11.2	280.3	115.1	95.1
BA-IR-20-MPL-20	3.2	7.1	252.2	114.2	83.7

ตารางที่ 5.7 ผลการคำนวณค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของหินบะซอลต์จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (ต่อ)

Specimen Number	t/d	D/d	Point Load Strength, P (MPa)	Octahedral Shear Strength τ_{oct} (MPa)	Mean Strength σ_m (MPa)
BA-IR-21-MPL-21	*3.0*	*3.6*	*414.0*	*213.5*	*132.9*
BA-IR-22-MPL-22	3.1	4.2	428.0	214.6	138.4
BA-IR-23-MPL-23	2.6	4.8	146.5	71.7	47.7
BA-IR-24-MPL-24	2.6	9.1	180.9	77.7	60.8
BA-IR-25-MPL-25	2.7	3.4	143.9	75.0	46.1
BA-IR-26-MPL-26	3.2	17.0	503.2	187.1	174.2
BA-IR-27-MPL-27	3.3	4.1	394.9	198.9	127.6
BA-IR-28-MPL-28	2.8	10.4	407.6	170.1	137.8
BA-IR-29-MPL-29	2.5	10.7	428.0	177.5	144.9
BA-IR-30-MPL-30	2.5	4.5	253.5	125.5	82.3
BA-IR-31-MPL-31	2.5	5.6	249.7	118.6	81.9
BA-IR-31-MPL-32	3.0	6.2	340.1	158.3	112.2
BA-IR-33-MPL-33	3.0	5.1	131.2	63.4	42.8
BA-IR-34-MPL-34	2.7	9.5	512.1	218.1	172.4
BA-IR-35-MPL-35	2.8	6.2	129.9	60.5	42.8
BA-IR-36-MPL-36	2.6	7.8	354.1	157.2	118.1

ตารางที่ 5.8 ผลการคำนวณค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของหินแกรนิตจากการทดสอบจุดกด แบบปรับเปลี่ยน

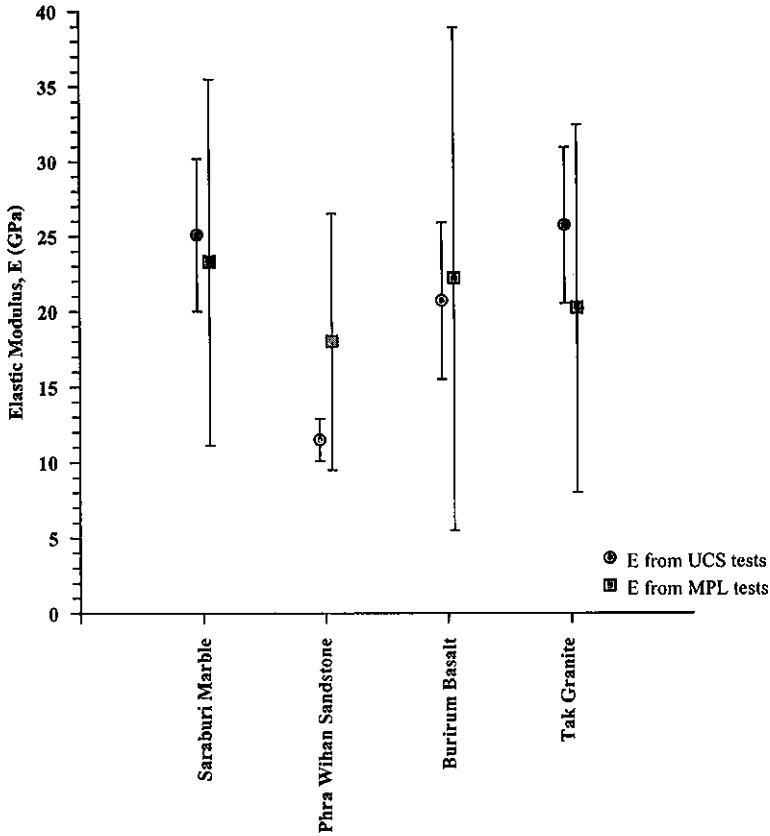
Specimen Number	t/d	D/d	Point Load Strength, P (MPa)	Octahedral Shear Strength τ_{oct} (MPa)	Mean Strength σ_m (MPa)
GR-06-01-MPL-41	2.5	13.7	360.5	237.1	205.6
GR-06-01-MPL-42	2.5	13.7	379.8	211.8	185.3
GR-06-01-MPL-43	2.5	13.7	355.7	226.2	197.6
GR-06-02-MPL-44	2.5	13.7	408.6	228.7	200.1
GR-06-02-MPL-45	2.5	13.6	456.7	207.6	181.1
GR-06-03-MPL-46	2.5	10.1	408.6	217.1	174.5
GR-06-03-MPL-47	2.5	10.2	336.5	256.8	207.1
GR-06-04-MPL-48	2.5	10.2	384.6	236.8	190.8
GR-06-05-MPL-49	2.5	10.1	408.6	222.0	178.6
GR-06-05-MPL-50	2.5	10.2	456.7	252.0	203.0
GR-06-07-MPL-51	2.4	7.4	420.6	189.0	139.9
GR-06-07-MPL-52	2.5	7.3	468.7	210.7	155.9
GR-06-08-MPL-53	2.5	7.3	360.5	162.1	119.9
GR-06-08-MPL-54	2.5	7.3	432.7	194.6	143.8
GR-06-09-MPL-55	2.5	7.3	456.7	205.3	151.9
GR-SQ-09-EMPL-03	2.5	5.0	366.2	177.8	119.5
GR-SQ-10-EMPL-04	2.5	5.0	350.3	169.9	114.3
GR-05-08-EMPL-23	2.6	4.9	235.0	114.3	76.6
GR-05-08-EMPL-24	2.5	4.9	305.7	148.7	99.7
GR-05-07-EMPL-25	2.7	5.3	242.0	116.0	79.2
GR-05-07-EMPL-26	2.6	5.3	305.7	146.5	100.1

ตารางที่ 5.8 ผลการคำนวณค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของหินแกรนิตจากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (ต่อ)

Specimen Number	t/d	D/d	Point Load Strength, P (MPa)	Octahedral Shear Strength τ_{oct} (MPa)	Mean Strength σ_m (MPa)
GR-05-09-MPL-36	2.5	2.3	280.3	128.0	71.9
GR-05-09-MPL-37	2.5	2.3	197.5	120.8	67.9
GR-05-09-MPL-38	2.5	2.3	222.9	110.2	61.9
GR-05-10-MPL-39	2.5	2.3	191.1	128.0	71.9
GR-05-10-MPL-40	2.5	2.3	254.8	124.4	69.9

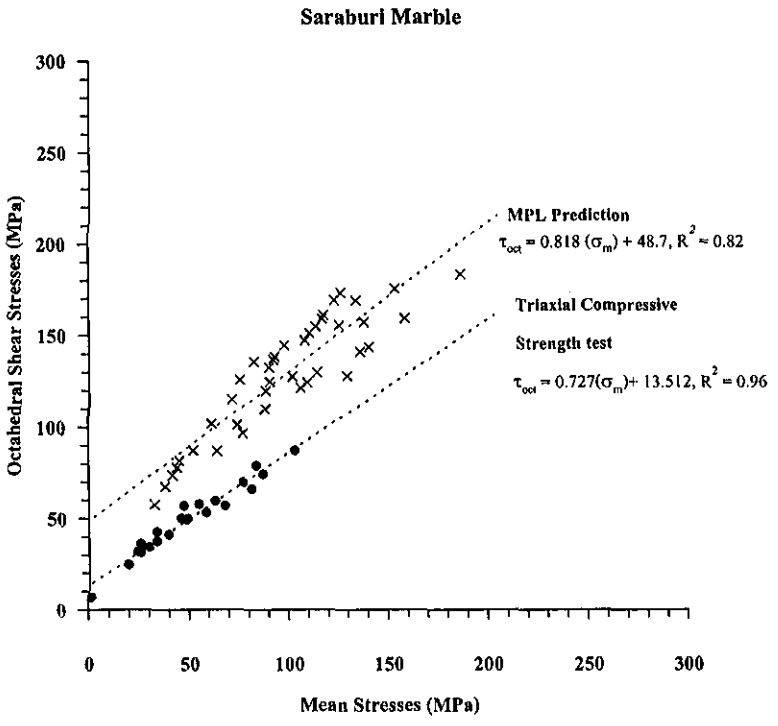
ตารางที่ 5.9 การเปรียบเทียบผลของค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นตามมาตรฐาน ระหว่างผลที่ได้จากการทดสอบหินชนิดต่าง ๆ

Rock Types	Tangential Elastic Modulus E_T (GPa)	Elastic Modulus from MPL Prediction E_{MPL} (GPa)
Saraburi Marble	25.1 ± 5.1	23.3 ± 12.2
Phrawihan Sandstone	11.5 ± 1.4	18.0 ± 8.5
Burirum Basalt	20.7 ± 5.2	22.2 ± 16.7
Tak Granite	25.7 ± 5.5	20.2 ± 11.2

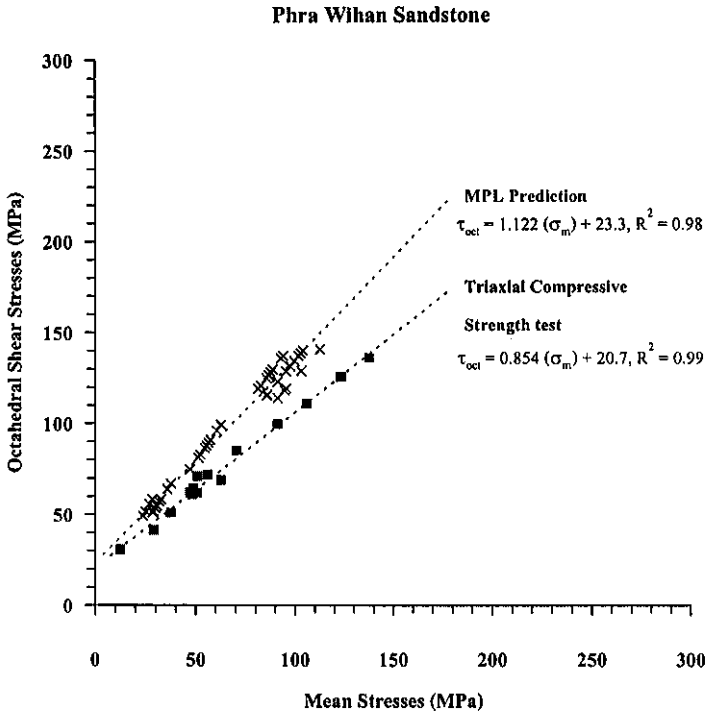


รูปที่ 5.1 ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นที่ประเมินได้จากการทดสอบอัดกดแบบปรับเปลี่ยน เปรียบเทียบกับผลจากการทดสอบแบบมาตรฐานของตัวอย่างหินทั้ง 4 ชนิด

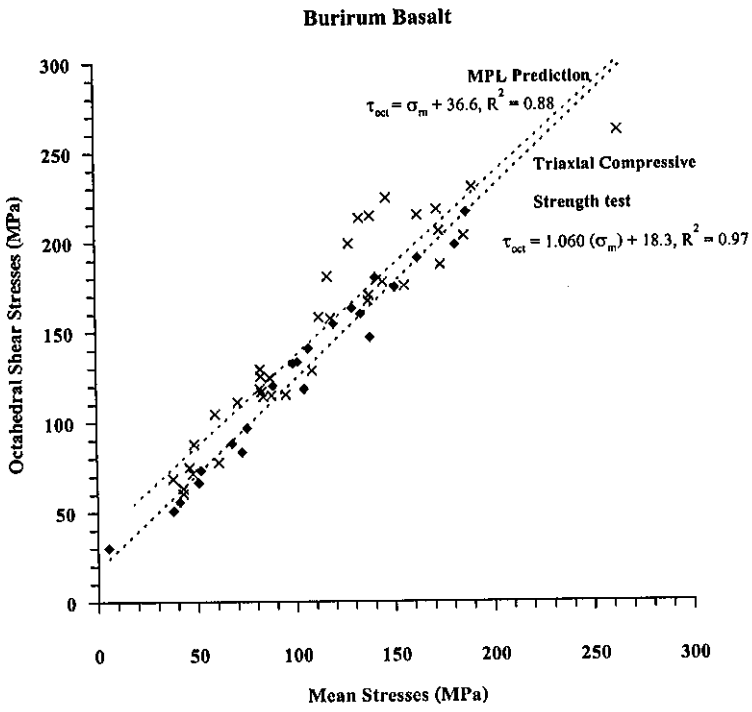
รูปที่ 5.2 ถึงรูปที่ 5.5 แสดงกฎเกณฑ์การแตกจากการทดสอบแรงกดสูงสุดในสามแกนแบบมาตรฐาน และผลประเมินจากการทดสอบจุดแบบปรับเปลี่ยนสำหรับหินอ่อน หินทราย หินบะซอลต์ และหินแกรนิต ตามลำดับ โดยเส้นประเป็นเส้นแนวโน้มการเรียงตัวของชุดข้อมูลการคาดคะเนจากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนได้ผลที่มีค่าสูงกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบแรงกดในสามแกนแบบมาตรฐาน ทั้งนี้อาจจะอธิบายได้ด้วยความแตกต่างของการกระจายตัวของความเค้นในตัวอย่างหิน (Stress gradient) ที่ใช้ในการทดสอบแรงกดในสามแกนแบบมาตรฐาน และในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน และผลกระทบของขนาด (Size effect) ซึ่งทั้ง 2 ปัจจัยนี้จะทำให้ค่าที่คาดคะเนได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนมีค่าสูงกว่าค่าที่ทดสอบได้จากวิธีมาตรฐาน ซึ่งผลกระทบของปัจจัยทั้ง 2 จะมีมากโดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับหินที่มีขนาดของผลึกใหญ่เมื่อเทียบกับหัวกด เช่น หินอ่อน และจะมีผลกระทบน้อยสำหรับตัวอย่างหินที่ประกอบด้วยเม็ดแร่ขนาดเล็กเมื่อเทียบกับหัวกด เช่น หินบะซอลต์



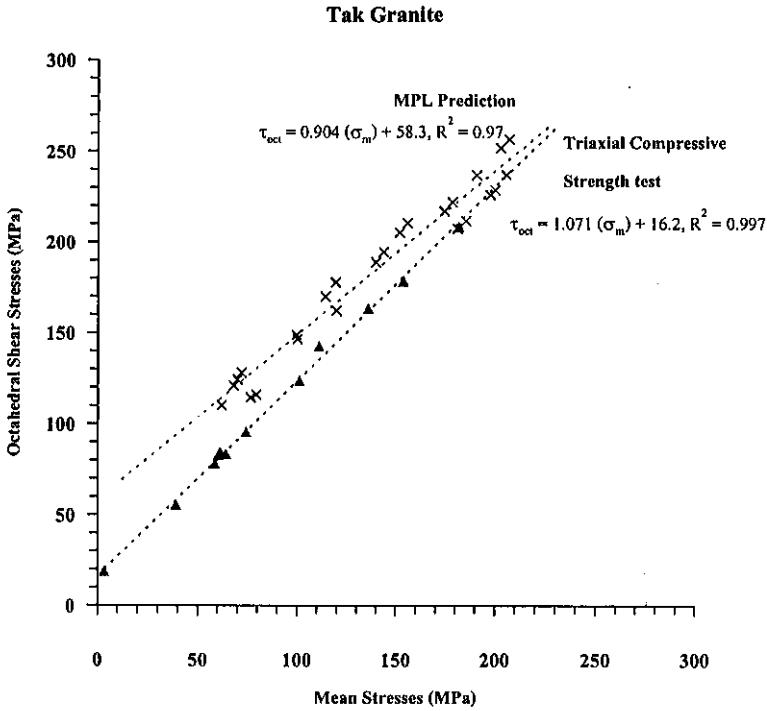
รูปที่ 5.2 กฎเกณฑ์การแตกจากการทดสอบแรงกดสูงสุดในสามแกนแบบมาตรฐาน และผลประเมินค่าจากการทดสอบจุดแบบปรับเปลี่ยนสำหรับหินอ่อน



รูปที่ 5.3 กฎเกณฑ์การแตกจากการทดสอบแรงกดสูงสุดในสามแกนแบบมาตรฐาน และผลประเมินค่าจากการทดสอบจุดแบบปรับเปลี่ยนสำหรับหินทราย



รูปที่ 5.4 กฎเกณฑ์การแตกจากการทดสอบแรงกดสูงสุดในสามแกนแบบมาตรฐาน และผลประเมินค่าจากการทดสอบจุดแบบปรับเปลี่ยนสำหรับหินบะซอลต์



รูปที่ 5.5 กฎเกณฑ์การแตกจากการทดสอบแรงกดสูงสุดในสามแกนแบบมาตรฐาน และผลประเมินค่าจากการทดสอบชุดแบบปรับเปลี่ยนสำหรับหินแกรนิต

บทที่ 6
สรุปผลงานวิจัย

วัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้ คือ เพื่อประดิษฐ์การทดสอบแบบใหม่สำหรับวัดค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของตัวอย่างหิน เพื่อให้มีราคาถูก รวดเร็ว และง่ายกว่าวิธีเดิม การทดสอบแบบใหม่นี้จะสามารถทำได้ทั้งในห้องปฏิบัติการและในภาคสนาม งานวิจัยนี้ได้แบ่งออกเป็น 6 ขั้นตอนหรือ 6 กิจกรรมหลัก ซึ่งประกอบด้วย 1) การทบทวนวรรณกรรมวิจัยที่เกี่ยวข้อง 2) การเก็บและจัดเตรียมหินตัวอย่าง 3) การศึกษาทางด้านระเบียบวิธีคำนวณเชิงตัวเลข 4) การทดสอบในห้องปฏิบัติการ 5) การวิเคราะห์ผลการทดสอบ และ 6) การสรุปผลและเขียนรายงาน ผลที่ได้จากงานวิจัยสามารถสรุปได้ดังต่อไปนี้

การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Modified point load test: MPL) ได้ถูกนำเสนอขึ้นเพื่อใช้ประเมินค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนของตัวอย่างหิน MPL ได้ถูกปรับเปลี่ยนมาจากการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม (Conventional point load test: CPL) โดยได้มีการดัดแปลงหัวกด วิธีและขั้นตอนการตรวจวัด และวิธีการแปลผลและการคำนวณ การพัฒนา MPL เพื่อหาค่าคุณสมบัติของตัวอย่างหินนี้ได้มาจากการวิเคราะห์ผลจากการทดสอบของตัวอย่างหินที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางและความหนาต่าง ๆ กัน การแปลผลจะอาศัยผลการคำนวณด้วยระเบียบวิธีเชิงตัวเลข โดยสร้างเป็น Curve มาตรฐาน จากนั้นผลการคำนวณทั้งหมดได้นำมาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบด้วยวิธีมาตรฐานสากลของ ASTM

ตัวอย่างหิน 4 ชนิดที่ได้ถูกคัดสรรเพื่องานวิจัยนี้ คือ หินอ่อนจากจังหวัดลพบุรี หินทรายจากจังหวัดสระบุรี หินบะซอลต์จากจังหวัดบุรีรัมย์ และหินแกรนิตจากจังหวัดตาก ตัวอย่างหินทั้ง 4 ชนิดจะมีความเป็นเนื้อเดียวกัน ซึ่งทำให้คุณสมบัติของตัวอย่างหินแต่ละก้อนค่อนข้างสม่ำเสมอ การลดผลกระทบของความไม่เป็นเนื้อเดียวกันของตัวอย่างหินในเบื้องต้นนี้จะทำให้สามารถศึกษาการผันแปรของคุณสมบัติที่เกิดมาจากปัจจัยอื่น ๆ ได้อย่างชัดเจน ตัวอย่างหินทั้ง 4 ชนิดได้ถูกจัดเตรียมในห้องปฏิบัติการตามมาตรฐาน ASTM D4543 เพื่อให้ได้มาซึ่งขนาดและรูปร่างของตัวอย่างหินที่เหมาะสมสำหรับการทดสอบแต่ละชนิด จำนวนตัวอย่างหินทั้งหมดกว่า 200 ชิ้นได้ถูกจัดเตรียมในงานวิจัยนี้

การทดสอบในห้องปฏิบัติการได้แบ่งออกเป็น 2 กลุ่ม คือ (1) การทดสอบคุณสมบัติพื้นฐาน ซึ่งประกอบด้วย การทดสอบแรงกดในแกนเดียวและการทดสอบแรงกดในสามแกน โดยมีการวัดค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นด้วย การทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียนและการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม และ (2) การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน ซึ่งจะแบ่งเป็นการทดสอบเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น และการทดสอบเพื่อหาค่าแรงกดสูงสุดในสามแกน การทดสอบทั้งสอง

จุดประสงค์นี้ได้ใช้ตัวอย่างหินที่มีอัตราส่วนของเส้นผ่าศูนย์กลางต่อขนาดของหัวกด (D/d) ผันแปรจาก 2 ถึง 20 และมีอัตราส่วนของความหนาของตัวอย่างหินต่อขนาดของหัวกด (t/d) ผันแปรจาก 1 ถึง 6 สำหรับชุดของตัวอย่างหินที่เตรียมเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น และ t/d คงที่เท่ากับ 2.5 สำหรับชุดของตัวอย่างหินที่เตรียมเพื่อหาค่าแรงกดสูงสุดในสามแกน ผลที่ได้จากการทดสอบในกลุ่มที่สองนี้จะนำมาเชื่อมโยงหรือประเมินค่าคุณสมบัติพื้นฐาน และนำผลมาเปรียบเทียบกับคุณสมบัติที่วัดได้จากการทดสอบจริงในกลุ่มแรก

ผลจากการคำนวณด้วยระเบียบวิธีเชิงตัวเลขจะมุ่งเน้นไปที่การกระจายตัวของความเค้นในตัวอย่างหินในขณะที่อยู่ภายใต้หัวกดแบบปรับเปลี่ยน และมีการพิจารณาผลกระทบของเส้นผ่าศูนย์กลางและความหนาของตัวอย่างหิน แบบจำลองทั้งหมด 36 แบบได้ถูกสร้างขึ้น ผลจากการคำนวณระบุว่ารูปร่างและขนาดของตัวอย่างหินมีผลกระทบต่อฟังก์ชันของการขุบตัว [ΔP/(Δδ•E)] ซึ่งสามารถแสดงความสัมพันธ์ในรูปของ t/d และ D/d โดยมีสมการในรูปของ Power และ Logarithmic ตามลำดับ สมการทั้งสองสามารถนำไปคำนวณค่า E (สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น) ของหินได้โดยใช้ผลการทดสอบเป็นข้อมูล ผลการคำนวณด้วยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์สามารถแสดงค่าความเค้นเฉือนในสามมิติ (τ_{oct}) และความเค้นเฉลี่ย (σ_m) ในรูปของ t/d และ D/d ในที่นี้ได้แสดง τ_{oct}/P และ σ_m/P ในฟังก์ชันของ D/d ซึ่งจะอยู่ในรูปของสมการ Logarithmic ซึ่งเมื่อแทนค่า P และ D/d จากผลการทดสอบก็จะสามารถสร้างกฎของการแตก $\tau_{oct} - \sigma_m$ สำหรับตัวอย่างหินแต่ละชนิดได้

เมื่อนำผลที่คำนวณได้จาก MPL มาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบแบบมาตรฐาน พบว่า ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นจาก MPL จะมีค่าใกล้เคียงกับค่าที่ทดสอบได้ด้วยวิธีมาตรฐาน ยกเว้นค่าที่ได้จากตัวอย่างหินทราย ซึ่ง MPL ให้ค่าค่อนข้างสูงกว่า ความแตกต่างทั้งหมดนี้คาดว่าเกิดจากผลกระทบของขนาดของตัวอย่างหิน และจากการกระจายตัวของความเค้นกดและความเค้นดึงในตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบแบบ MPL ซึ่งเมื่อเทียบกับตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบแรงกดในแกนเดียวจะมีเพียงความเค้นกดเท่านั้นที่กระจายตัวอยู่ นอกจากนั้นความแตกต่างของผลที่คำนวณได้จากการทดสอบทั้งสองอาจจะเกิดจากการแปรเปลี่ยนของคุณสมบัติภายใน (Intrinsic variability) ของตัวอย่างหินแต่ละชิ้นที่ใช้ในการทดสอบแบบ MPL ซึ่งจะสังเกตได้จากค่าความเบี่ยงเบนมาตรฐานของผลของ MPL จะมีค่อนข้างสูง และสามารถอธิบายได้จากพื้นที่หรือปริมาตรของหินที่อยู่ภายใต้หัวกดซึ่งมีขนาดเล็กจึงทำให้ผลกระทบทั้งจากขนาดของผลึกแร่หรือเม็ดหินมีสูงขึ้นเมื่อเทียบกับปริมาตรหินที่มีขนาดใหญ่กว่า ดังเช่นของตัวอย่างหินที่ใช้ในการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบมาตรฐาน

ผลการเปรียบเทียบค่าแรงกดสูงสุดในสามแกนระหว่างการทดสอบแบบ MPL กับการทดสอบแบบมาตรฐานระบุว่า ค่าที่ได้จาก MPL จะค่อนข้างสูงกว่าค่าที่วัดได้จริง โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับหินที่มีขนาดผลึกแร่หรือขนาดของเม็ดหินใหญ่ ซึ่งคาดว่าเกิดขึ้นเนื่องจากผลกระทบของ

ขนาด (Size effect) กล่าวคือ พื้นที่หรือปริมาตรของตัวอย่างหินที่อยู่ภายใต้หัวกดของ MPL จะมีขนาดเล็กกว่าปริมาตรของตัวอย่างหินที่ใช้ในการทดสอบแรงกดสูงสุดในสามแกน ดังนั้นการที่จะนำผลที่คาดคะเนด้วย MPL ไปใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างทางธรณีวิทยาควรจะมีการแก้ไขผลกระทบของขนาด ซึ่งสามารถทำได้โดยการทดสอบแรงกดในแกนเดียวโดยใช้ตัวอย่างหินหลายขนาดเพื่อให้ได้มาซึ่ง Correction factor สำหรับตัวอย่างหินแต่ละชนิด

การประเมินค่า E จากการทดสอบแบบ MPL ให้ผลเป็นที่น่าพอใจ เพราะจะให้ค่าที่อยู่ในช่วงค่าที่วัดได้จริง ส่วนการประเมินค่าแรงกดในสามแกนจากผลของ MPL ควรคำนึงถึงผลกระทบของขนาดของตัวอย่างหินและขนาดของผลึกแร่หรือเม็ดหินเมื่อเทียบกับขนาดของหัวกด ถ้าหัวกดมีขนาดเท่ากับหรือเล็กกว่าขนาดของผลึกแร่หรือเม็ดหินค่าที่ได้จาก MPL อาจจะสูงกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบแบบมาตรฐาน และควรจะใช้ Correction factor เข้ามาพิจารณา อย่างไรก็ตาม การทดสอบแบบ MPL จะมีราคาถูก และรวดเร็วเมื่อเทียบกับการทดสอบแบบดั้งเดิม MPL สามารถทดสอบตัวอย่างหินได้หลายชิ้นในเวลาอันสั้น ซึ่งสามารถทำได้ทั้งในภาคสนามและในห้องปฏิบัติการ การที่สามารถทดสอบตัวอย่างหินได้จำนวนมากขึ้นจะทำให้ผลที่ได้สามารถใช้เป็นตัวแทนของมวลหินที่จะทำการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างทางธรณีวิทยาที่ต้องการ

บรรณานุกรม

กิตติเทพ เฟื่องขจร. (2545). **การดัดแปลงการทดสอบแบบจุดกดเพื่อคำนวณหาความต้านแรงกดและแรงดึงของหิน. รายงานวิจัย สัญญาเลขที่ RDG5/0001/2544. สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์: มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.**

Akazawa, T. (1953). Tension test method for concrete. **Union of Testing and Research for Material and structure** : 16.

Anthony, F. S. (1998). Dynamic elastic tests for rock engineering. In JA Hudson (ed.). **Comprehensive Rock Engineering Principles, Practice & Projects** (Vol. III, pp. 601-618). Oxford: Pergamon Press.

ASTM D2664-86. Standard test method for triaxial compressive strength of undrained rock core specimens without pore pressure measurements. In **Annual Book of ASTM Standards** (Vol. 04.08). Philadelphia: American Society for Testing and Materials.

ASTM D2938-86. Standard test method for unconfined compressive strength of intact rock core specimens. In **Annual Book of ASTM Standards** (Vol. 04.08). Philadelphia: American Society for Testing and Materials.

ASTM D3148-96. Standard test method for elastic moduli of intact rock core specimens in uniaxial compression. In **Annual Book of ASTM Standards** (Vol. 04.08). Philadelphia: American Society for Testing and Materials.

ASTM D3967-81. Standard test method for splitting tensile strength of intact rock core specimens. In **Annual Book of ASTM Standards** (Vol. 04.08). Philadelphia: American Society for Testing and Materials.

ASTM D4543-85. Standard test method for preparing rock core specimens and determining dimensional and shape tolerances. In **Annual Book of ASTM Standards** (Vol. 04.08). Philadelphia: American Society for Testing and Materials.

ASTM D5407-95. Standard test method for elastic moduli of undrained rock core specimens in triaxial compression without pore pressure measurements.. In **Annual Book of ASTM Standards** (Vol. 04.08): Philadelphia: American Society for Testing and Materials.

ASTM D5731-95. Standard test method for determination of the point load strength index of rock. In **Annual Book of ASTM Standards** (Vol. 04.08). Philadelphia: American Society for Testing and Materials.

Berenbaum, R. and Brodie, I. (1959). Measurement of the tensile strength of brittle materials. **Br. J. Appl. Phys.** 10: 281-286.

Bieniawski, Z. T. (1968). Propagation of brittle fracture in rock. In **Proceedings of the 10th US Rock Mech.** (pp. 409-427). Austin, TX.

Bieniawski, Z. T. (1974). Estimating the strength of rock materials. **J. Inst. Min. Metall.** 7: 123-137.

Bieniawski, Z. T. (1975). The point-load test in geotechnical practice. **Engng. Geol.** 9: 1-11.

Bieniawski, Z. T. and Bernede, M. J. (1979). Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deferability of rock material, for ISRM Commission on Standardization of Laboratory and Field Test. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.** 16 (2).

Brady, B. H. G. and Brown, E. T. (1985). **Rock Mechanics for Underground Mining.** London: Allen & Unwin.

Bray, J. W. (1987). Some applications of elasticity theory. In E.T. Brown (ed.). **Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics** (pp. 32-94). London: Allen & Unwin.

Broch, E. and Franklin, J. A. (1972). The point-load test. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.** 9: 669-697.

Broch, E. (1983). Estimation of strength anisotropy using the load test. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.** 20: 181-187.

Brook, N. (1977). The use of irregular specimens for rock strength tests. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.** 14: 193-202.

Brook, N. (1979). Estimating the triaxial strength of rocks. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.** 16: 261-264.

Brook, N. (1980). Size correction for point load testing. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.** 17: 231-235 [Technical note].

Brook, N. (1985). The Equivalent core diameter method of size and shape correction in point load testing. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.** 22: 61-70.

Brook, N. (1993). The measurement and estimation of basic rock strength. In J. A. Hudson (ed.). **Comprehensive Rock Engineering: Principles, Practices, and Projects** (pp. 41-66). Oxford: Pergamon Press.

Brown, E. T. (1981). **Rock Characterization Testing and Monitoring: ISRM Suggested Methods.** New York: International Society for Rock Mechanics, Pergamon Press.

Butenuth, C. (1997). Comparison of tensile strength values of rocks determined by point load and direct tension tests. **Rock Mech. Rock Engng.** 30: 65-72.

Byerlee, D. (1968). Brittle-ductile transitions in rock. **J. Geophys. Res.** 73: 4741-4750.

Caneiro, F. (1947). **Une Novelle Metode d'essai Pour Deternirer la Resistance A La Traction du Beton.** Paris: Reunion des Laboratorires d'essai de materiaux.

Cargill, J. S. and Shakoor, A. (1992). Evaluation of empirical methods for measuring the uniaxial compressive strength. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.** 27: 495-503.

Carter, B. J., Scott Duncan, E. J., and Laitai, E. Z. (1991). Fitting strength criteria to intact rock. **Geotech. Geol. Eng.** 9: 73-81.

Chau, K. T. (1997). Young's modulus interpreted from compression tests with end friction. **J. Engng. Mech.** January: 1-7. plat. Ann Inst Tech Trav Publics. 58: 967–71.

Chau, K. T. and Wei, X. X. (1999). A new analytic solution for the diametral point load strength test on finite solid circular cylinders. **Int. J. Solids and Structures.** 38(9): 1459-1481.

Chau, K. T. and Wong, R. H. C. (1996). Uniaxial compressive strength and point load strength. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.** 33: 183-188.

Costin, L. S. (1987). Time-dependent deformation and failure. In B.K. Atkinson (ed.). **Fracture Mechanics of Rock** (pp. 167-215). London: Academic press.

D'Andrea, D. V., Fisher, R. L., and Fogelson, D. E. (1964). Prediction of compression strength from other rock properties. **Colo Sch Mines Q.** 59(4B): 623-640.

Davis, R. O. and Selvadurai, A. P. S. (1996). **Elasticity and Geomechnics.** New York: Cambridge University Press. 198 p.

Deere, D. U. and Miller, R. P. (1966). **Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock.** US Air Force Weapons Lab. Rep., AFWL-TR-65-116.

Desai, C. S. and Siriwardane, H. J. (1984). **Constitutive Laws for Engineering Materials with Emphasis on Geologic Materials.** New Jersey: Prentice-Hall. 468 p.

Durelli, A. J. and Parks, V. (1962). Relationship of size and stress gradient to brittle failure stress. In **Proceedings of the 4th US National Cong. of Appl. Mech.** (pp. 931-938).

Elliott, G. M. and Brown, E. T. (1985). Yield of a soft, high porosity rock. **Geotechnique.** 35: 413-423.

Elliott, G. M. and Brown, E. T. (1986). Future development of a plasticity approach to yield in porous rock. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr.** 23: 155-156.

Evans, I. (1961). The tensile strength of coal. **Colliery Eng.** 38: 428-434.

Fairhurst, C. (1961). Laboratory measurement of some physical properties of rock. In **Proceedings of the 4th Symp. Rock. Mech.** (pp. 105-118). Penn. State. University.

Farmer, I. (1983). **Engineering Behavior of Rocks.** New York: Chapman and Hall. 208 p.

Forster, I. R. (1983). The influence of core sample geometry on the axial point load test. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.** 20: 291-295.

Fuenkajorn, K. (2002). Modified point load test determining uniaxial compressive strength of intact rock. In **Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and the 17th Tunneling Association of Canada Conference (NARMS-TAC 2002).** Toronto.

Fuenkajorn, K. and Daemen, J. J. K. (1986). Shape effect on ring test tensile strength. In **Key to Energy Production: Proceedings of the 27th US Symposium on Rock Mechanics** (pp. 155-163). Tuscaloosa: University of Alabama.

Fuenkajorn, K. and Daemen, J. J. K. (1991a). **Mechanical Characterization of the Densely Welded Apache Leap Tuff.** NUREG/CR 5688. Washington, D.C.: US Nuclear Regulatory Commission, Rep.

Fuenkajorn, K. and Daemen, J. J. K. (1991b). An empirical strength criterion for heterogeneous welded tuff. In **ASME Applied Mechanics and Biomechanics Summer Conference.** Columbus: Ohio University.

Fuenkajorn, K. and Daemen, J. J. K. (1992). An empirical strength criterion for heterogeneous tuff. **Int. J. Engineering Geolog.** 32: 209-223.

Fuenkajorn, K. and Serata, S. (1993). Numerical simulation of strain-softening and dilation of rock salt. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.** 30: 1303-1306, presented at the 34th US Symposium on Rock Mechanics, June 27-30, University of Wisconsin, Madison.

Fuenkajorn, K. and Tepnarong, P. (2001). Size and stress gradient effects on the modified point load strengths of Saraburi Marble. In **6th Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineering Conference.** Bangkok, Thailand

Ghosh, A., Fuenkajorn, K., and Daemen, J. J. K. .(1995). Tensile strength of welded Apache Leap tuff: investigation for scale effects. In **Proceedings of the 35th US Rock Mech. Symposium** (pp. 459-646). University of Nevada, Reno.

Goodman, R. E. (1980). **Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rock.** New York: Wiley and Sons.

Goodman, R. E. (1989). **Introduction to Rock Mechanics.** (2nd ed.). New York: Wiley. 478p.

Goodman, R. E., Van, T. K., and Heuze, F. E. (1972). The measurement of rock deferability in borehole. In **Proceedings of the 10th Symposium on Rock Mechanics (AIME)** (pp. 523-555).

Grasso, P., Xu, S., and Mahtab, A. (1992). Problems and promises of index testing of rocks. In: Tillerson and Wawersik (eds.). **Rock Mechanics** (pp. 879-88). ISBN 9054100451. Rotterdam: Balkema.

Greminger, M. (1982). Experimental studies of the influence of rock anisotropy on size and shape effects in point-load testing. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.** 19: 241-246.

Gunsallus, K. L. and Kulhawy, F. H. (1984). A comparative evaluation of rock strength measures. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.** 21: 233-248.

Hassani, F. P., Scoble, M. J., and Whittaker, B. N. (1980). Application of point load index test to strength determination of rock and proposals for new size-correction chart. In **Proceedings of the 21st US Symposium on Rock Mechanics** (pp. 543-564). Rolla.

Heuze, F. E. and Salem, A. (1978). Rock deformation measured in-situ, problems and solution. In **Proceedings of the Int. Sypm. on Field Measurement in Rock Mechanics** (Vol. I, pp. 375-388). Rotterdam: Balkerma.

Hiramatsu, Y. and Oka, Y. (1966). Determination of the tensile strength of rock by a compression test of an irregular test piece. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.** 3: 89-99.

Hoek, E. (1990). Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion-Technical note. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.** 27: 227-229.

Hoek, E. and Brown, E. T. (1980a). Empirical strength criterion for rock masses. **J. Geotech. Eng. Div.** 106 (GT9): 1013-1035.

Hoek, E. and Brown, E. T. (1980b). **Underground Excavation in Rock.** London: Institution of Mining and Metallurgy.

Hondros, G. (1959). The evaluation of Poisson's ratio and modulus of material of a low tensile resistance by the Brazilian (indirect tensile) test with particular reference to concrete. **Aust. J. Appl. Sci.** 10: 243-264.

Horii, H. and Nemat-Nasser, S. (1985). Compression-induced microcrack growth in brittle solids: axial splitting and shear failure. **J. Geophys. Res.** 90: 3105-3125.

Hudson, J. A., Brown, E. T., and Fairhurst, C. (1971). Shape of the complete stress-strain curve for rock. In **Proceedings of the 13th US Symp. Rock Mech.** (pp. 773-795). Urbana.

ISRM (1985). Suggested method for determining point load strength. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.** 22: 53-60.

Jaeger, J. C. (1962). **Elasticity, fracture and flow.** (2nd ed.). Methuen, London.

Jaeger, J. C. and Hoskins, E. R. (1966). Stress and failure in ring of rock loaded in diametral tension or compression. **Br. J. Appl. Phys.** 17: 685-692.

Jaeger, J. C. and Cook, N. G. W. (1979). **Fundamentals of Rock Mechanics.** London: Chapman and Hall. 593p.

Kaczynski, R. R. (1986). Scale effect during compressive strength of rocks. In **Proceedings of 5th Int. Assoc. Eng. Geol. Congr** (pp. 371-373).

Kahraman, S. (2001). Evaluation of simple methods for assessing the uniaxial compressive strength of rock. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.** 38: 981-994.

Lama, R. D. and Vutukuri, V. S. (1978). Testing techniques and results. In **Handbook on Mechanical Properties of Rock** (Vol. III, No. 2). Trans Tech Publications, (International Standard Book Number 0-87849-022-1, Clausthal, Germany).

Love, E. A. H. (1927). **A Treatise on The Mathematical Theory of Elasticity.** (4th ed.). Cambridge: Cambridge University Press.

Lundborg, N. (1967). The strength-size relation of granite. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.** 4: 269-272.

Miller, R. P. (1965). **Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock.** Ph.D. Dissertation., Univ. of Illinois, Urbana.

Misterek, D. L. (1969). Analysis of data from radial jacking test, determination of the in-situ modulus of deformation of rock. **Am. Soc. for Testing and Material** (pp. 27-38).

Nimick, F. B. (1988). Empirical relationships between porosity and the mechanical properties of tuff. In **Key Questions in Rock Mechanics** (pp. 741-742). Rotterdam: Balkema.

Obert, L. and Duvall, W. I. (1967). **Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock.** New York: Wiley.

Obert, L. and Stephenson, D. E. (1965). Stress conditions under which core disking occurs. **Trans Soc. Min. Eng. AIME.** 232: 227-235.

Panek, L. A. and Fannon, T. A. (1992). Size and shape effects in point load tests of irregular rock fragments. **J. Rock Mechanics and Rock Engineering.** 25: 109-140.

Paterson, M. S. (1978). **Experimental Rock Deformation - The Brittle Field.** New York: Springer-Verlag.

Pells, P. J. N. (1975). The use of point load test in predicting the conpressive strength of rock material. **Aust Geomech** (pp. 54-56). G5(N1).

Phillips, D. W. (1931). Future investigation of physical properties of coal-measure rocks and experimental work on the development of fractures. **Trans. Instn. Min. Engrs.** 82: 432-450.

Price, N. J. (1964). A study of the time-strain behavior of coal-measure rock. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.** 1: 277-303.

Read, J. R. L., Thornten, P. N., and Regan, W. M. (1980). A rational approach to the point load test. In **Proceedings of Aust-NZ Geomechanics** (Vol. II, pp. 35-39).

Reichmuth, D. R. (1968). Point-load testing of brittle materials to determine tensile strength and relative brittleness. In **Proceedings of the 9th US Symp. Rock Mech.** (pp. 134-159). University of Colorado.

Sammis, C. G. and Ashby, M. F. (1986). The failure of brittle porous solid under compressive stress states. **Acta Metall.** 34: 511-526.

Sendeckyj, G. P. (1972). A brief survey of empirical multiaxial strength criteria for composites. In **Proceedings of the 2nd Conf. Composite Materials: Testing and Design, ASTM STP.** 497: 41-51.

Serata, S. and Fuenkajorn, K. (1992a). Finite element program 'GEO' for modeling brittle-ductile deterioration of aging earth structures. In **SMRI Paper, Presented at the Solution Mining Research Institute,** Fall Meeting, October 19-22. Houston, Texas. 24 p.

Serata, S. and Fuenkajorn, K. (1992b). Formulation of a constitutive equation for salt. In **Proceedings of the 7th International Symposium on Salt** (Vol. I, pp. 483-488). Amsterdam: Elsevier Science publishers.

Sheorey, P. R., Biswas, A. K., and Choubey, V. D. (1989). An empirical failure criterion for rocks and jointed rock masses. **Eng. Geol.** 26: 141-159.

Taliercio, A. and Sacchi Landrianni, G. (1988). Failure criterion for layered rock. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech., Abstr.** 25: 299-305.

Tepnarong, P. (2001). **Theoretical and experimental studies to determine compressive and tensile strengths of rocks, using modified point load testing.** M.S. thesis, Suranaree University of Technology, Thailand.

Tepnarong, P. and Fuenkajorn, K. (2004). Determination of elasticity and strengths of intact rocks using modified point load test. In **Proceedings of the ISRM International Symposium 3rd ASRM** (Vol. II, pp. 397-392). Rotterdam: Millpress.

Timoshenko, S. (1958). **Strength of Materials I, Elementary Theory and Problems.** (3rd ed.). Princeton, N.J., D. Van Nostrad.

Timoshenko, S. and Goodier, J. N. (1951). **Theory of Elasticity.** (2nd ed.). New York: McGraw-Hill.

Turk, N. and Dearman, W. R. (1985). Improvements in the determination of point-load strength. **Bull Int Assoc Eng Geol.** 31: 137-142.

Turk, N. and Dearman, W. R. (1986). A correction equation on the influence of length-to-diameter ratio on the uniaxial compressive strength of rocks. **J. Eng. Geol.** 22: 293-300.

US Army Corps of Engineers. (1996). **Technical Engineering and Design Guides, Rock Foundations.** New York: ACSE Press. 129 p.

Wei, X. X. and Chau, K. T. (2002). Analytic solution for finite transversely isotropic circular cylinder under the axial point load test. **J. Engng. Mech.** (pp. 209-219).

Wei, X. X., Chau, K. T. and Wong, R. H. C. (1999). Analytic solution for axial point load strength test on solid circular cylinders. **J. Engng. Mech.** (pp. 1349-1357).

Weibull, W. A. (1951). Statistical distribution function of wide applicability. **J. Appl. Mech.** 18: 293-297.

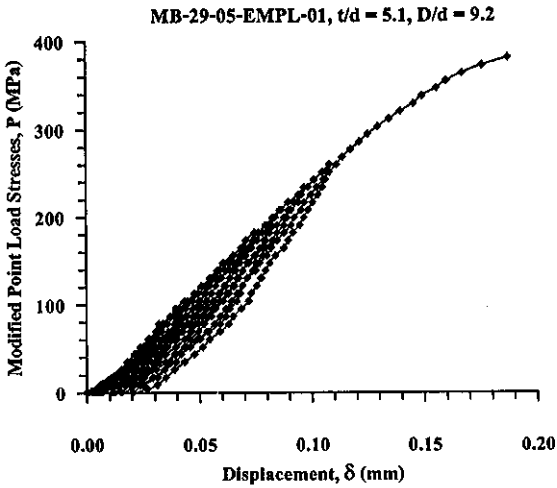
Wiebols, G. A. and Cook, N. G. W. (1968). An energy criterion for the strength of rock in polyaxial compression. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.** 5: 529-549.

Wijk, G. (1978). Some new theoretical aspects of indirect measurements of the tensile strength of rocks. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.** 15: 149-160.

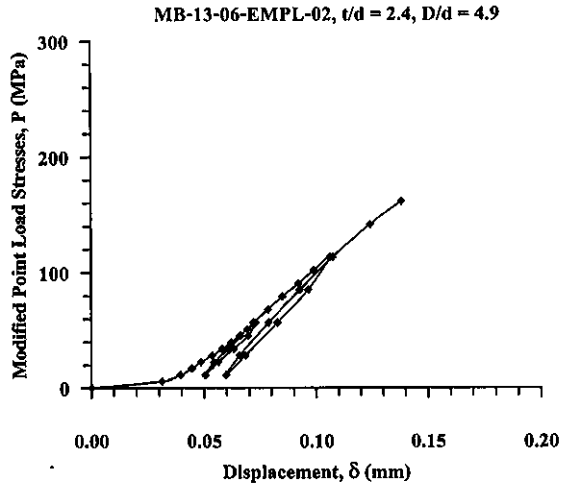
Wijk, G. (1980). The point load test for the tensile strength of rock. **Geotech. Test, ASTM.** 3: 49-54.

ภาคผนวก ก

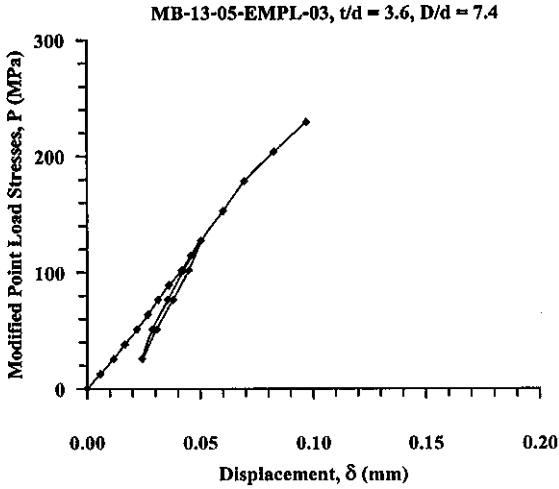
ผลการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น



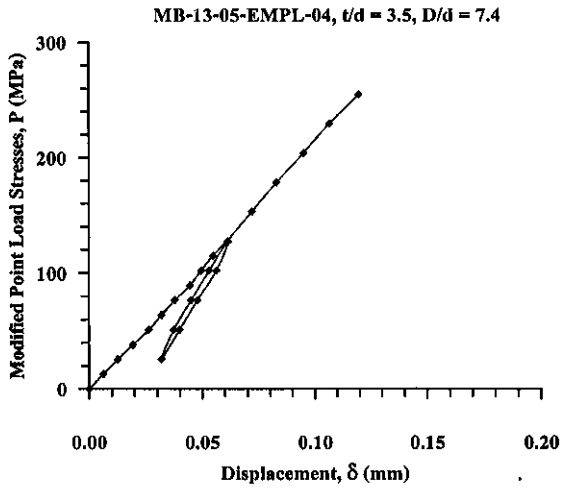
รูปที่ ก-1 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง MB-29-05-EMPL-01



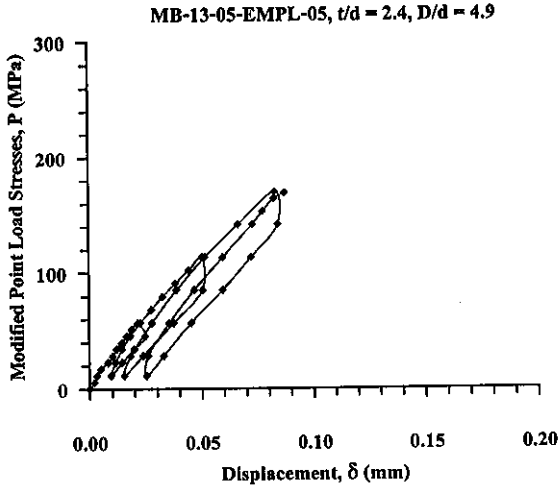
รูปที่ ก-2 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง MB-13-06-EMPL-02



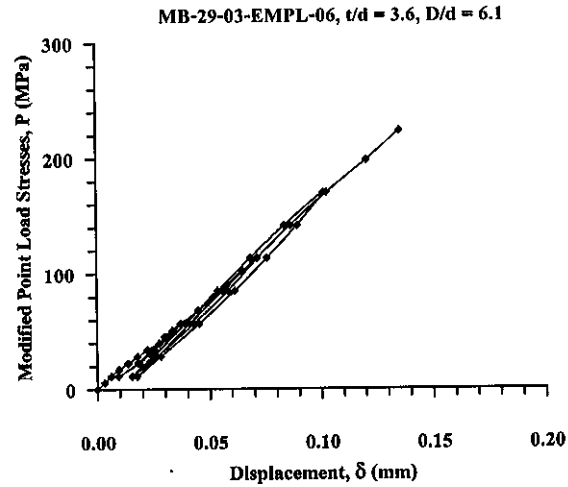
รูปที่ ก-3 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง MB-13-05-EMPL-03



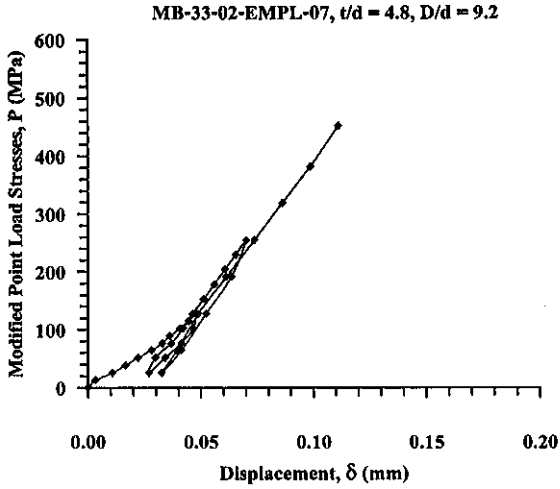
รูปที่ ก-4 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง MB-13-05-EMPL-04



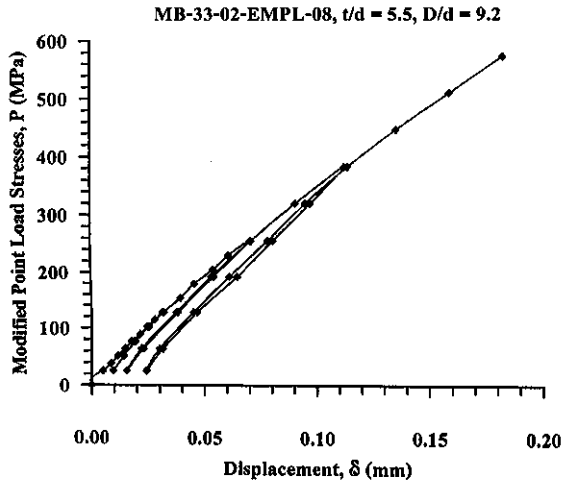
รูปที่ ก-5 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง MB-13-05-EMPL-05



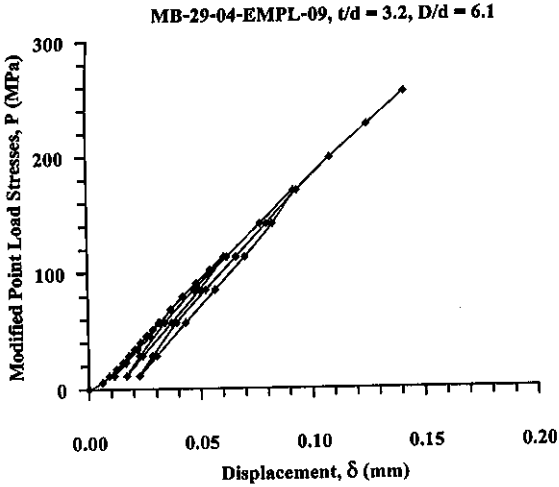
รูปที่ ก-6 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง MB-29-03-EMPL-06



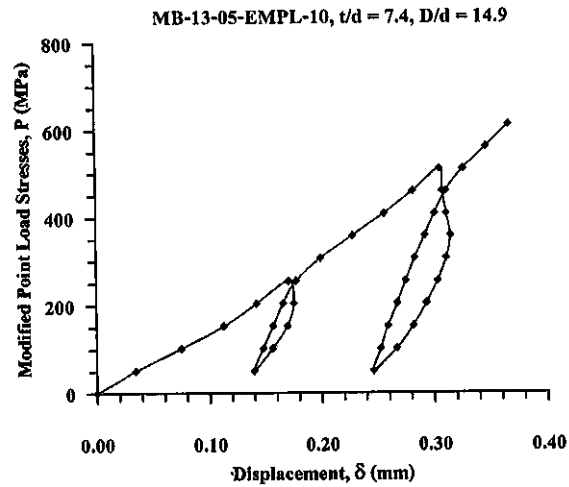
รูปที่ ก-7 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง MB-33-02-EMPL-07



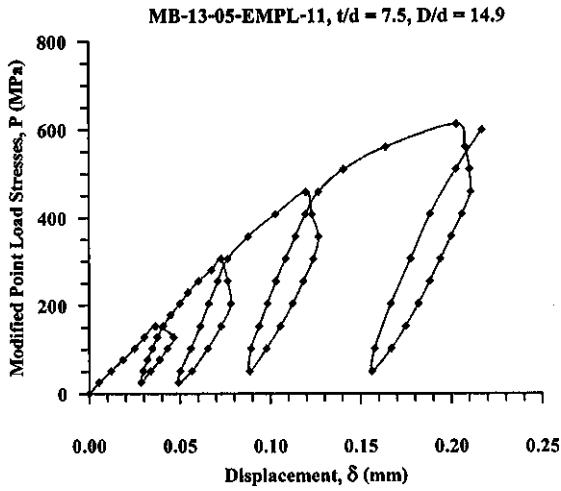
รูปที่ ก-8 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง MB-33-02-EMPL-08



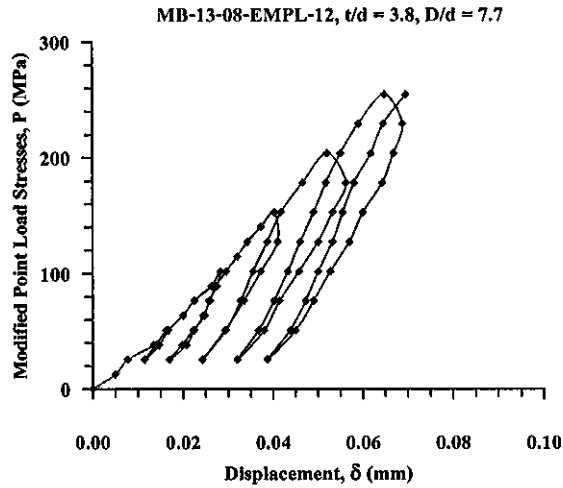
รูปที่ ก-9 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง MB-29-04-EMPL-09



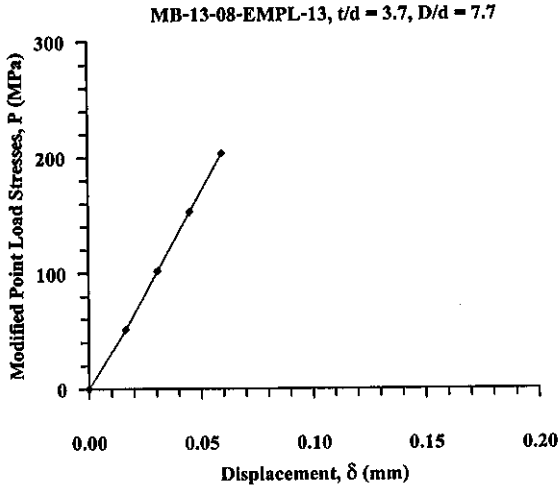
รูปที่ ก-10 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง MB-13-05-EMPL-10



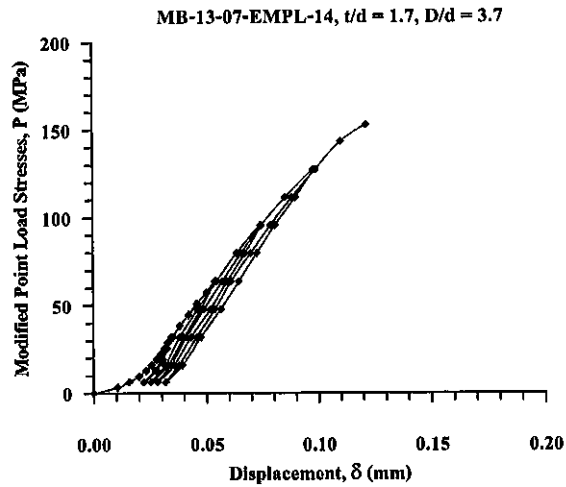
รูปที่ ก-11 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง MB-13-05-EMPL-11



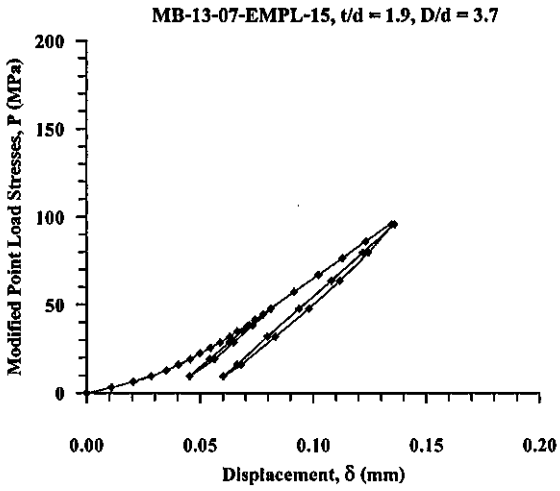
รูปที่ ก-12 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง MB-13-08-EMPL-12



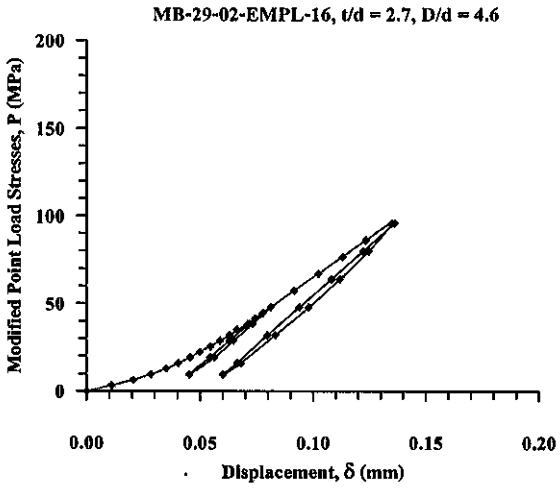
รูปที่ ก-13 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง MB-13-08-EMPL-13



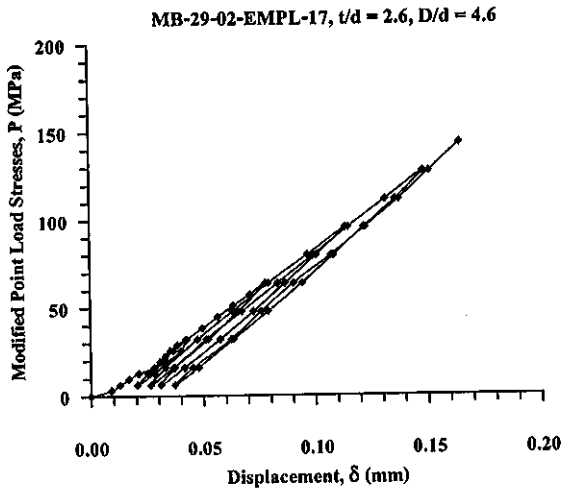
รูปที่ ก-14 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง MB-13-07-EMPL-14



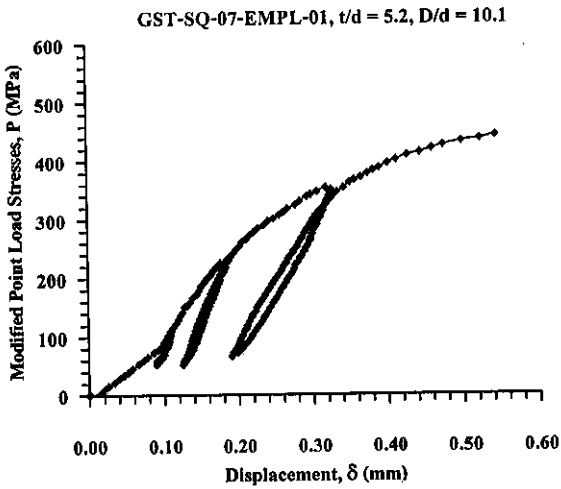
รูปที่ ก-15 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง MB-13-07-EMPL-15



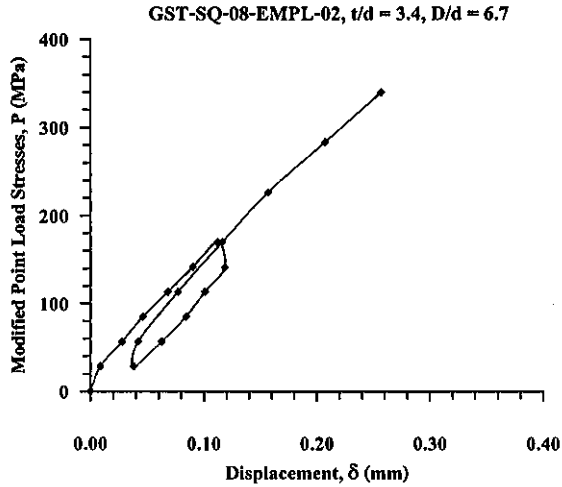
รูปที่ ก-16 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง MB-29-02-EMPL-16



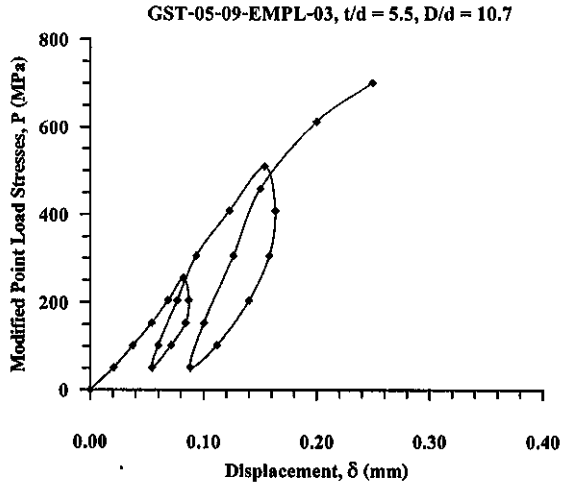
รูปที่ ก-17 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง MB-29-02-EMPL-17



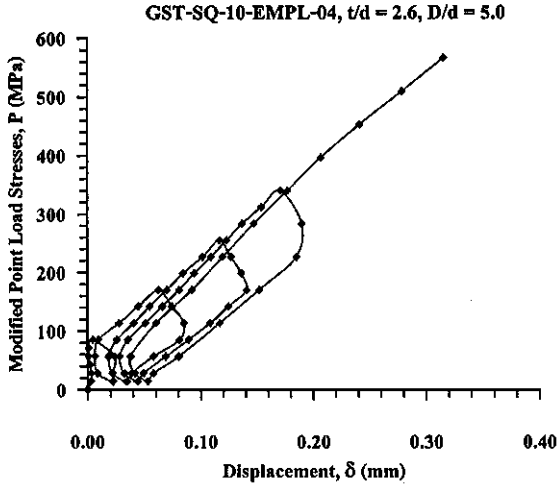
รูปที่ ก-18 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GST-SQ-07-EMPL-01



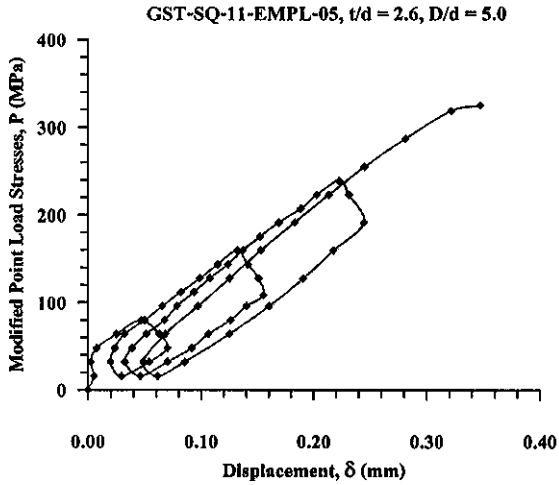
รูปที่ ก-19 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GST-SQ-08-EMPL-02



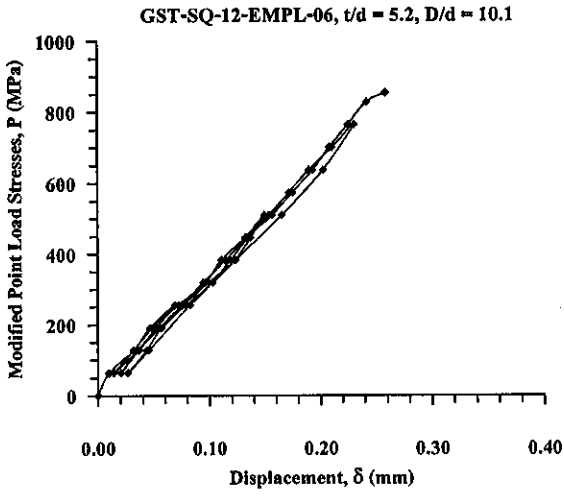
รูปที่ ก-20 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GST-05-09-EMPL-03



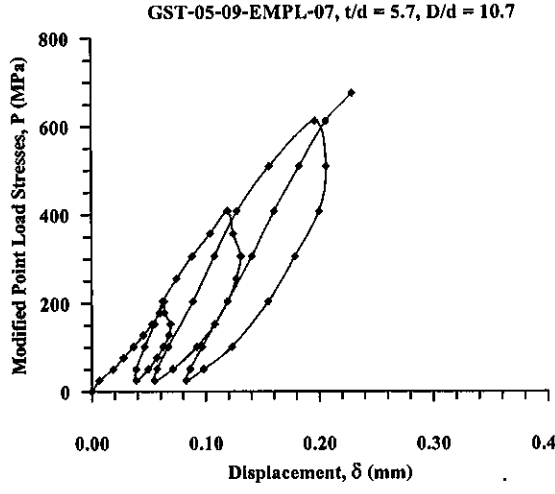
รูปที่ ก-21 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GST-SQ-10-EMPL-04



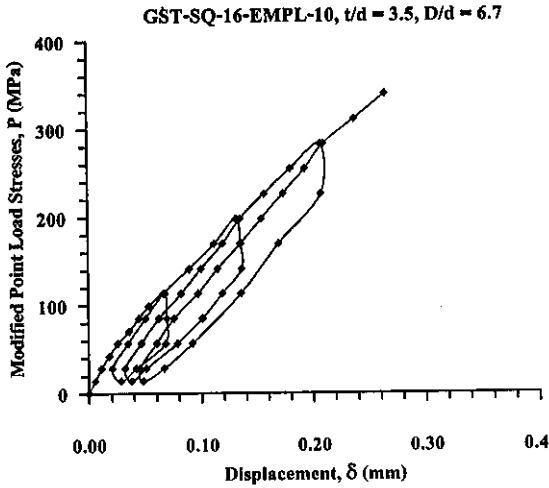
รูปที่ ก-22 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GST-SQ-11-EMPL-05



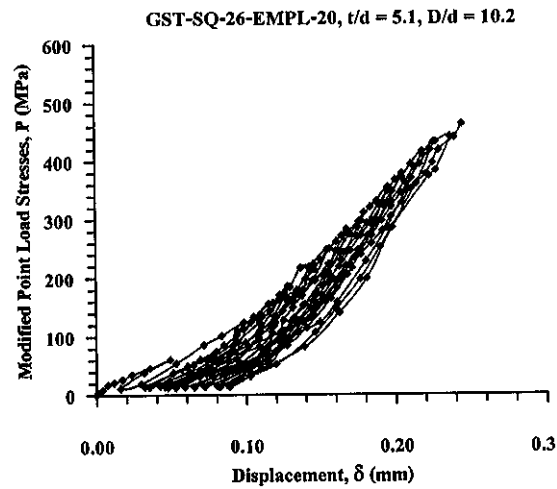
รูปที่ ก-23 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GST-SQ-12-EMPL-06



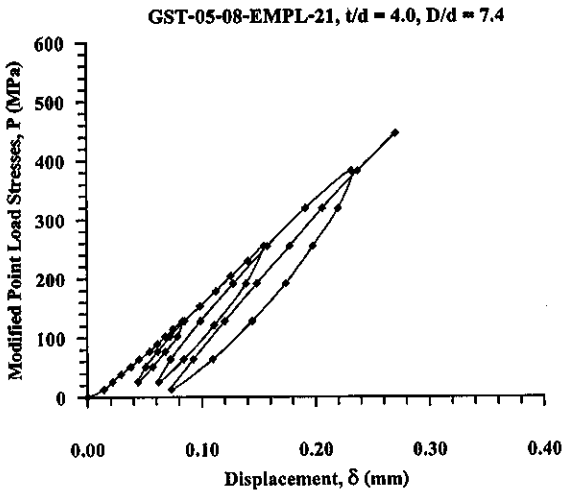
รูปที่ ก-24 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GST-05-09-EMPL-07



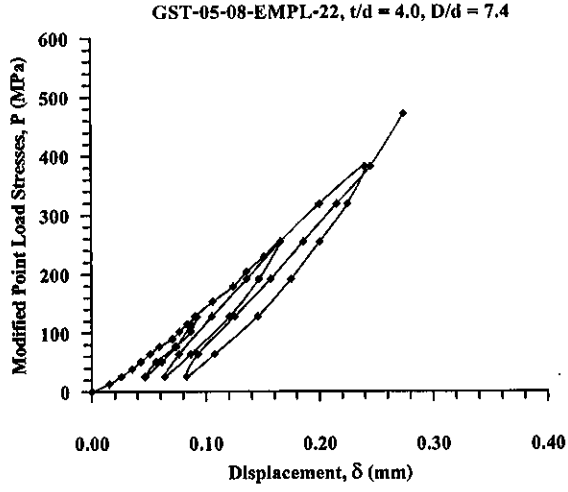
รูปที่ ก-25 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GST-SQ-16-EMPL-10



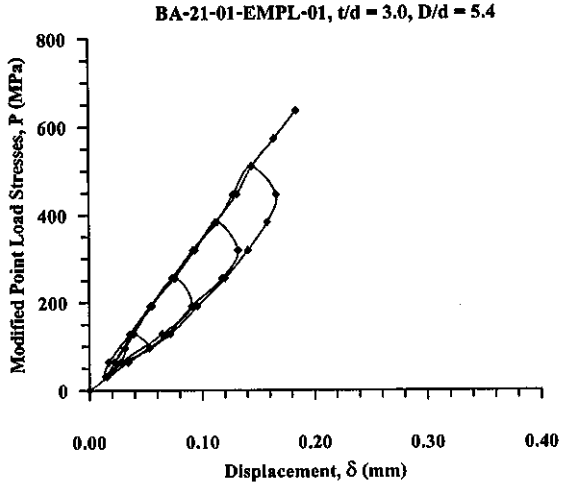
รูปที่ ก-26 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GST-SQ-26-EMPL-20



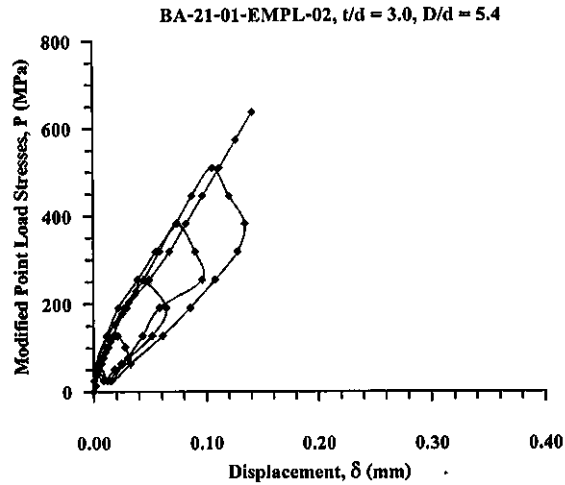
รูปที่ ก-27 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GST-05-08-EMPL-21



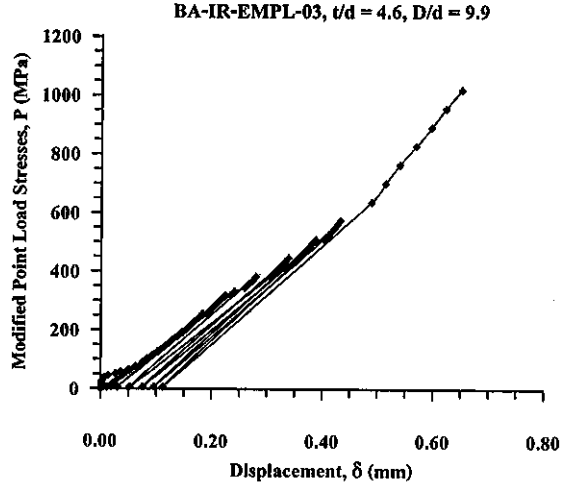
รูปที่ ก-28 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GST-05-08-EMPL-22



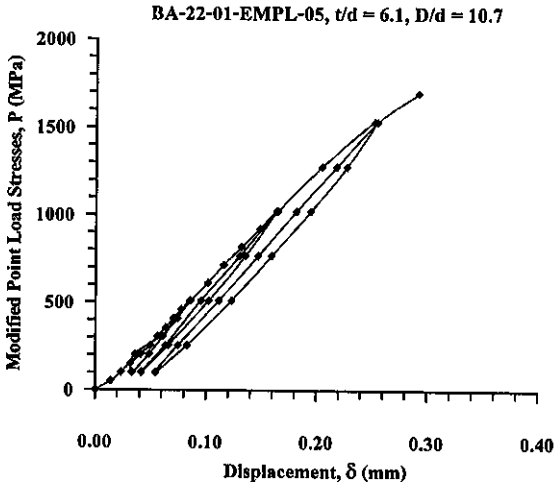
รูปที่ ก-29 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง BA-21-01-EMPL-01



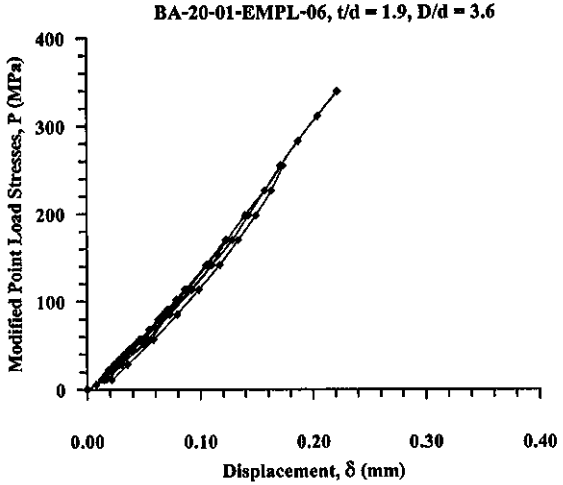
รูปที่ ก-30 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง BA-22-01-EMPL-02



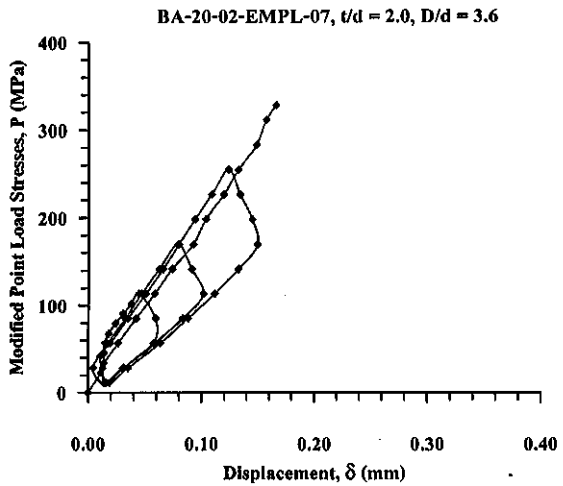
รูปที่ ก-31 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง BA-IR-EMPL-03



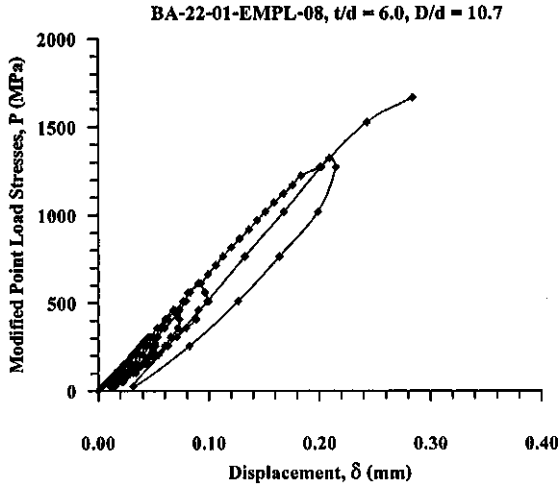
รูปที่ ก-32 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง BA-22-01-EMPL-05



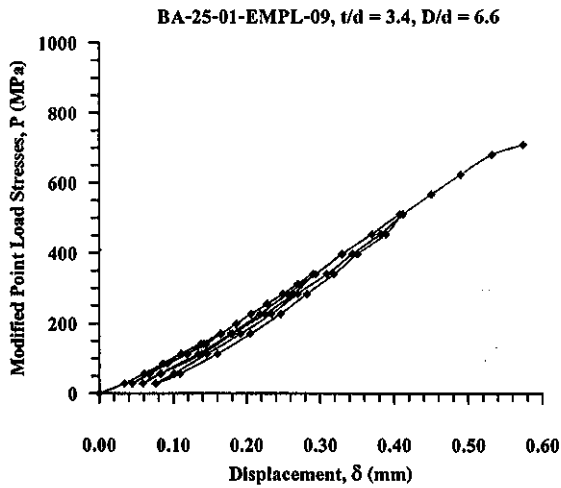
รูปที่ ก-33 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง BA-20-01-EMPL-06



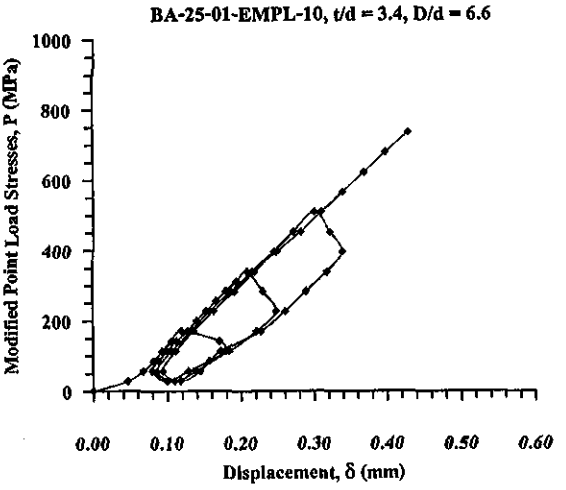
รูปที่ ก-34 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง BA-20-02-EMPL-07



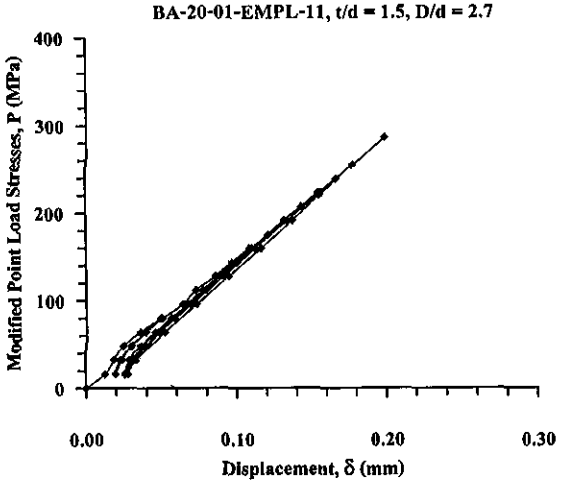
รูปที่ ก-35 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง BA-22-01-EMPL-08



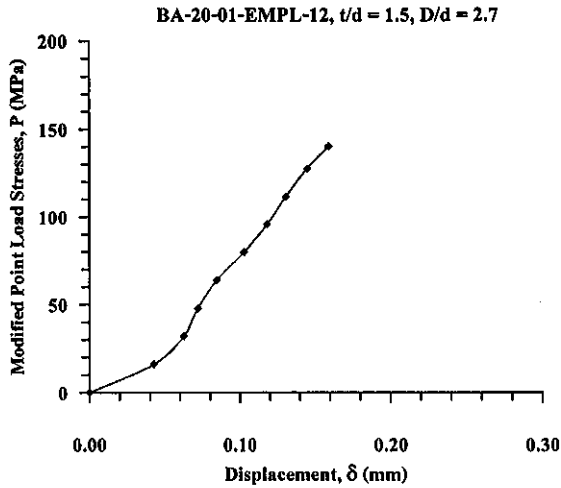
รูปที่ ก-36 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง BA-25-01-EMPL-09



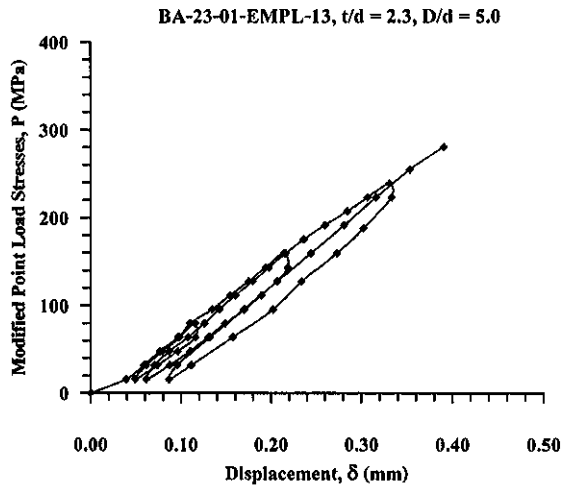
รูปที่ ก-37 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง BA-25-01-EMPL-10



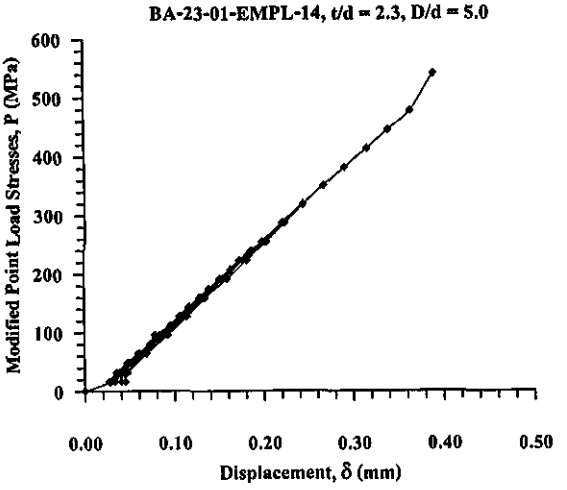
รูปที่ ก-38 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง BA-20-01-EMPL-11



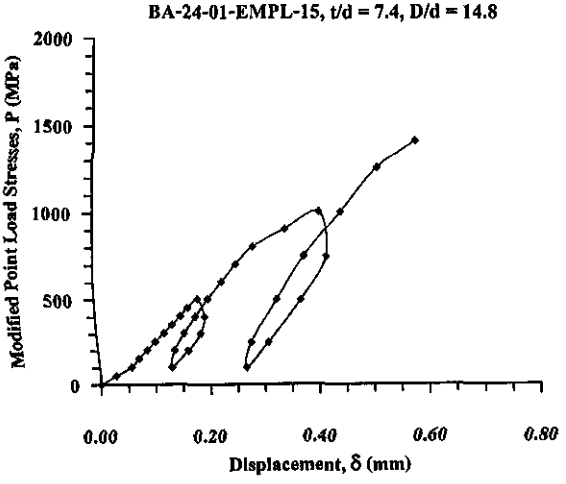
รูปที่ ก-39 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง BA-20-01-EMPL-12



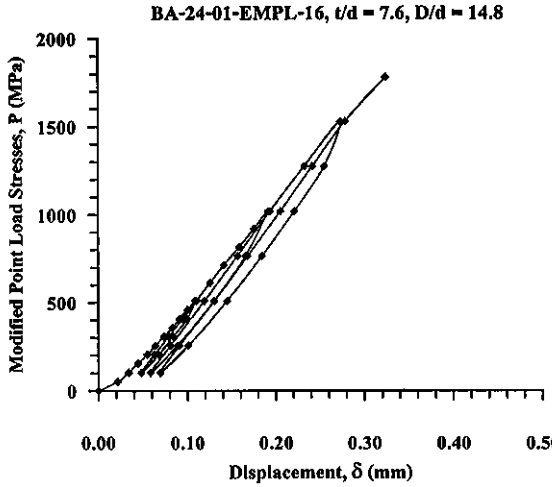
รูปที่ ก-40 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง BA-23-01-EMPL-13



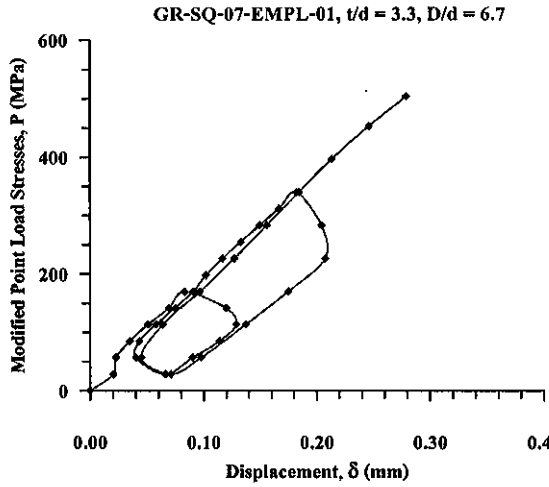
รูปที่ ก-41 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง BA-23-01-EMPL-14



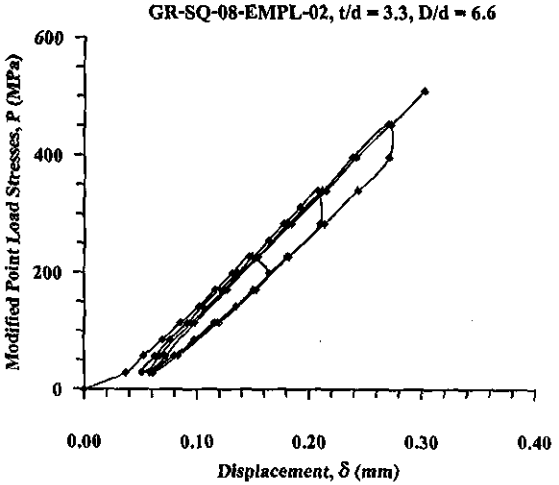
รูปที่ ก-42 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง BA-24-01-EMPL-15



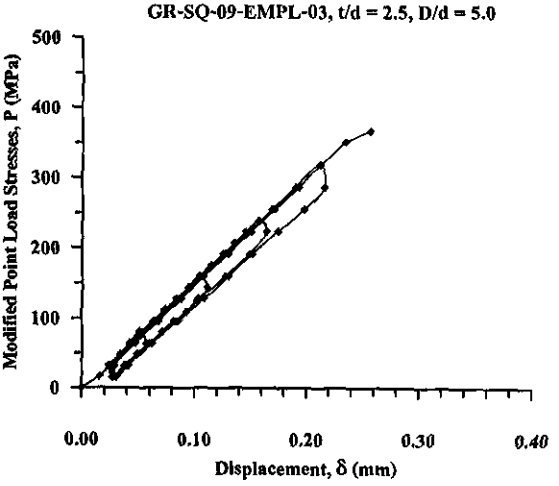
รูปที่ ก-43 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง BA-24-01-EMPL-16



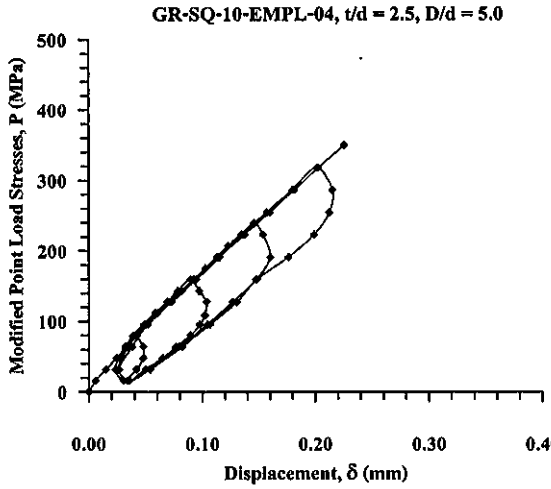
รูปที่ ก-44 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GR-SQ-07-EMPL-01



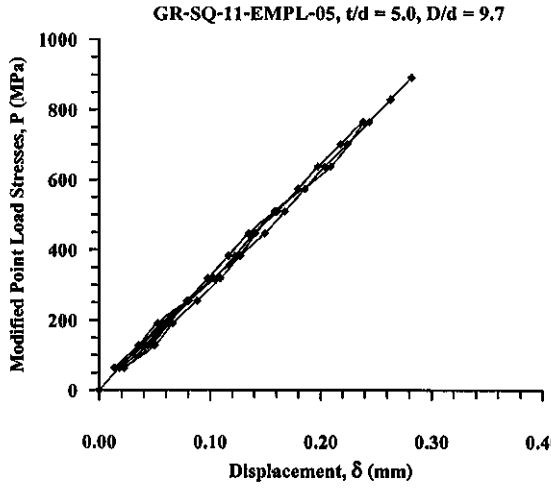
รูปที่ ก-45 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GR-SQ-08-EMPL-02



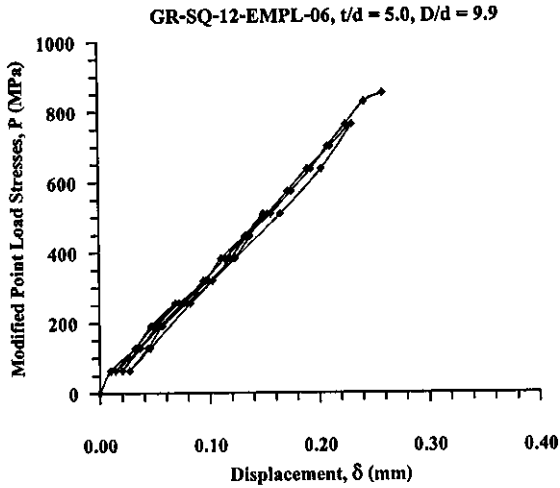
รูปที่ ก-46 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GR-SQ-09-EMPL-03



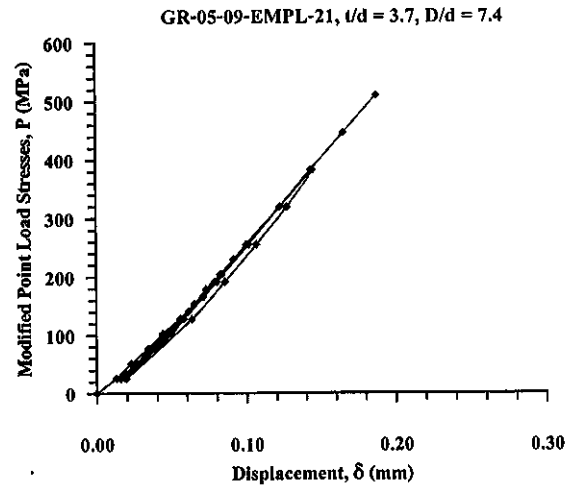
รูปที่ ก-47 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GR-SQ-10-EMPL-04



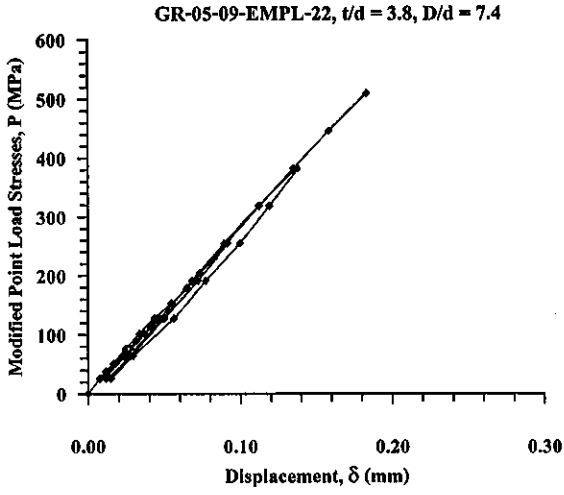
รูปที่ ก-48 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GR-SQ-11-EMPL-05



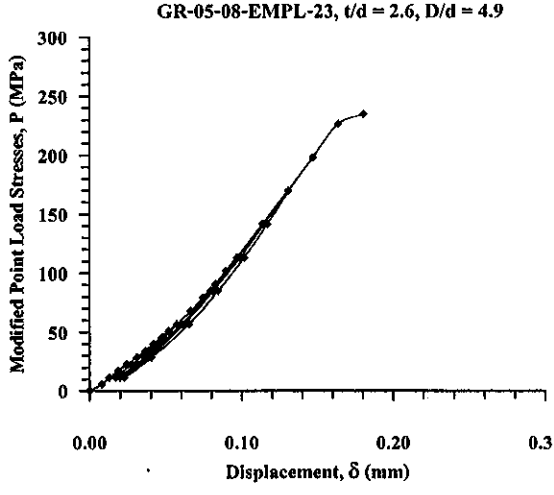
รูปที่ ก-49 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GR-SQ-12-EMPL-06



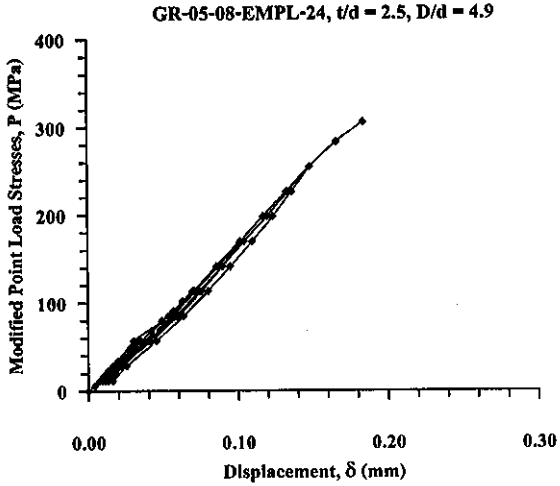
รูปที่ ก-50 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GR-05-09-EMPL-21



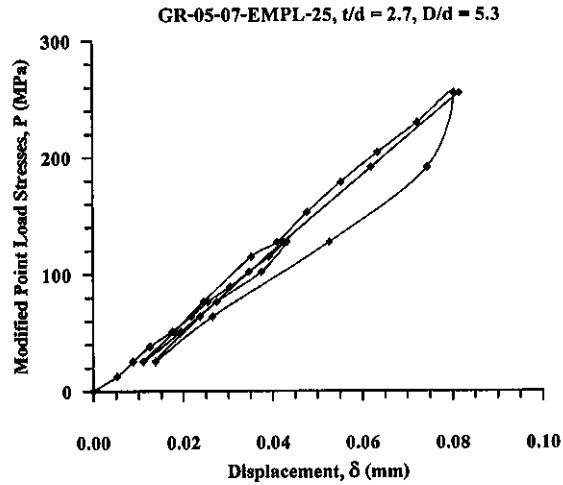
รูปที่ ก-51 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GR-05-09-EMPL-22



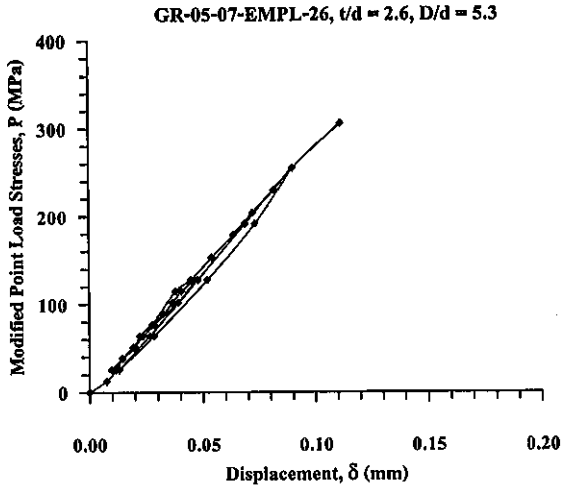
รูปที่ ก-52 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GR-05-08-EMPL-23



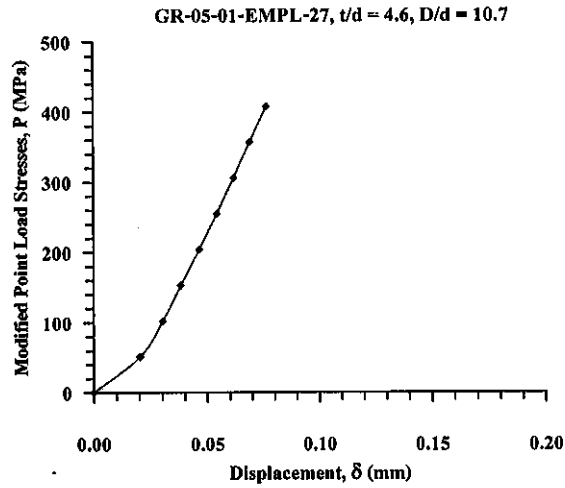
รูปที่ ก-53 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GR-05-08-EMPL-24



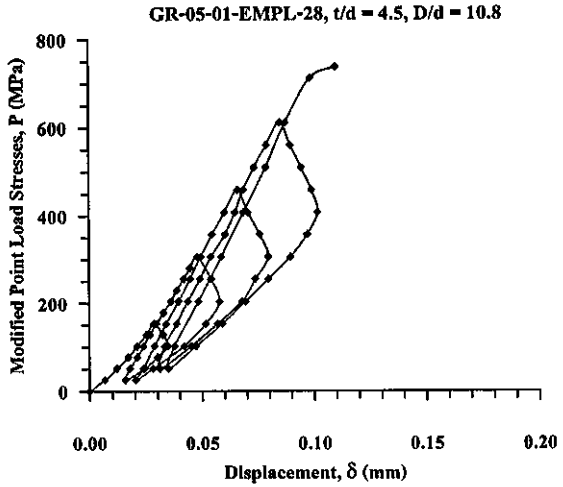
รูปที่ ก-54 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GR-05-07-EMPL-25



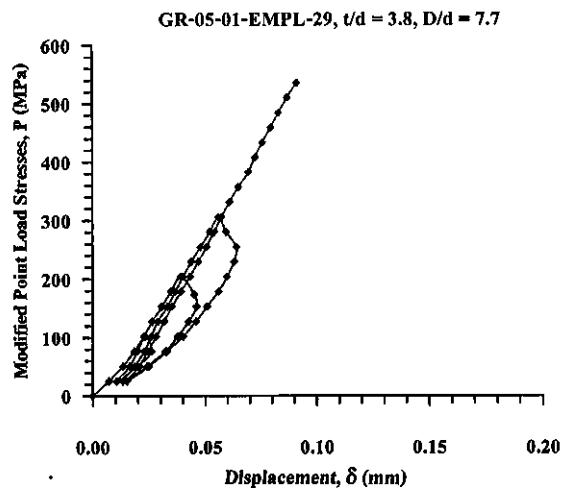
รูปที่ ก-55 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GR-05-07-EMPL-26



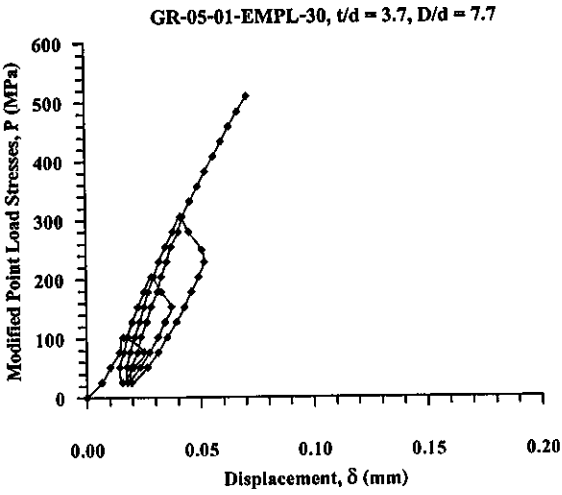
รูปที่ ก-56 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GR-05-01-EMPL-27



รูปที่ ก-57 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GR-05-01-EMPL-28



รูปที่ ก-58 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GR-05-01-EMPL-29



รูปที่ ก-59 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับระยะยุบตัวของหัวกดของตัวอย่าง GR-05-01-EMPL-30

ประวัตินักวิจัย

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